

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

Cálculo de una estructura de Concreto Armado

Tesis

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor

Abramovitz Delmar, Wolf

-1961-

Indice

	Pag.
- Especificaciones	1
- Introducción	2
- Generalidades	7
- Cálculo de los Aligerados	10
- Cálculo de Viguetas Especiales	93
- Cálculo de Pórticos	114
- Metrado de las Columnas	118
- Metrado de las Vigas Principales	140
- Metrado de Vigas Secundarias	152
- Determinación de Momentos y Esfuerzos Cortantes en los Pórticos.	157
- Diseño de Vigas Principales.	261
- Diseño de Vigas de Arriostre	312
- Diseño de Columnas.	321
- Cálculo de los Cimientos (Zapatas aisladas y Vigas Pared).	377
- Cálculo de la Caja del Ascensor.	399
- Cálculo de las Escaleras	404
- Presupuesto de la Estructura	409
- Bibliografía	411

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Civil

Ex-alumno Wolf Abramowitz
Promoción 1960 - A

Especificaciones.

Proyecto de Grado de Concreto Armado.

Proyectar la estructura de concreto armado del edificio cuyos planos arquitectónicos se adjunta y que constan de: 4 pisos y sótano total.

Sobrecargas: 2° p = 300 Kg/m^2 ; 3° y 4° p = 200 Kg/m^2 ; azotea = 100 Kg/m^2
1° p = 400 Kg/m^2 .

Muros y tabiques: los muros perimétricos y a patios de luz, serán de ladrillo hueco de cabeza; los tabiques interiores serán de ladrillo hueco de 0.10 m bruto.

Alturas piso a piso: Según corte.

Cimentación: La carga de seguridad del terreno de cimentación será: 35 Kg/cm^2 .

Se presentará como mínimo:

- 1° Planos generales a escala 1/50 y planos de detalle, a escala 1/25.
- 2° Cálculos justificativos completos.
- 3° Presupuesto de ejecución de la estructura

Lima, 20 de junio de 1960.

Introducción

Antes de entrar a exponer directamente los cálculos efectuados para el diseño de la estructura objeto de esta tesis voy a referirme brevemente a las propiedades del Hormigón Armado o Concreto Armado.

La construcción de Hormigón Armado se ha desarrollado en el último siglo como una consecuencia general de la evolución de la industria. En la actualidad se ha hecho un método de construcción irremplazable y sobrepasa a los demás por sus múltiples aplicaciones.

La combinación del Hormigón y Acero debe la multiplicidad de sus aplicaciones a dos propiedades que ningún otro material de construcción posee en el mismo grado: 1°.- La de permitir realizar cuerpos de construcción de gran magnitud sin solución de continuidad, y 2°.- admitir las más diversas conformaciones desde las fundaciones de gran volumen hasta las más livianas cubiertas.

Hormigón.- Es un compuesto heterogéneo que se origina de la mezcla íntima del cemento con arena, agregado grueso y agua. Las impurezas y los huecos también forman parte del Hormigón. Entre estos elementos se pueden considerar como activos el agua y el cemento, como elementos fuertes la piedra y la arena y como elementos perjudiciales los huecos y las impurezas. La calidad del hormigón depende de la calidad de sus elementos. Refiriéndome a las propiedades de sus elementos se tienen:

La Piedra.- Su resistencia debe ser igual o superior a la del hormigón que se desea obtener, deberá ser limpia para su mejor adherencia al mortero. Puede ser redondeada o con aristas.

La Arena.- Según el tamaño de sus granos puede ser fina o gruesa. El ideal es llegar a una mezcla de los dos tamaños, de tal manera que se obtenga un hormigón de la mayor resistencia y compactación posible.

El Cemento.- Será Portland, en casos especiales se pueden usar los aluminosos que resisten las aguas silicatosas.

El Agua.- Es necesario que no tenga impurezas, las potables satisfacen las necesidades del hormigón, hay que rechazar las aguas silicatosas. Cuando se mezclan el agua con el cemento se producen transformaciones químicas que al cabo de cierto tiempo la endurecen, es decir la transforman al estado sólido (este proceso es el fraguado). Estas acciones químicas son muy complejas y no son conocidas hasta el momento con exactitud.

Impurezas.- Se originan en conjunto con los demás elementos del hormigón que los llevan en mayor o menor cantidad, pueden ser arcillas, materias orgánicas, sales. En las arenas generalmente están la mayor cantidad de impurezas, en cambio las del cemento pasan inadvertidas.

Los Huecos.- Se producen al formarse el hormigón; su relleno lo hará el agua y el cemento. Dependen de la dosificación y manipulación del hormigón, y de paso sirven a los agentes exteriores al aumentar la porosidad, además son perjudiciales pues disminuyen la resistencia.

del hormigón

Propiedades del Hormigón.

El Hormigón, como todos los materiales pétreos se caracteriza por poseer una resistencia a la tracción pequeña en comparación con su resistencia a la compresión, el hormigón admite por lo tanto las mismas formas de construcción que la mampostería de piedra o ladrillo. El campo de aplicación del hormigón sin armar es bastante limitado. El Hormigón es muy resistente a la acción del fuego y el calor penetra muy lentamente en su interior, tiene gran resistencia a los agentes atmosféricos, aunque las heladas frecuentes y repetidas producen los mismos efectos que en las piedras más duras, resisten la acción del tiempo y su endurecimiento continúa indefinidamente; si bien esto resulta imperceptible pasado unos años, tiene gran plasticidad, lo que le permite adoptar toda clase de formas con notable ventaja sobre los demás materiales de construcción, otra de sus propiedades: es la impermeabilidad, sobre todo si se evitan las grietas propias del fraguado, que además puede aumentarse adicionando al hormigón alguno de los productos comerciales que se producen con este objeto. Esta impermeabilidad no es debido a la ausencia de poros como se iría de suponer, sino a que el agua al filtrarse por los finísimos poros del hormigón va depositando poco a poco pequeñas cantidades de sales que terminan por llenarlos casi completamente. El hormigón no requiere de gastos de conservación lo que le coloca muy por encima del hierro o de la madera. Esto no se refiere a los primeros días de su existencia, durante los cuales requiere cierto tipo de cuidado como es el de evitar la rápida evaporación del agua, así co-

mo de todo cambio brusco de temperatura y de toda vibración.

Como ya hemos mencionado el campo de acción del hormigón es bastante limitado, pero si en el cuerpo del hormigón se entienden barras de acero, estas son capaces de resistir el esfuerzo de tracción que se crean en el cuerpo, a condición de que se las disponga en el lugar y según la dirección que se producen tales esfuerzos. Obtiene así un material de construcción que puede ser igualmente solicitado a considerables esfuerzos de tracción y de compresión antes de producirse la ruptura, debe el hormigón armado esta propiedad al efecto conjunto del hormigón armado propiamente dicho, y de las barras del acero. Puesto que el hormigón armado puede soportar esfuerzos de tracción admite también cargas flectoras, es decir se puede construir también de hormigón vigas y voladizos, a diferencia de los demás materiales de construcción monolíticos que sólo pueden ser aplicados como elementos de construcción fundamentalmente solicitados a la compresión, tal como las columnas las paredes y los arcos. Ofrece así el hormigón armado una libertad para la conformación de la construcción que ningún otro material monolítico permite y que es precisamente la razón de la multiplicidad de sus aplicaciones.

Para armar el hormigón se utilizarán barras de acero que posean las cualidades de elasticidad, resistencia y no frágiles, siendo los aceros dulces y semiduros los que mejor se adaptan a estas condiciones. Corrientemente se emplean barras largas de sección circular, aun cuando también se utilizan en algunos casos barras de sección cuadrada u otros perfiles especiales formados por varillas rugosas, estrías o retorcidas, cuyo objeto no es más que aumentar extraordinariamente la adherencia.

Las barras se ensacoran en obra mediante el doblado en frío sobre otra barra de doble diámetro, sin que aparezcan grietas o otra señal de rotura.

Para su empleo es necesario que no presente gran oxidación, por el abandono del hierro a la intemperie al pie de la obra.

Una ligera oxidación superficial no es perjudicial sino favorable.

Al unirse el hormigón armado con el acero en forma íntima las buenas cualidades de resistencia de cada uno de ellos compensa las malas cualidades del otro, la perfecta colaboración de los dos materiales soporta toda clase de esfuerzos, absorbiendo el hormigón principalmente los esfuerzos de compresión y el acero los de tracción.

La distribución de esfuerzos entre el hormigón y el acero en relación a sus respectivos módulos de elasticidad es perfecta debido a la gran adherencia de los materiales, que permite la transmisión mutua de los esfuerzos por la acción de otro de deslizamiento entre las superficies contiguas. El peligro de desplazamiento del hierro dentro del hormigón, a causa de las dilataciones térmicas, tampoco es de temer dada la igualdad de ambos, además el hormigón armado conserva todas las cualidades del hormigón.

La resistencia del hormigón depende de los siguientes factores:

- a.- Del contenido y calidad del cemento.
- b.- De la granulometría de los agregados.
- c.- Del contenido de agua (relación agua cemento)
- d.- De la preparación, del curado y de la edad.

Cabe agregar también que las condiciones que deben satisfacer los agregados, están incluidos en los tres primeros capítulos del Reglamento de ACI al igual que las pruebas de carga y métodos para determinar la resistencia del concreto.

Generalidades sobre este Proyecto.

En este proyecto se ha ejecutado el cálculo de una estructura de concreto armado del edificio cuyos planos arquitectónicos se adjuntan. El edificio consta de cuatro pisos y un sótano total. El primer piso será destinado a tiendas y los pisos superiores a vivienda. El sótano servirá como depósito.

La estructura objeto de esta tesis se proyecta teniendo como base nueve ejes los que siguen la dirección de los pórticos principales o resistentes. El arrioste de estos pórticos resistentes se efectúa por medio de las vigas secundarias o vigas de arrioste, aprovechándose para el mismo fin la gran rigidez que tienen las vigas pared.

Las vigas de arrioste se diseñaron chatas para obtener continuidad y limpieza en los cielorasos.

El cálculo de la estructura se efectuó siguiendo las especificaciones y pautas dadas por el catedrático de concreto y en forma general siguiendo las normas Americanas hechas por el Instituto Americano de Concreto (ACI) en el año 1956.

Los efectos del sismo y viento no se consideraron en este proyecto, pues para edificios de poca altura no se justifica el estudio de estos, en lo que se refiere al viento en forma prácticamente no hay viento y sólo se justificaría este estudio para las estructuras muy elevadas y que presentan grandes superficies de exposición, pero en general las recomendaciones indican que para construcciones de altura menor de quince metros no será necesario considerar la acción del viento, sin embargo para estructuras de puentes, torres y chimeneas no se pueden omitir estos

prescripciones, pero en los lugares en que se demuestre que el viento no actúa, se puede prescindir de este.

Refiriéndome brevemente a la acción de los temblores en las construcciones, los técnicos japoneses recomiendan estructuras fuertemente rígidas en terrenos aluviales tales como arenosos o arcillosos. Entre los principios fundamentales que emite cierto profesor japonés tenemos:

- 1° Rigidez de la estructura.
- 2° Distribución racional de los esfuerzos horizontales, se necesita sistema de piso rígido.
- 3° Asegurar que el período natural de oscilaciones elásticas del edificio sea siempre menor que el período de oscilación posible del sismo.

La forma rectangular en planta de un edificio trabaja siempre mejor, recomienda trabajar en plantas rectangulares.

Hatley, recomienda la estructura de gran rigidez que se mueve como unidad, debido al buen arrioste no sufre daños con el sismo, (los muros del concreto armado dan gran rigidez a la estructura).

Para el techado se emplea el sistema de losas aligeradas por ser un sistema conveniente y que se emplea en el medio, las razones de conveniencia se exponen en el respectivo capítulo.

Se hace notar que los elementos de los pórticos correspondientes a los ejes ⑦, ⑧ y ⑨ se diseñaron aprovechando la simetría existente con los pórticos correspondiente a los ejes ①, ② y ③; con lo cual el número de pórticos que tuve que calcular se redujo a siete, pues tenemos el pórtico ①, ②, ③, ④, ⑤ y ⑥.

Debe mencionarse que en este proyecto se ha tratado de uniformizar en lo posible las secciones de los elementos tales como

vigas, columnas, altura de aligerados, diámetros de fierros que influyen directamente en la economía de la obra.

Emples sólo una calidad de concreto para el diseño de todos los elementos correspondiente al $f'_c = 140 \text{ seg/cm}^2$.

La dosificación necesaria para producir esta resistencia están dadas por las siguientes relaciones :

<u>Cal. de concreto</u>	<u>Vol: cemento - Arena - Piedra</u>	<u>Agua/saco cem. 42.5 Kg</u>
$f'_c = 140 \text{ seg/cm}^2$	1 : 2 : 4	28 lla

Se usara arena de río y piedra partida de $1/2''$ para acorazados, de $3/4''$ para vigas o columnas, y de $1''$ y $1/2''$ para zapatas, de $1''$ y $3/4''$ para las vigas pared y muros de ascensor, el acero que se utilizará será duro, con resistencia a la tracción y compresión de $f'_s = f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$

Así mismo cabe destacar en lo referente al metrado de cargas no se hizo reducción de la sobrecarga, esto se refiere al metrado de columnas, ya que generalmente esta reducción se hace para edificios de más de cinco pisos en los cuales se considera total la sobrecarga en el piso superior (para las columnas) y se considera que baja 5% por piso.

Cálculo de los Aligerados

1.- Generalidades sobre las losas.-

La losa constituye uno de los principales elementos de la construcción de Concreto Armado.

Se define a la losa como un elemento estructural plano, en forma de tablero que está sometida a la acción de fuerzas perpendiculares y fundamentalmente por consiguiente está sometida a la flexión.

Se tienen así las losas con armadura principal en una dirección, que es el caso más común que generalmente se presentan en las estructuras aporticadas, o sea cuando los momentos de flexión aparecen esencialmente en una dirección y están armados correspondientemente.

Para este proyecto se usó la losa con armadura en un sólo sentido pues de acuerdo a la conformación estructural cruzada la flexión prácticamente existe en el sentido de la menor longitud de los paños y así poniéndonos en la posición más desfavorable tendríamos:

$$\frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} = \frac{5.50}{3.50} = 1.57 > 1.5$$

Ahora según las recomendaciones existentes tenemos que cuando esta relación es mayor de 1.5, el armado debe hacerse en un sólo sentido.

Ahora llámense Losas Aligeradas o losas compuestas los entrepisos y techos de uso frecuente en las construcciones de

concreto armado formados por ladrillos huecos, ladrillos armados y ladrillos de vidrio que se introducen en las losas de concreto, con el fin de reducir el peso propio de las losas y mejorar la aislación térmica y acústica de estas. Obliénese de esta manera una placa particularmente rígida en una dirección preferida, de caracteres estáticos muy similares a los de la losa con armadura en una dirección principal, ya que sólo puede absorber momentos de flexión importantes según la dirección de las nervaduras armadas que separan y sostienen los ladrillos de relleno.

Para lucos menores de 3.5 m. son mejores las losas armadas en una sola dirección, para lucos entre 3.50 y 6.00 m. a 6.5 m. son económicos los aligerados y para lucos mayores de 6 a 6.5 m. hay otras soluciones tales como los aligerados de dos direcciones

2.- Aligerados.-

Para la ejecución de este proyecto he escogido como la solución más apropiada el uso de aligerados.

Ventajas e inconvenientes de los Aligerados.-

Respecto a las losas nervadas tienen las ventajas siguientes:

- a.- Superficie inferior plana.
- b.- Transmiten en menor grado el sonido y cambios de temperatura.

Respecto a las losas armadas en una sola dirección:

- c.- Para lucos convenientes (3.50 m. a 6.50 m.), tienen menor peso por unidad de superficie pudiendo llegar a tener hasta un 25% menos.

Desventajas

- a.- Menor rigidez, frente a las losas armadas en una y dos direcciones y que se presentan en la dirección normal a las viguetas.
- b.- No es apropiado para construcciones sometidas a vibraciones o cargas concentradas muy grandes debido al pequeño espesor del ala.
- c.- Coloración que se presenta en estos pisos cuando el agua es absorbida por el ladrillo, pero este inconveniente se puede subsanar.

3.- Aligerados Utilizados.

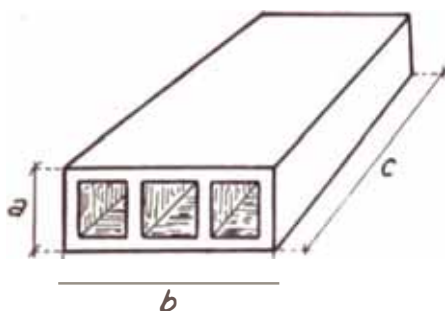
En nuestro medio hay diversos tipos de Aligerados, entre estos tenemos:

Tipos de Aligerado

Ladrillo (a)	Losas.	Altura "h"
12 cm.	5 cm.	17 cm.
15 cm.	5 cm.	20 cm.
20 cm.	5 cm.	25 cm.
20 cm.	7 cm.	27 cm.
20 cm.	10 cm.	30 cm.

Ahora particularizando el tipo escogido para este proyecto es el que utiliza ladrillos de arcilla de tres huecos, con

viguetas de 10 cm. de ancho, espaciados 40 cm., centro a centro con una losa de 5 cm. de espesor.



h cm	a cm	b cm	c cm
17	12	30	40
20	15	30	40

Debido al ladrillo utilizado y por la dimensión de la viga, se puede ver que por cada metro de ancho del paño de aligerado (en el sentido perpendicular a la dirección de las viguetas), entran 2.5 viguetas, factor que se tomará posteriormente para el diseño de la viga ya que el metrado se hace por metro de ancho de aligerado.

Métodos de Cálculo.-

Se les considera como elementos continuos, debiéndose tener en cuenta el tipo de sustentación. Hay diversos métodos para el cálculo de los momentos y esfuerzos cortantes, entre estos tenemos:

a.- Método de Coeficientes del ACI.-

Permite determinar los esfuerzos del corte y momentos de flex-

ión, con bastante aproximación, pero requiere de ciertas condiciones su aplicación, o sea que no es un método general, estas condiciones son las siguientes:

- 1.- Las cargas deben ser uniformemente repartidas.
- 2.- Tomando dos tramos adyacentes cualquiera, el tramo menor no sea inferior que 0.8 de la luz mayor.
- 3.- La sobrecarga no exceda tres veces la carga permanente.

Correcciones. - Sin embargo hay ciertas recomendaciones que dan diferentes autores para poder assimilar el método de coeficientes en otros casos, tal como el Procedimiento que da Parker para cargas concentradas, aunque estas son muy poco aproximadas Peabody también da correcciones pero para cargas a $\frac{1}{2}$ o $\frac{1}{3}$ de la luz o 3 cargas a los $\frac{1}{4}$, estas correcciones si dan bastante aproximación, por último el Libro Azul (Reinforced Concrete Design Handbook), da coeficientes y tablas que toman en cuenta la variación de la luz de los tramos que exceden en 20% esta diferencia.

b. Método de Cross. -

Es un método muy exacto y general, se le puede emplear en todos los casos, aun con luces desiguales, cargas variadas y diversas condiciones de sustentación. Para el doblado de la armadura, cálculo de los ensanches y verificación de los esfuerzos de adherencia se utilizan los diagramas de Momentos y Esfuerzos de corte que se obtienen siguiendo este método.

Influencia de la Esbriquería. -

En las consideraciones de la Esbriquería se presentan dos casos:

- a.- Perpendicular a la vigueta.
- b.- Paralelo a la vigueta.

a.- Cuando la tabiquería es perpendicular a la vigueta, se considera como si fuera carga concentrada.

b.- Cuando la tabiquería es paralela a la vigueta se calcula el aligerado como si no existiera la tabiquería y posteriormente debajo del tabique se juntan dos viguetas, eso si se verifican los esfuerzos, en este sentido más adelante para el cálculo de estas dobles viguetas o viguetas especiales explico los criterios que se deben seguir.

Exceso de tabiques -

Cuando existe un exceso de tabiquería en ambas direcciones se puede asumir lo siguiente:

a.- Se efectúa un metrodo de cargas de toda la tabiquería, se divide entre el área del paño sobre el cual actúa y se encuentra una carga uniforme equivalente, que se agrega a la carga uniforme inicial, utilizándose así el exceso de cargas concentradas.

Según las normas este criterio se puede seguir cuando la tabiquería es liviana, máximo 100 Kg./m^2 , pero en el país los tabiques usados son de 200 Kg./m^2 y se aplica también el criterio anterior.

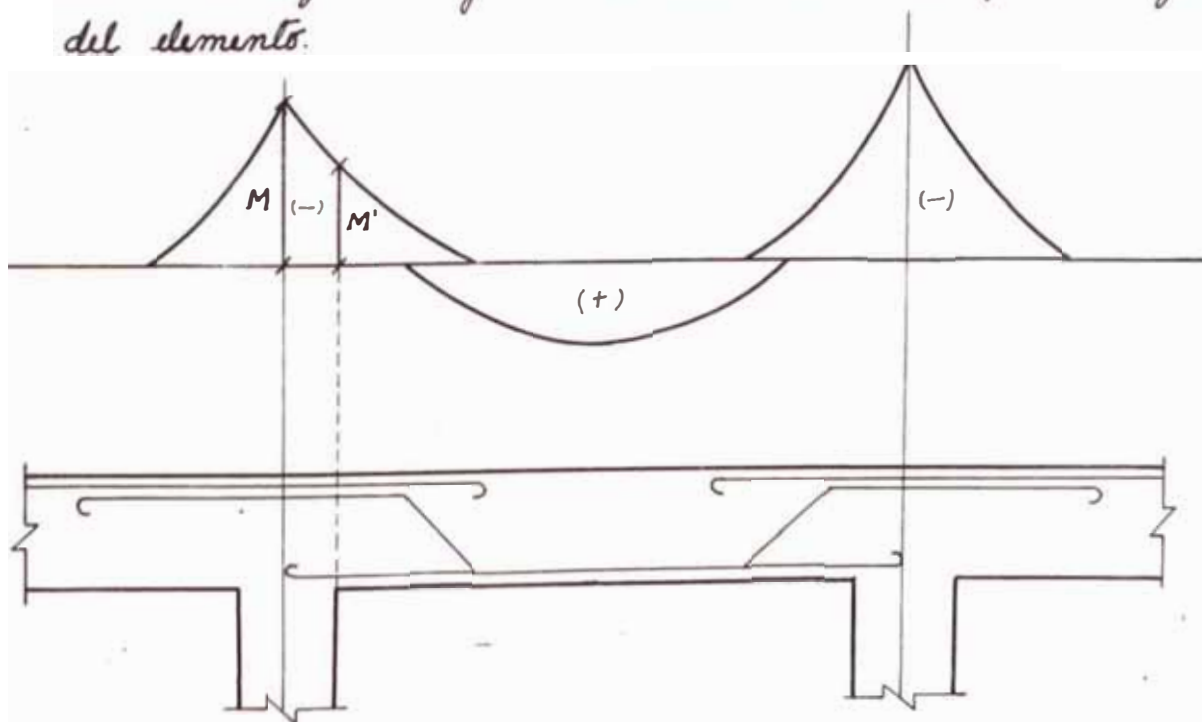
b.- Con el objeto de simplificar los cálculos a exceso es más conveniente por ejemplo considerar una s/c equivalente a 100 Kg./m^2 actuando en todo el paño.

Erizado de la envolvente en una losa cualquiera.-

Para obtener la envolvente de momentos hay que obtener los momentos máximos positivos y negativos para cada tramo, para esto hay que hacer las respectivas variaciones de sobrecarga que corresponden para cada máximo. Este estudio lo quedo detenidamente más adelante simplemente como una demostración gráfica, para cada posición de sobrecarga obtengo su respectivo gráfico.

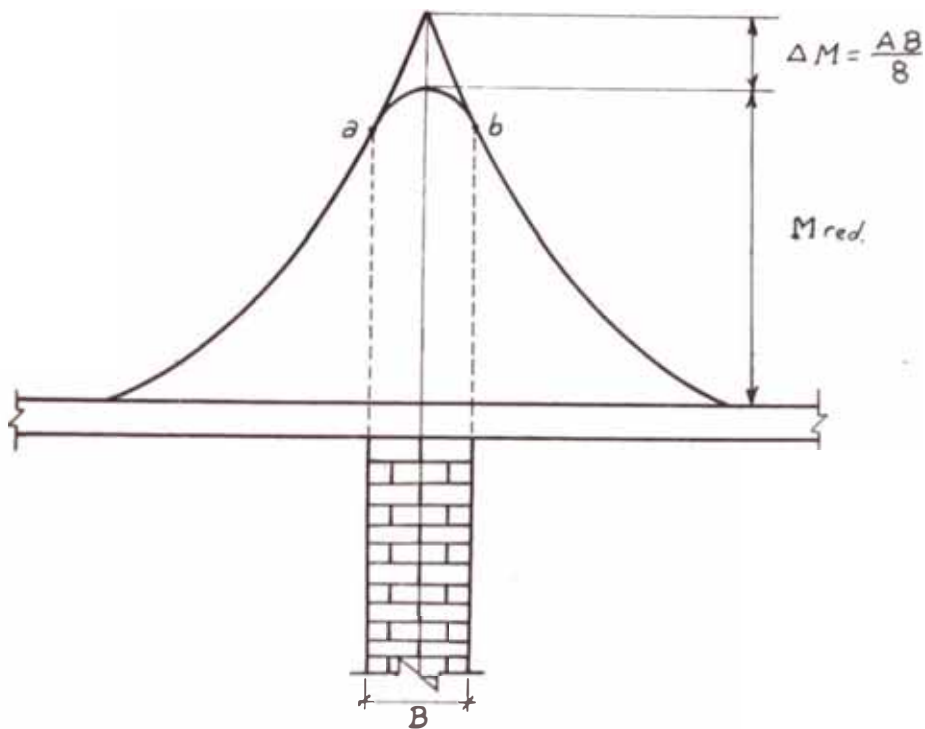
Reducción de los valores de momentos y corte.

Según las especificaciones dadas por el ACI, una vez que se ha determinado el máximo momento de flexión negativo se hace una reducción, es decir no se considera la ordenada del diagrama de momentos que está sobre el eje del apoyo sino lo que hay a plomo sobre la cara del apoyo. Se dimensionará entonces con M' en vez de M y el exceso será absorbido por la rigidez del elemento.



Losas que se apoyan en muros de albañilería en la que hemos trazado la envolvente en su porción negativa, en este caso también hay que levantar la vertical que corresponde al paramento y redondear al vértice de la parte negativa de tal manera que $\Delta M = \frac{AB}{8}$

A = reacción en el apoyo.



Momentos en los apoyos extremos:

El ACI especifica: $\frac{1}{24} w l^2$ (cuando el apoyo es viga)
 $\frac{1}{16} w l^2$ (cuando el apoyo es un muro de concreto).

Una vez obtenidos los momentos y esfuerzos cortantes por u-
 no u otro método de acuerdo al diseño previo del aligerado se
 procede al cálculo de lo siguiente:

- 1.- Diseño de la Armadura Principal.
- 2.- Verificación de los momentos y esfuerzos cortantes

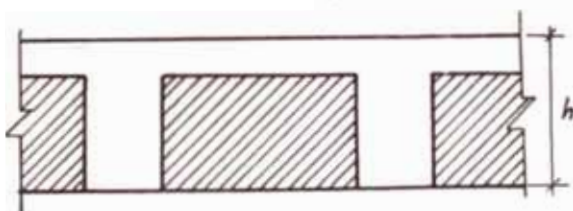
en los apoyos (Erase como consecuencia el ensanche de las viguetas en caso necesario).

- 3.- Verificación de los esfuerzos de adherencia, para el acero negativo en la cara del apoyo y para el acero positivo en su punto de inflexión.
- 4.- Doblado en la armadura principal.
- 5.- Cálculo del fierro de Temperatura.

Criterio para determinar el espesor de los aligrados-

El espesor h de los aligrados se pueden considerar en función de la luz.

$$h = \frac{l}{20} \text{ a } \frac{l}{25}$$



Se puede considerar grande una $\frac{5}{8}$ cuando pasa de 500 Kg./m².

Otro Criterio para dimensionar el aligrado-

$$d = \frac{V \text{ (corte máximo por vigueta.)}}{25 b' j \sqrt{c}}$$

$$h = d + 3 \text{ cm.}$$

Nomenclatura.-

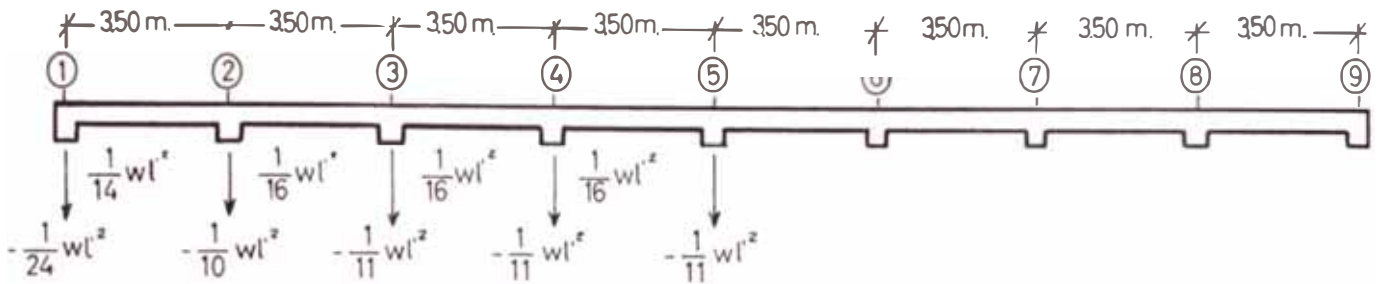
Aligrado Tipo 1.....3	Azotea --- Exm. (AT 1 Azotea)
Aligrado Tipo 1.....5	4° piso, 3° piso, 2° piso
Aligrado Tipo 1.....3	1° piso

De acuerdo al criterio mencionado anteriormente para dimensionamiento de aligerados, llegué a un diseño de 17 cm. que lo utilicé para diseñar los aligerados de todos los niveles, a excepción del aligerado del 1º piso (o techo del sótano) que lo diseñé para un $h = 20$ cm. Adopté la altura de 17 cm. para aligerados de los demás pisos debido a la pequeña longitud de los tramos (3.50 m.) y pequeñas sobrecargas no requerían mayor espesor de viga, prueba de ello es que no se requirieron ensanches a excepción de una viga correspondiente a un tipo de aligerado del 2º piso, en cambio en los aligerados del primer piso, y debido a que la sobrecarga se habría elevado a 400 Kg./m². creí más conveniente emplear el aligerado de $h = 20$ cm.

Debo también mencionar que en la práctica de construcción del medio generalmente son usados los aligerados de 20 en vez de los de 17.

Cálculo de los Aligerados de la Azteca.-

Cálculo del Aligerado Tipo (1).



Teniendo en cuenta las tres condiciones que permiten el uso de los coeficientes del ACI, vemos que todas ellas se cumplen en este caso, vamos a aplicar estos coeficientes para determinar los momentos y refuerzo de corte para el diseño de este tipo de aligerado.

Espesor del Aligerado.-

$$h = \frac{3.50}{20 \text{ a } 25} = 14 \text{ a } 17.5 \text{ cm.}$$

$$s/c = 100 \text{ Kg./m}^2$$

$$W_{p.p} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$100 < 3 (270 + 100) (\text{piso acabado})$$

$$\text{Escojo } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Piso Propio} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Piso Muerto} = 100 \text{ Kg./m}^2$$

$$s/c = \frac{100}{W = 470 \text{ Kg./m}^2}$$

$$d = \frac{V}{2.5 v b_j} \quad V = 0.03 f'_c$$

Verificación de la altura :

$$d = \frac{V}{0.03 f'_c b_j 2.5}$$

V = refuerzo cortante por vigaleta.

Como las vigaletas están espaciadas

en 0.40 m., tenemos 2.5 viguetas por cada metro de aligerado.

$$0.03 f_c = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

$$d = \frac{V}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{V}{91}$$

$$d = \frac{0.5 \times 470 \times 3.5}{91} = \frac{823}{91} = 9 + 3 = 12 \text{ cm.} < 17 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

Cálculo de Momentos :

Negativos :

$$- \frac{w l'^2}{24} = \frac{4,800}{24} = 200 \text{ Kg-m.}$$

$$- \frac{w l'^2}{10} = \frac{4,800}{10} = 480 \text{ Kg-m.}$$

$$- \frac{w l'^2}{11} = \frac{4,800}{11} = 436 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Positivos : } + \frac{w l'^2}{14} = \frac{4,800}{14} = 343 \text{ Kg-m.}$$

$$+ \frac{w l'^2}{16} = \frac{4,800}{16} = 300 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo de la Armadura :

Armadura Negativa :

$$A_s = \frac{M}{2.5 \times f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg m})}{3,500 \times 12.1} = \frac{M (\text{Kg m})}{424} = M$$

$$- \frac{1}{24} \rightarrow \frac{200}{424} = 0.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{3}{8}$$

$$- \frac{1}{10} \rightarrow \frac{480}{424} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}$$

$$- \frac{1}{11} \rightarrow \frac{436}{424} = 1.03 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}$$

Armadura Positiva :

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (14 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M}{40,400} = \frac{M (\text{Kg m})}{404}$$

$$+ \frac{1}{14} \rightarrow \frac{343}{404} = 0.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{1}{2}''$$

$$+ \frac{1}{16} \rightarrow \frac{300}{404} = 0.74 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \frac{3}{8}''$$

Momento que toma el concreto :

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 540 \text{ Kg m.}$$

"no necesita ensanche" por momento.

$$V_{\max} = 0.575 \times 470 \times 3.2 = 865 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 2.5 d \times v_{bj} = 2.5 \times 14 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 = 1,280.$$

$$V_c = 1,280 \text{ Kg.}$$

no necesita ensanche por corte.

Comprobación por adherencia : $\mu = 0.075$ $f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$

$$g = \frac{V}{2.5 \mu j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

Apoyo exterior :

$$a.- g = \frac{0.5 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.35 \text{ cm.} < \phi \frac{3}{8}''$$

Apoyo interior :

$$b.- g = \frac{0.575 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.71 \text{ cm.}$$

c.- Positivo para $\frac{1}{14}$

$$V_{1/14} = 865 - 0.125 \times 470 \times 3.2$$

$$865 - 188 = 677 \text{ Kg.}$$

$$g = \frac{677}{320} = 2.12 \text{ cm.}$$

d.- Positivo para $\frac{1}{16}$:

$$\sqrt{16} = 0.5 \times 470 \times 3.20 - 0.15 \times 470 \times 3.2 = 753 - 226 = 527$$

$$s = \frac{527}{320} = 1.6 \text{ cm.}$$

Acero de Temperatura

Perpendicularmente al sentido de las viguetas se coloca una armadura de repartición o temperatura que trabaje absorbiendo los esfuerzos de temperatura que se produzcan en el aligerado. De acuerdo a las especificaciones dadas por el ACI se colocará:

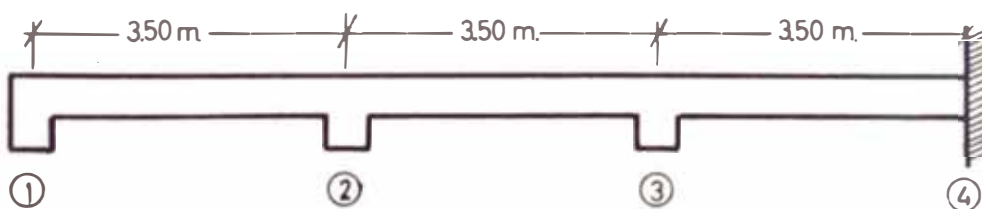
$$A_{ST} = 0.0025 \text{ bl} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$\phi \frac{1}{4}'' \quad @ \quad 25 \text{ cm.}$

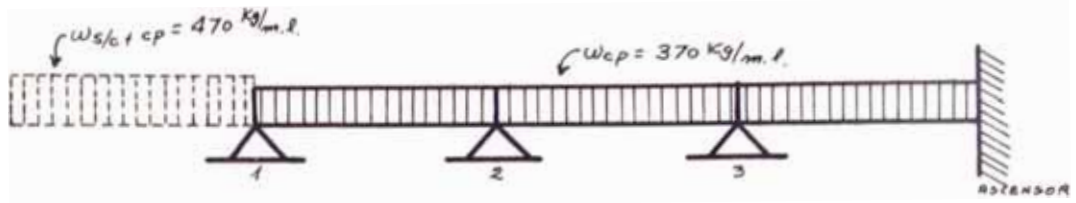
Acero Mínimo:

$$0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (ejemplo)}$$

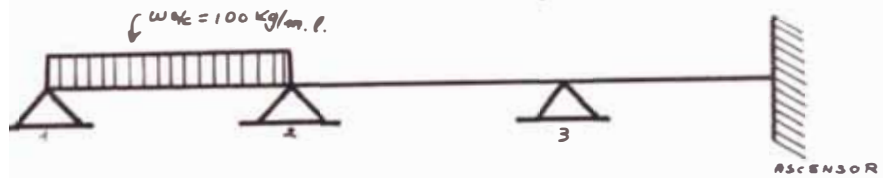
Cálculo del Aligerado Tipo (2)



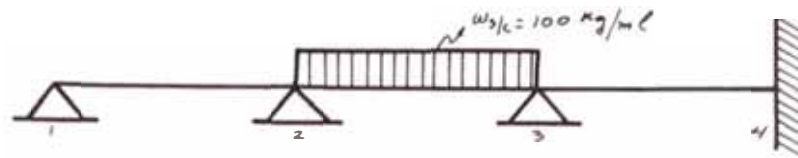
Para el cálculo de este tipo de aligerado se ha empleado el método de Cross debido a que este aligerado de tres tramos está empotrado en uno de sus extremos en el ascensor. En el extremo simplemente apoyado se ha considerado un momento de empotramiento de $\frac{wl^2}{24}$ originado por un voladizo ficticio en dicho apoyo y que a través del Cross se ha hecho influir este momento en los demás apoyos. A continuación una vez determinados los momentos por el mecanismo del Cross, antes de encontrar la envolvente de momentos, efectuó un estudio gráfico, indicando para cada variación de sobrecarga su respectivo diagrama de momentos inde-



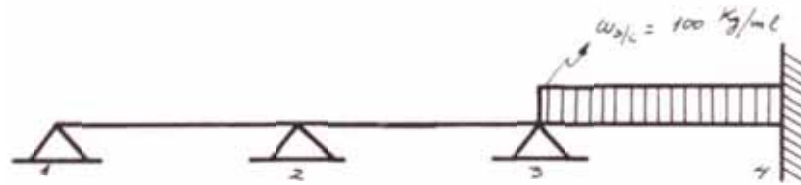
0	1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
-240	+378	-378	+378	-378	+378	-378
	-138		-69			
<u>-240</u>	<u>+240</u>	<u>+29.1</u>	<u>+39.3</u>	<u>+19.7</u>		
			-4.9	-9.9	-9.9	-4.9
		<u>+2.1</u>	<u>+2.8</u>	<u>+1.4</u>		
			-0.4	-0.7	-0.7	-0.4
		<u>+0.2</u>	<u>+0.2</u>		<u>+367.4</u>	<u>-383.3</u>
		<u>-415.0</u>	<u>+415.0</u>			



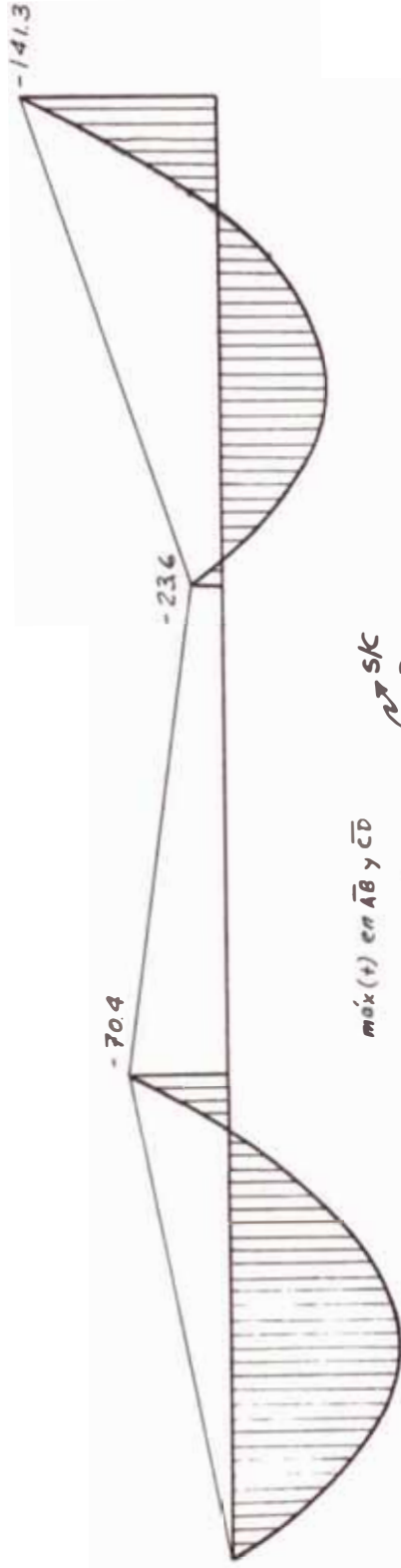
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
+102	-102.0	0	0	0	0
<u>-102</u>	<u>-51.0</u>				
0	<u>+65.7</u>	<u>+87.2</u>	<u>+43.6</u>		
		-10.9	-21.8	-21.8	
	<u>+4.7</u>	<u>+6.2</u>	<u>+3.1</u>		
		-0.8	-1.6	-1.6	
	<u>+0.3</u>	<u>+0.5</u>	<u>+0.3</u>		
	<u>-82.3</u>	<u>+82.3</u>	<u>-0.1</u>	<u>-0.1</u>	
			<u>+23.5</u>	<u>-23.5</u>	
					<u>-11.8</u>



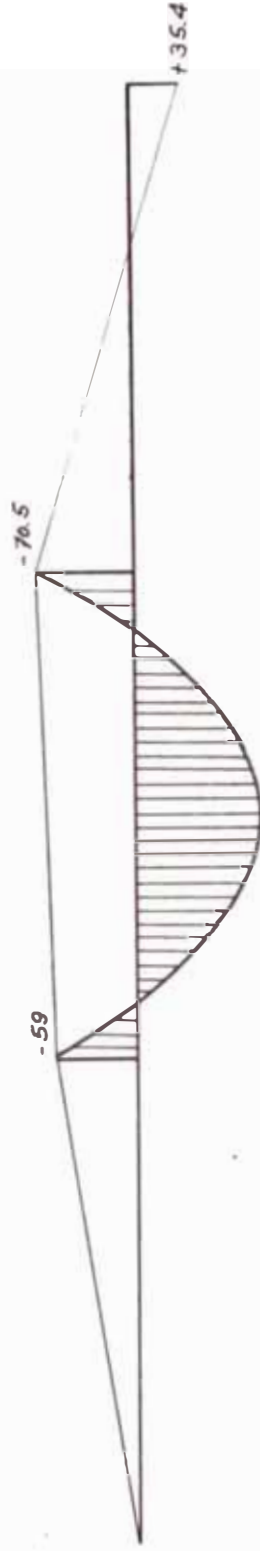
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	+102	-102	0	0
	-43.8	-58.2	-29.1		
		+32.8	+65.6	+65.6	
	-14.1	-18.7	-9.4		
		+2.4	+4.7	+4.7	
	-1.0	-1.4	-0.7		
		+0.2	+0.4	+0.4	
	-0.1	-0.1	-70.5	+70.7	
	<u>-59.0</u>	<u>+59.0</u>			
					<u>+35.4</u>



1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	0	0	+102	-102
		-25.5	-51	-51	-25.5
	+11.0	+14.5	+7.3		
		-1.9	-3.7	-3.7	-1.9
	+0.8	+1.1	+0.6		
		-0.2	-0.3	-0.3	-0.2
	+0.1	+0.1	-47.1	+47.0	
	<u>+11.9</u>	<u>-11.9</u>			
					<u>-129.5</u>

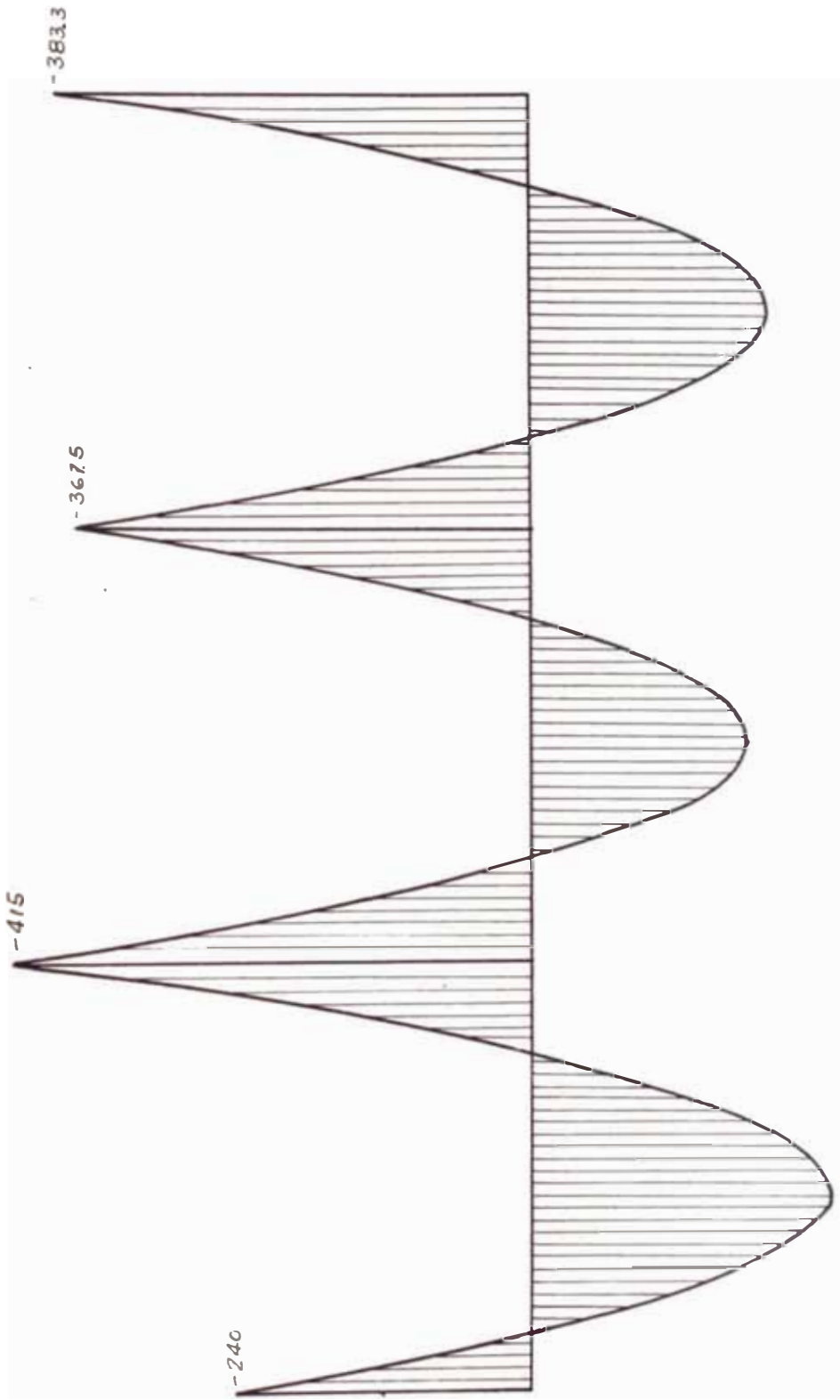


máx (+) en \overline{AB} y \overline{CD} $\curvearrowright Sk$

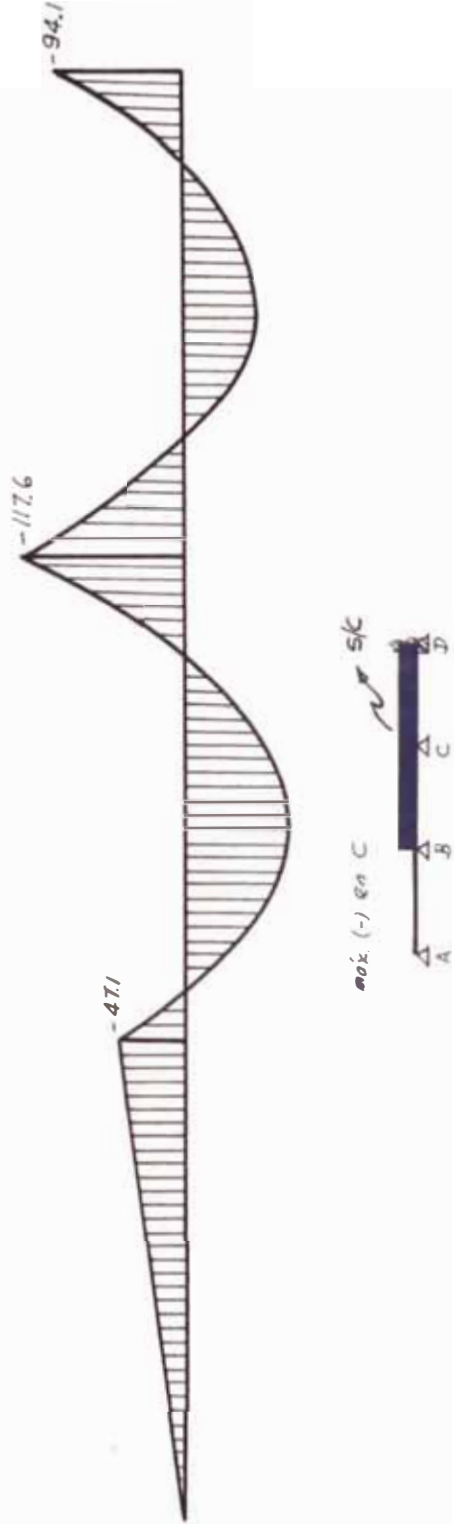
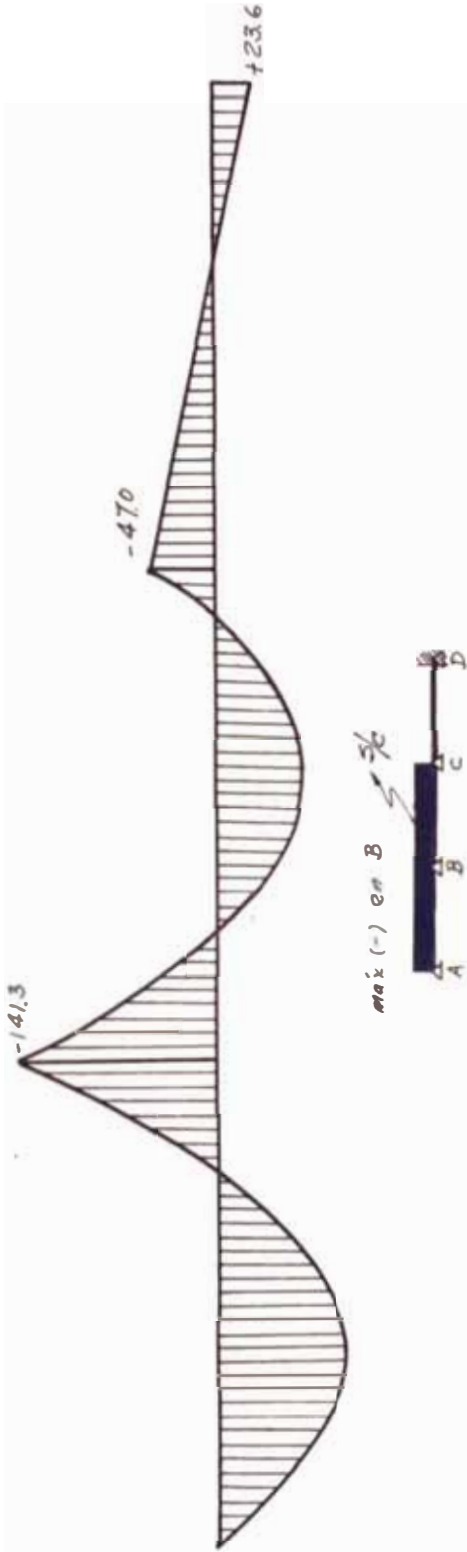


máx (+) en \overline{BC} $\curvearrowright Sk$

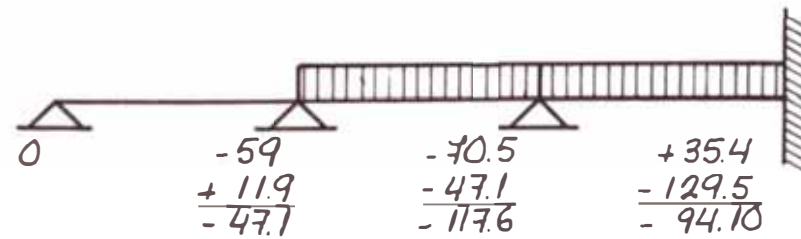
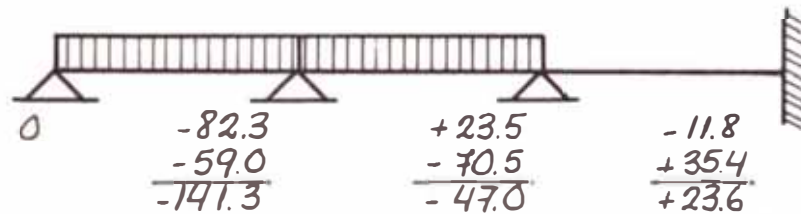
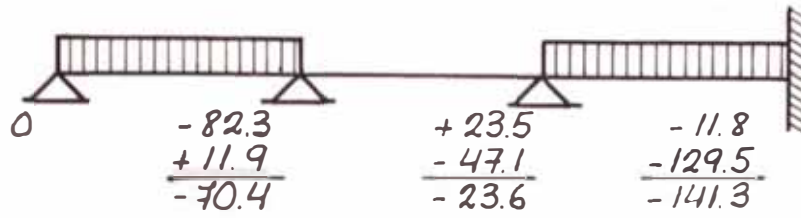
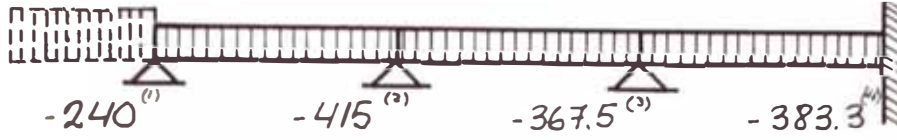
Diagramas de Momentos

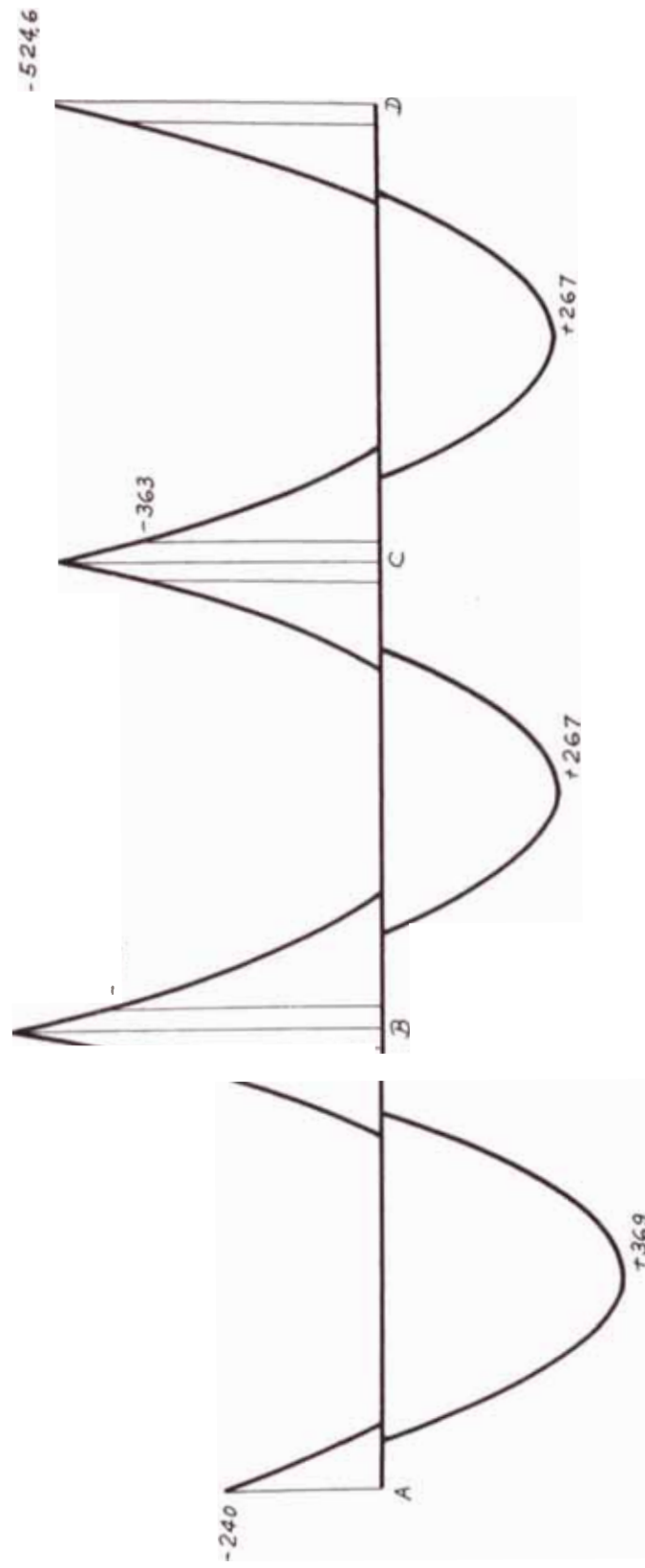


Diagramas de Momentos

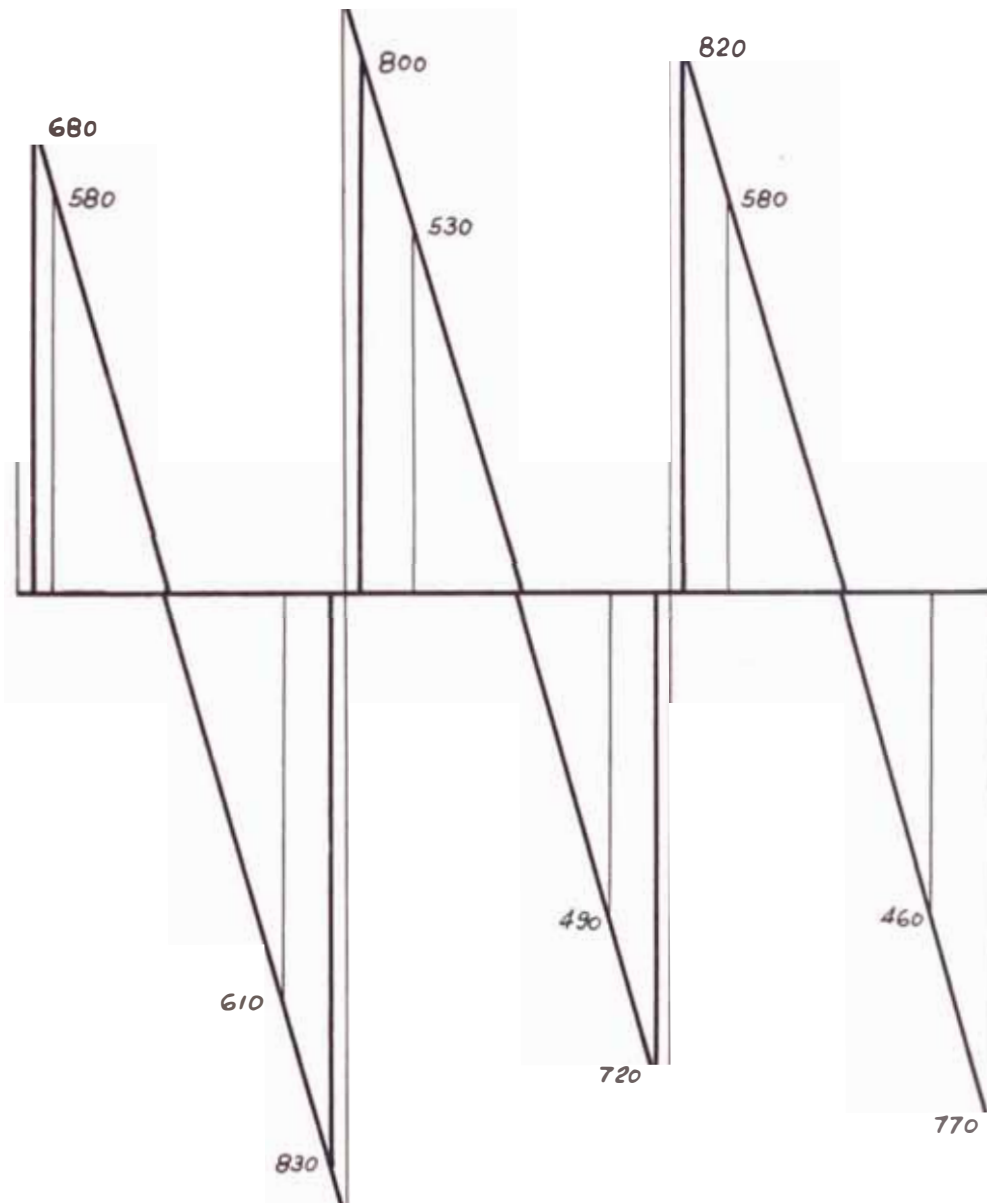


Diagramas de Momentos





Envolvente de Momentos



Envolvente de Cortes

pendientemente de la carga permanente para el cual también grafico su diagrama de momentos. Posteriormente encuentro la envolvente de momentos con la cual se diseña el aligerado. Este estudio gráfico sólo lo efectúo para este paño como una ilustración ya que para los demás paños que calcularé por el método de Cross encontraré la envolvente de momentos directamente.

Momentos (Oscados de la envolvente de momentos, resultados por Cross)

Momentos Negativos -

$$\begin{aligned} -M_A &= -240 \text{ Kg m.} \\ -M_B &= -414 \text{ Kg m.} \\ -M_C &= -363 \text{ Kg m.} \\ -M_D &= -375 \text{ Kg m.} \end{aligned}$$

Momentos Positivos -

$$\begin{aligned} +M_{AB} &= +369 \text{ Kg m.} \\ +M_{BL} &= +267 \text{ Kg m.} \\ +M_{CD} &= +267 \text{ Kg m.} \end{aligned}$$

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg m})}{424}$$

$$- (M_A) \rightarrow \frac{240}{424} = 0.565 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

$$- (M_B) \rightarrow \frac{414}{424} = 0.975 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$- (M_C) \rightarrow \frac{-363}{424} = 0.855 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$- (M_D) \rightarrow \frac{-375}{424} = 1.24 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s \left(d - \frac{t}{2}\right)} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \left(14 - \frac{5}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{M}{40,400} = \frac{M \text{ (Kgm)}}{404}$$

$$+ M_{AB} \rightarrow \frac{369}{404} = 0.914 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$+ M_{BC} \rightarrow \frac{267}{404} = 0.661 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

$$+ M_{CO} \rightarrow \frac{267}{404} = 0.661 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Momento que toma el concreto.

$$M_c = 2.5 K b' d^2$$

$$M_c = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 54000 = 540 \text{ Kgm.}$$

\therefore No es necesario ensanche por momento.

Ensanche por corte

$$V_{max} = 0.575 \times 470 \times 3.20 = 865 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1280 \text{ Kg.}$$

(No necesita ensanche por corte).

Comprobación por Adherencia.-

$$u = 0.075 \quad f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2$$

$$l_o = \frac{V}{2.5 u_j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

a.) Apoyo Exterior:

$$l_o = \frac{0.5 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.35 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

b.) Apoyos Interiores.-

$$l_o = \frac{0.575 \times 470 \times 3.20}{320} = \frac{865}{320} = 2.7 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

c.) Positivos.-

- Para el 1º tramo AB (lado izquierdo) (Puntos de inflexión izquierda).

$$PI \text{ izq} = a \cdot 0.36 \text{ cm. del apoyo izquierdo.}$$

$$V = 0.5 w l - w x \cdot 0.36 =$$

$$V_{PI \text{ izq}} = 752 - w \times 0.36 = 752 - 470 \times 0.36 = 752 - 169 = 583 \text{ Kg.}$$

$$l_o = \frac{583}{320} = 1.82 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

- Para el 1º tramo PI derecho:

$$PI_{\text{der.}} = a \ 0.49 \text{ cm. del apoyo derecho.}$$

$$V_{PI_{\text{der.}}} = 0.575 \times w l - w \times 0.49 = 865 - 470 \times 0.49 = 865 - 230 = 635 \text{ Kg.}$$

$$l_o = \frac{635}{320} = 1.98 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

D-) Para el (+) del 2º Tramo:

$$PI_{(+)} \rightsquigarrow 0.50 \text{ cm. del apoyo c}$$

$$V_{PI} = 0.5 \times w l - 0.50 \times 470 = 752 - 235$$

$$V_{PI} = 517 \text{ Kg.}$$

$$l_o = \frac{517}{320} = 1.62 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

E-) Para el (+) último tramo:

$$PI = 0.49 \text{ cm. del apoyo c}$$

$$PI = 0.575 w l - 0.49 \times w = 865 - 0.49 \times 470 = 865 - 230 = 635 \text{ Kg.}$$

$$l_o = \frac{635}{320} = 1.98 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

en el lado izquierdo del positivo de este tramo no se necesita comprobar por que el corte es menor y \therefore el perímetro necesario por adherencia tiene que ser menor.

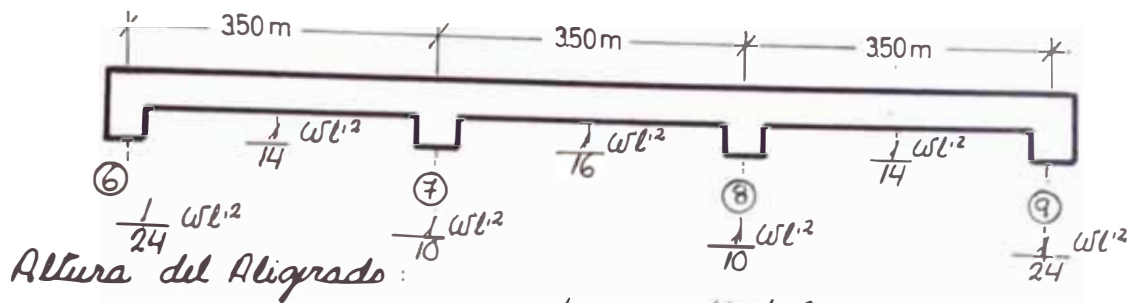
Acero de Temperatura.-

$$A_{ST} = 0.0025 b T = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow \phi \ 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero mínimo.-

$$0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2. \text{ cumple.}$$

Cálculo del Aligrado Tipo 3 Azteca



Altura del Aligrado:

$$h = \frac{3.50}{20-25} = 17 \text{ cm.} \quad \begin{array}{l} \text{s/c} = 100 \text{ Kg./m}^2 \\ \omega_{pp} = 270 \text{ Kg./m}^2 \end{array}$$

Se puede emplear coeficientes $\rightarrow 100 < (3 \times 270 + 100)$

peso propio = 270

peso muerto = 100

s/c = 100

$w = 470 \text{ Kg./m}^2$

Verificación de la altura.-

$$d = \frac{v}{2.5 \sigma_{bj}} \rightarrow v = 0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = 4.2$$

(viguetas espaciadas a 40 cm. \rightarrow 2.5 viguetas/m.)

$$d = \frac{0.5 \times 470 \times 3.5}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{823}{91} = 9$$

$$h = 9 + 3 = 12 \text{ cm} < 17 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

Cálculo de los momentos.-

$$(-) \frac{w l^2}{24} = \frac{4,800}{24} = 200 \text{ Kg.-m.}$$

$$(-) \frac{w l^2}{10} = \frac{4,800}{10} = 480 \text{ Kg.-m.}$$

$$(+) \frac{w l^2}{14} = \frac{4,800}{14} = 343 \text{ Kg.-m.}$$

$$(+) \frac{w l^2}{16} = \frac{4,800}{16} = 300 \text{ Kg.-m.}$$

Cálculo de la Armadura.-

Arm. Negativa.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m})}{42400} = \frac{M (\text{Kg.m})}{424}$$

$$(-) \frac{1}{24} \rightsquigarrow \frac{200}{424} = 0.47 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \frac{3}{8}''$$

$$(-) \frac{1}{10} \rightsquigarrow \frac{480}{424} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \frac{1}{2}''$$

Armadura Positiva.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (14 - \frac{5}{2})}$$

$$A_s = \frac{M}{40,400}$$

$$(+) \frac{1}{14} = \frac{343}{404} = 0.85 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \frac{1}{2}''$$

$$(+) \frac{1}{16} = \frac{300}{404} = 0.74 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \frac{3}{8}''$$

Momento que toma el concreto :

$$M = 2.5 K_b' d^2 =$$

$$M = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 54,000 = 540 \text{ Kg.m.}$$

ensanche por corte :

$$V_{\max} = 0.575 \times 470 \times 3.20 = 865 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1,280 \text{ Kg.}$$

No necesita ensanche por corte

Comprobación por Adherencia.-

$$u = 0.075 f_c' = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2$$

$$E_o = \frac{V}{2.5 u j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

Apoyo Exterior :

$$a) E_o = \frac{0.5 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.35 \text{ cm.} < \text{perímetro } \frac{3}{8}'' \text{ (cumple adherencia).}$$

b) Apoyos interiores.-

$$\xi_o = \frac{0.575 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.7 \text{ cm.} < \text{Per. } 1/2'' \text{ (cumple)}$$

c) Positivos.-

Para 1/14 ; $\rightarrow PI = 0.125 \text{ c'}$

$$V_{1/14} = 865 - 0.125 \times 470 \times 3.20 = 865 - 188 = 677 \text{ Kg.}$$

$$\xi_o = \frac{677}{320} = 2.12 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

d) Positivos.-

Para 1/16 $\rightarrow PI = 0.15 \text{ L'}$

$$V_{1/16} = 865 - 0.15 \times 470 \times 3.5 =$$

$$V_{1/16} = 865 - 226 = 639 \text{ Kg.}$$

$$\xi_o = \frac{639}{320} = 2 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

Acero de Temperatura.-

$$A_{stb} = 0.0025 bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

ϕ 1/4" @ 25 cm.

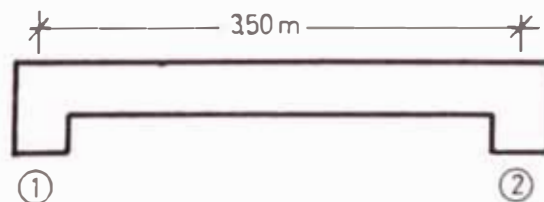
Acero Mnimo.-

$$0.0025 bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Cculo del Aligrado Tipo 4 Azotea

(extremo del edificio al tragaluz).

Azotea



$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

Cculo de Momentos.-

Negativos.-

$$\frac{wl^2}{16} = \frac{470 \times 3.2^2}{16} - \frac{4820}{16} = 301 \text{ Kg.m.}$$

Positivo.-

$$\frac{wl^2}{16} = \frac{470 \times 3.2^2}{16} = 301 \text{ Kg m.}$$

Cálculo de la Armadura.-

Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14} = \frac{M}{424}$$

$$A_s = \frac{301}{424} = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Armadura Positiva.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{x}{2})} = \frac{M (\text{Kg m.})}{404}$$

$$A_s = \frac{301}{404} = 0.74 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Ensayes.-

Momento que toma el concreto $M_c = 540 \text{ Kg m.} > M$
(no necesita ensaye por momento).

Ensaye por corte.-

$$V_c = 1280 \text{ Kg.} \quad V = 0.5 wl = 0.5 \times 470 \times 3.20 = 754 \text{ Kg}$$

$V_c > V$. (no necesita ensaye por corte).

Comprobación de Adherencia.-

Apoyo Exteriores.-

$$\epsilon_o = \frac{V}{320} = \frac{0.5 \times 470 \times 3.20}{320} = 2.35 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Positivo para 1/16.- $PI = 0.15 l'$

$$V_{1/16} = 754 - 0.15 \times 470 \times 3.2 = 754 - 226 = 528$$

$$\epsilon_o = \frac{528}{320} = 1.65 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

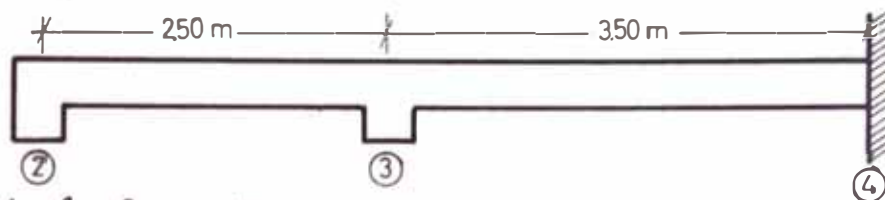
Acero de Temperatura: $0.0025 bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$
 $\phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$

Acero Mínimo: $0.0025 bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2$. (cumple).

Cálculo del Aligerado Tipo 5 Azotea

(Desde el tragaluz al ascensor) 2 Tramos.

Momentos y Esfuerzos de corte obtenidos del Cross (Envolvente de Momentos).



Cálculo de la Armadura.

Armadura Negativa:

M	122	140	290	275	542
$(-) A_s = \frac{M(Kg.m)}{424}$	$\frac{122}{424}$	$\frac{140}{404}$	$\frac{290}{424}$	$\frac{275}{404}$	$\frac{542}{424}$
$(-) A_s(2) =$	0.29 cm^2				
$(-) A_s(3) =$		0.68 cm^2			
$(-) A_s(4) =$			1.28 cm^2		

Diagrama de Esfuerzos de Corte (V):

V	420	380	410	660	750	570	470	850

Cálculo de la Armadura Positiva.

$$A_s = \frac{M(Kg.m)}{404}$$

$$(+) A_s(2-3) = \frac{140}{404} = 0.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

$$(+) A_s(3-4) = \frac{275}{404} = 0.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Ensayos: Por Momento:

$$M_c = 540 \text{ Kg.m.} \quad M_c > M \quad (\text{No es necesario ensanche por momento.}) \quad (\text{El momento de 542 no necesita ensanche.})$$

Por Corte:

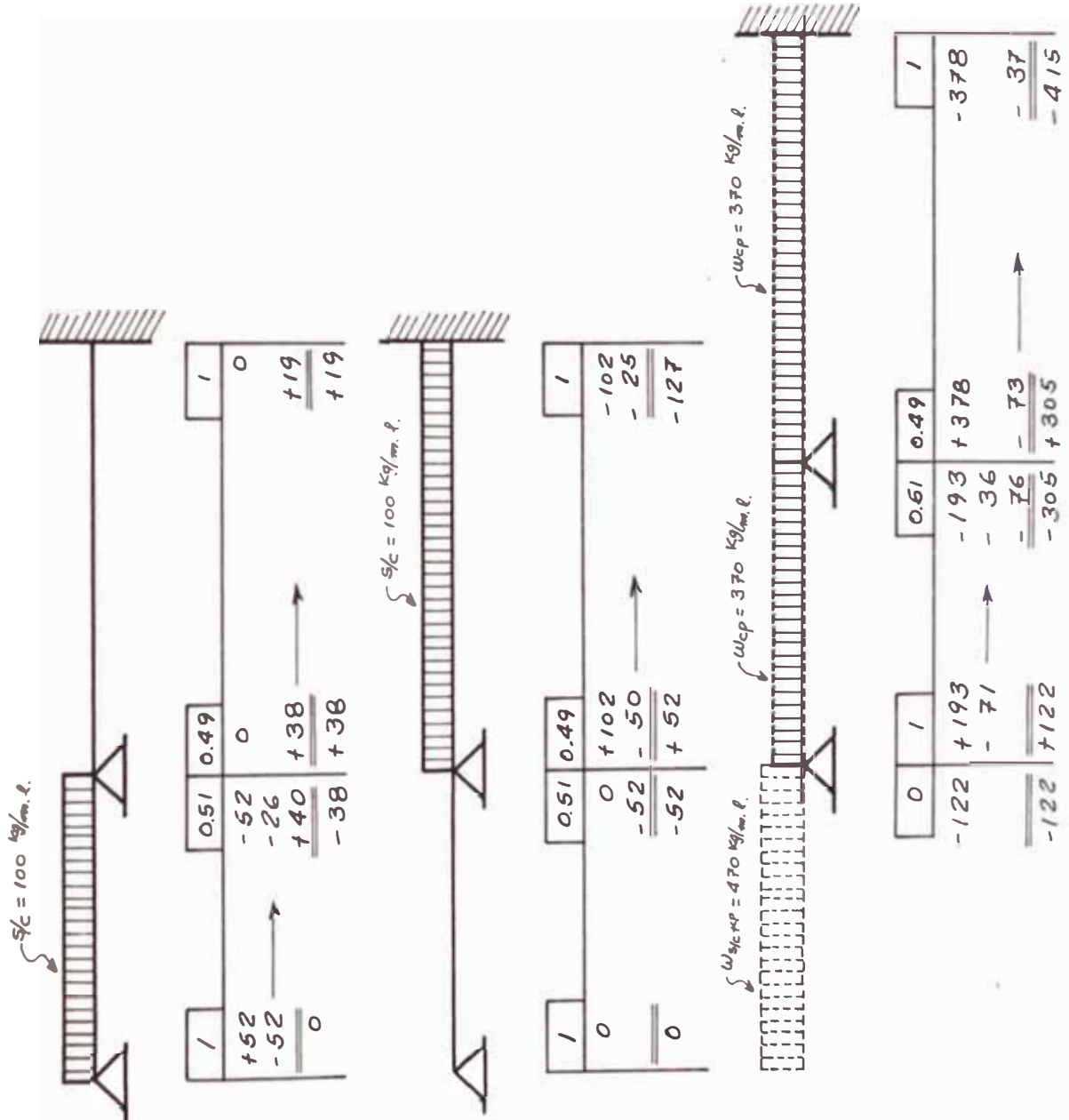
$$V_c = 1275 \quad V_{max} = 850 \quad (\text{No es necesario ensanche por corte.})$$

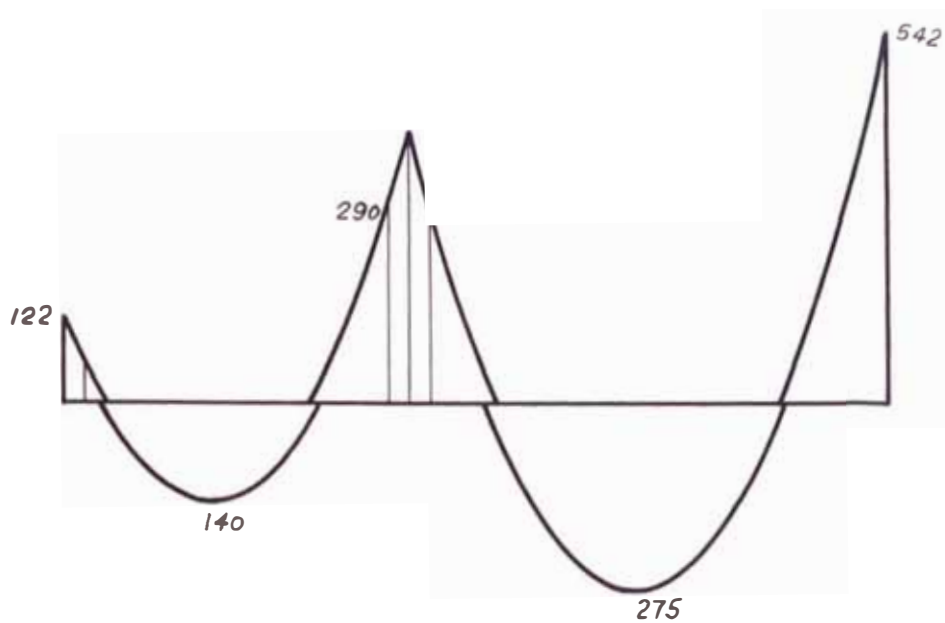
Comprobación de Adherencia.

$$\xi_0 = \frac{V}{320}$$

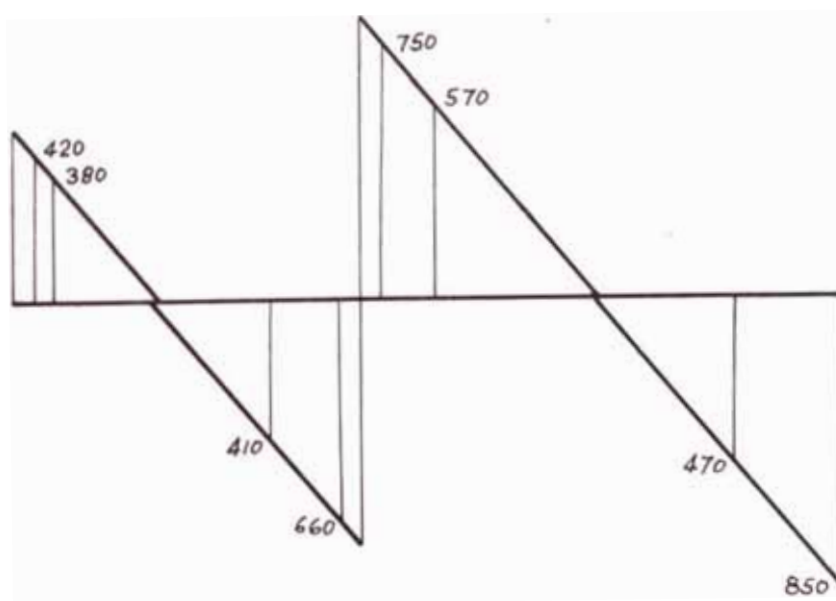
$$\xi_0(2) = \frac{420}{320} = 1.31 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \quad (\text{cumple adherencia.})$$

$$\xi_0(3) = \frac{750}{320} = 2.34 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \quad (\text{cumple adherencia.})$$





Envelope de Momentos



Envelope de Cortes

$$\Sigma_0(4) = \frac{850}{320} = 2.66 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Para los (+) PI : (Comprobando los más desfavorables cada tramo).

$$\Sigma_0(2'-3) = \frac{410}{320} = 1.28 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_0(3-4) = \frac{570}{320} = 1.8 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

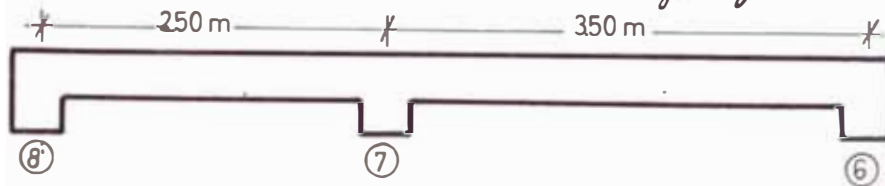
Acero de Temperatura.-

$$A_{ST} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \ 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Acero M\u00ednimo : } 0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

C\u00e1lculo del Aligrado Tipo 6. (Az\u00f3lea).

(Pa\u00f1o desde la escalera al Tragapuz).



C\u00e1lculo de la Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M \text{ (Kg m)}}{424}$$

$$(-) A_{s(6)} = \frac{240}{424} = 0.57 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

$$(-) A_{s(7)} = \frac{380}{424} = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$(-) A_{s(8)} = \frac{122}{424} = 0.29 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

Armadura Positiva.-

$$(+) A_s = \frac{M \text{ (Kg m)}}{404}$$

$$(+) A_{s(6-7)} = \frac{390}{404} = 0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

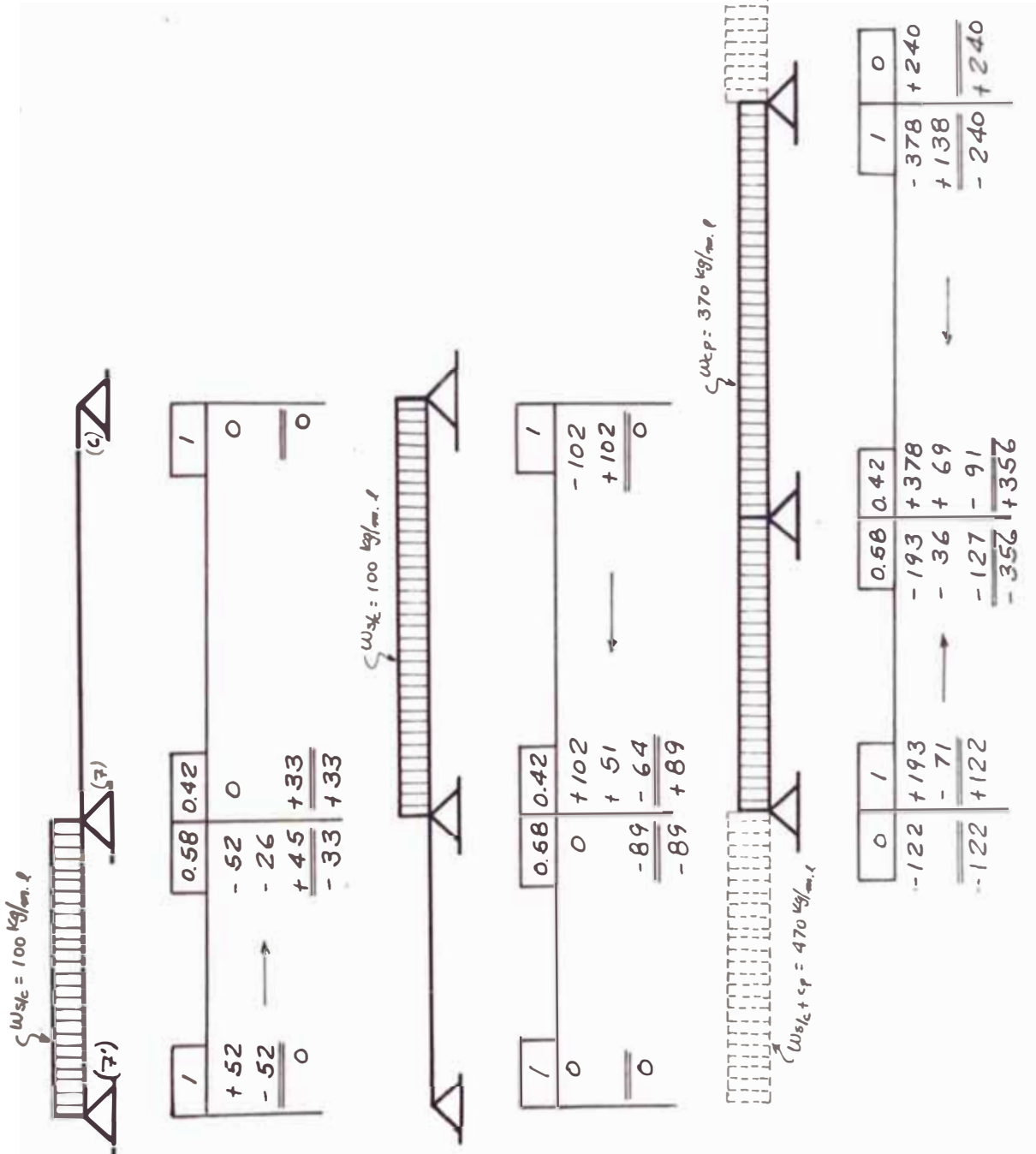
$$(+) A_{s(7-8)} = \frac{230}{404} = 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

Ensanchos.-

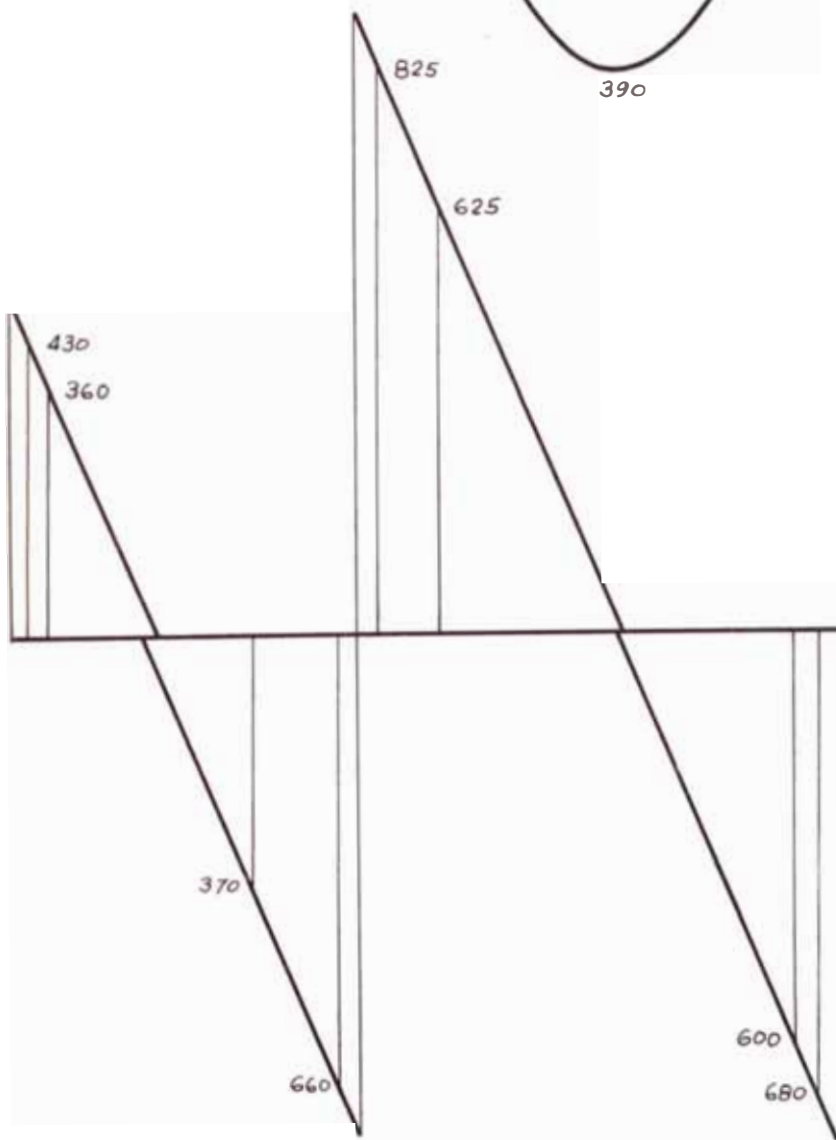
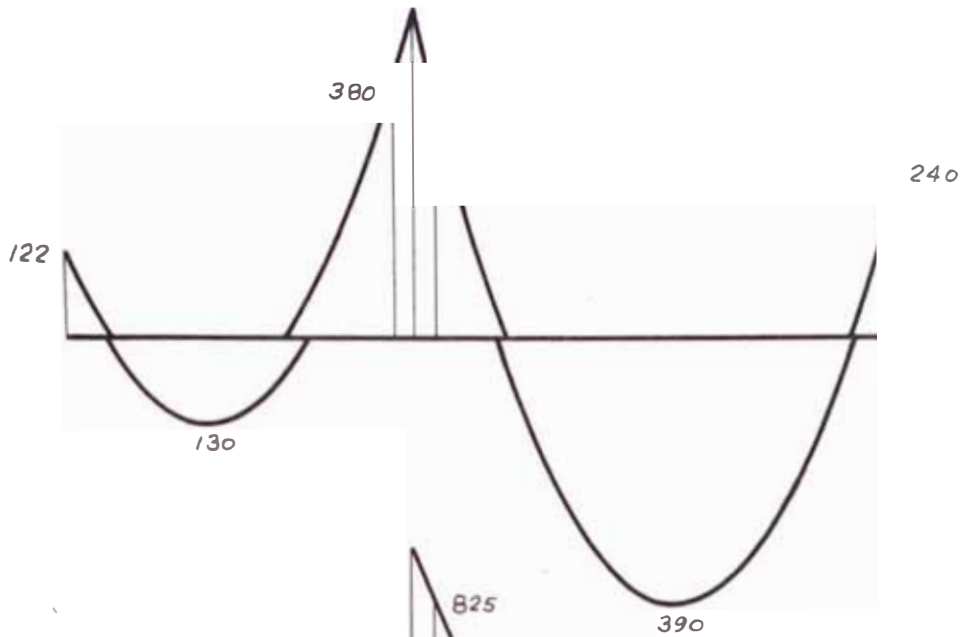
Por Momentos.-

$$M_c = 540 \text{ Kg m.}$$

$M_c > M$ (en cualquier apoyo, por lo cual no es necesario ensanchar por momento).



Envolvente de Momentos



Envolvente de Cortes

Por corte.-

$$V_c = 1280 \text{ Kg.}$$

$V_c > V$ (no es necesario ensanche por corte).

Adherencia.-

En los apoyos.-

$$\Sigma_o = \frac{V}{320}$$

$$\Sigma_{o_6} = \frac{680}{320} = 2.1 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{o_x} = \frac{825}{320} = 2.58 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{o_{x'}} = \frac{430}{320} = 1.35 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Para los (+) πI : Comprobando los más desfavorables en cada tramo.

$$\Sigma_{o_{x-x'}} = \frac{370}{320} = 1.16 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$\Sigma_{o_{6-x}} = \frac{625}{320} = 1.95 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

Acero de Temperatura :

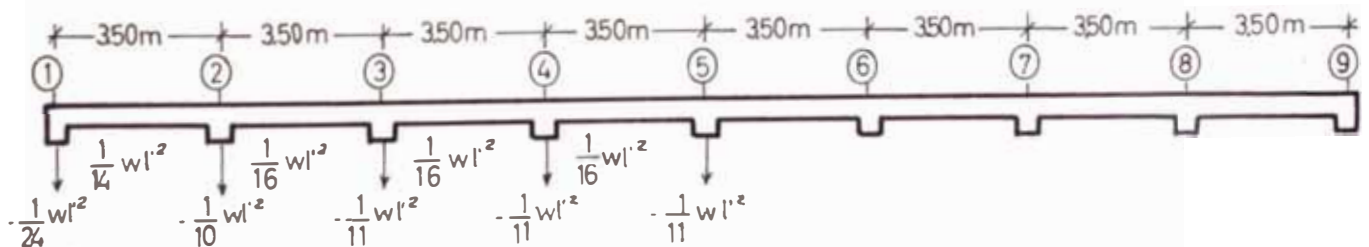
$$A_{sT} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \ 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mínimo.-

$$0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

Cálculo de los Aligraados.- del 4º Piso - 3º Piso.

Cálculo del Aligraado Tipo ① 4º piso - 3º piso.



Espeor del Aligraado 17 cm.

$$\text{Peso Propio} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso Muerto} = 100 \text{ Kg./m}^2$$

$$s/c = 200 \text{ Kg./m}^2$$

$$s/c = 200 \text{ Kg./m}^2$$

$$W_{pp} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$200 < 3(270 + 100)$$

Verificación de la Altura.-

$$d = \frac{V}{2.5 v b j}, \quad v = 0.03 f_c$$

$$d = \frac{V}{2.5 \times 0.03 f_c b d}$$

V = esfuerzo cortante por viga.

$0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$. Como las vigas están espaciadas en 0.40 m., tenemos 2.5 vigas por cada metro de aligerado.

$$d = \frac{V}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{V}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 570 \times 3.2}{91} = \frac{1050}{91} = 11.5 \text{ cm.} + 3 = 14.5 \text{ cm.} < 17 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 17 \text{ cm.} \quad d = 14 \text{ cm.}$$

Cálculo de Momentos.- $wl^2 = 570 \times 3.2^2 = 5840$

Negativos.-

$$-\frac{wl^2}{24} = \frac{570 \times 3.2^2}{24} = \frac{5840}{24} = 243 \text{ Kg m.}$$

$$-\frac{wl^2}{10} = \frac{5840}{10} = 584 \text{ Kg m.}$$

$$-\frac{wl^2}{11} = \frac{5840}{11} = 530 \text{ Kg m.}$$

Positivos.-

$$+\frac{wl^2}{14} = \frac{5840}{14} = 417 \text{ Kg m.}$$

$$+\frac{wl^2}{16} = \frac{5840}{16} = 365 \text{ Kg m.}$$

Cálculo de la Armadura.-

Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg m.})}{424}$$

$$-\frac{1}{24} \rightsquigarrow \frac{243}{424} = 0.572 \rightsquigarrow 1 \phi 3/8"$$

$$-\frac{1}{10} \rightsquigarrow \frac{584}{424} = 1.38 \rightsquigarrow 2 \phi 3/8"$$

$$-\frac{1}{11} \rightsquigarrow \frac{530}{424} = 1.25 \rightsquigarrow 1 \phi 1/2"$$

Armadura Positiva.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1400 (14 - \frac{5}{2})}$$

$$A_s = \frac{M \text{ (Kg m.)}}{404}$$

$$+ \frac{1}{14} \rightarrow \frac{417}{404} = 1.03 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$+ \frac{1}{16} \rightarrow \frac{365}{404} = 0.903 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto.-

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 540 \text{ Kg m.}$$

Ensanche por momento:

$$\text{Ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{58400}{2.5 \times 11 \times 14} = \frac{58400}{5390} = 10.8 \text{ cm.} = 11 \text{ cm.}$$

Longitud de Ensanche:

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - m''}{m}} \right)$$

$$M' = M_{m(-1)} - M_{L10} = 584 - 540 = 44 \text{ Kg m.}$$

$$x' = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{118 \times 570 \times 3.2^2 - 44}{118 \times 570 \times 3.2}} \right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{731 - 44}{731}} \right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{687}{731}} \right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{0.94} \right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - 0.97 \right)$$

$$x' = 0.048 = 4.8 \text{ cm.}$$

Ensanche por corte:

$$V_{MAX} = 0.575 \times 570 \times 3.2 = 1050 \text{ Kg.}$$

$$V_{C10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1,275 \text{ Kg.}$$

(No necesita ensanche por corte).

Comprobación de Adherencia.-

$$\xi_0 = \frac{V}{2.5 u j d} = \frac{\gamma}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{\gamma}{320}$$

Apoyo Exterior.-

$$a) \xi_0 = \frac{0.5 \times 570 \times 3.20}{320} = 2.85 \text{ cm. (cumple).}$$

b-) Apoyos Interiores.-

$$\Sigma_0 = \frac{0.575 \times 570 \times 3.20}{320} = 3.28 \text{ cm. (cumple)}$$

c-) Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 l'$

$$V_{1/14} = 0.575 \times 570 \times 3.20 - 0.125 \times 570 \times 3.20 = 1050 - 228 = 822 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{822}{320} = 2.57 \text{ cm. (cumple)}$$

d-) Positivo para $\frac{1}{16}$: $PI : 0.15 l'$

$$V_{1/16} = 0.5 \times 570 \times 3.20 - 0.15 \times 570 \times 3.20$$

$$V_{1/16} = (285 - 85.5) 3.20 = 638 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{638}{320} = 2 \text{ cm. (cumple)}$$

Acero de Temperatura.-

$$A_{ST} = 0.0025 b l = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 1/4" @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mximo:

$$0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2. \text{ (cumple)}$$

Cálculo del Aligerado Tipo ② 4° piso 3° piso

(Método de Cross.) Tipo Aligerado $H = 17 \text{ cm.}$

Momentos (sacado de la envolvente de momentos resultados del Cross.)

Momentos Negativos.-

$$(-) M_A = -291 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_B = -531 \text{ "}$$

$$(-) M_C = -470 \text{ "}$$

$$(-) M_D = -500 \text{ "}$$

Momentos Positivos.-

$$(+) M_{AB} = +461 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_{BC} = +263 \text{ "}$$

$$(+) M_{CD} = +340 \text{ "}$$

Cálculo de la Armadura.-

Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{42400} = \frac{M (\text{Kg.m.})}{424}$$

$$(-) M_A \rightsquigarrow \frac{291}{424} = 0.686 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 3/8''$$

$$(-) M_B \rightsquigarrow \frac{531}{424} = 1.25 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$(-) M_C \rightsquigarrow \frac{470}{424} = 1.11 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$(-) M_D \rightsquigarrow \frac{663.9}{424} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 1/2'' + 1 \phi \ 3/8''$$

Armadura Positiva.-

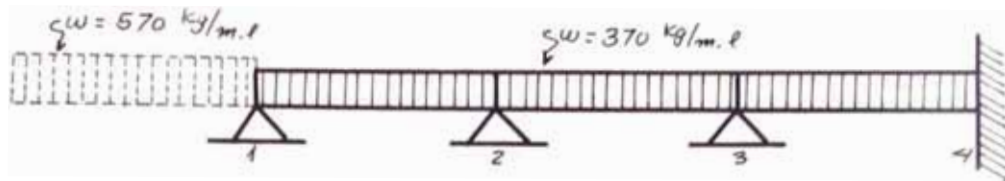
$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (14 - \frac{3}{2})}$$

$$A_s = \frac{M}{40400} = \frac{M (\text{Kg.m.})}{404}$$

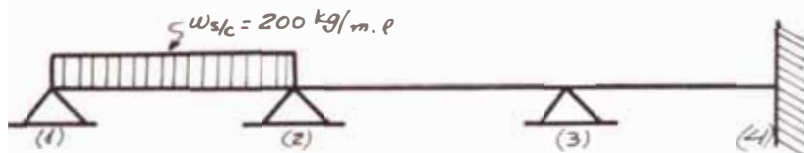
$$(+) M_{AB} \rightsquigarrow \frac{461}{404} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$(+) M_{BC} \rightsquigarrow \frac{263}{404} = 0.65 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 3/8''$$

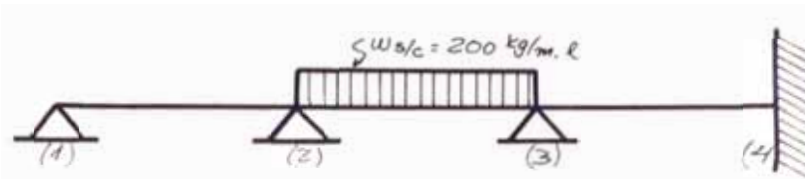
$$(+) M_{CD} \rightsquigarrow \frac{340}{404} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi \ 1/2''$$



0	1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
-291	+378	-378.0	+378.0	-378.0	+378.0	-378.0
	-87		-43.5			
<u>-291</u>	<u>+291</u>	+18.7	+24.8	→ +12.4		
			-3.1	← -6.2	-6.2	→ -3.1
		+1.3	+1.8	→ +0.9		
			-0.3	← -0.5	-0.5	→ -0.3
		+0.1	+0.2			
		<u>-401.4</u>	<u>+401.4</u>		-371.4	+371.3
						-381.4



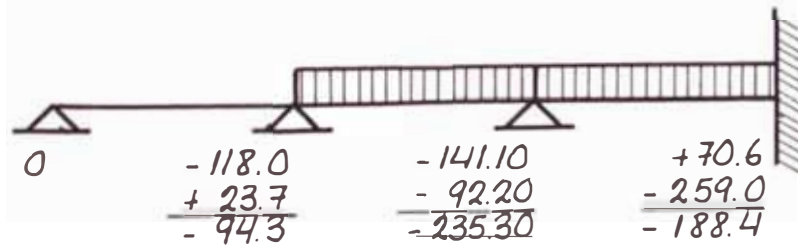
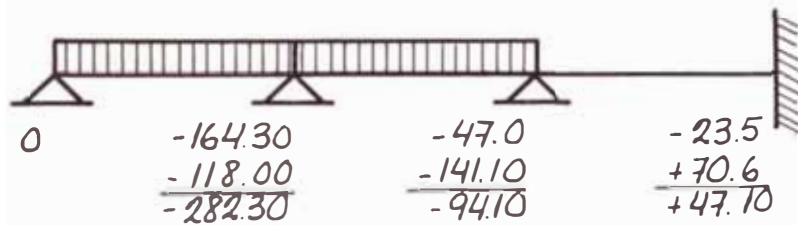
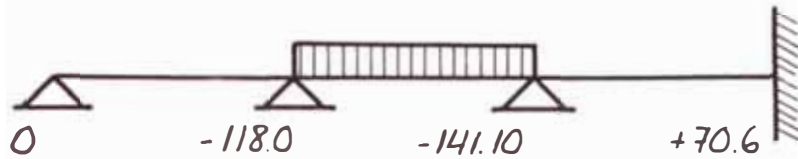
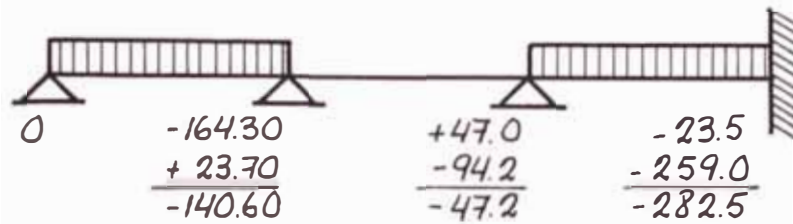
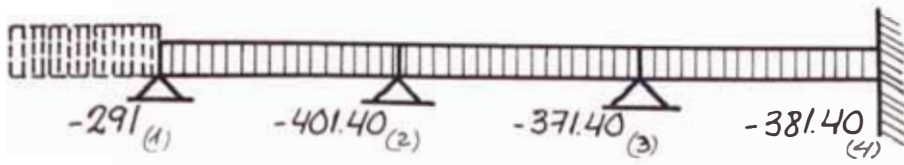
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
+204	-204.0	0	0	0	0
-204	→ -102.0				
<u>0</u>	<u>+131.5</u>	<u>+174.5</u>	→ +87.3		
		-21.9	← -43.7	-43.7	
	+9.4	+12.5	→ +6.3		
		-1.6	← -3.2	-3.2	
	+0.7	+0.9	→ +0.5		
		-0.2	← -0.3	-0.3	
	+0.1	+0.1			
	<u>-164.3</u>	<u>+164.3</u>	+47.0	-47.2	
					-23.6

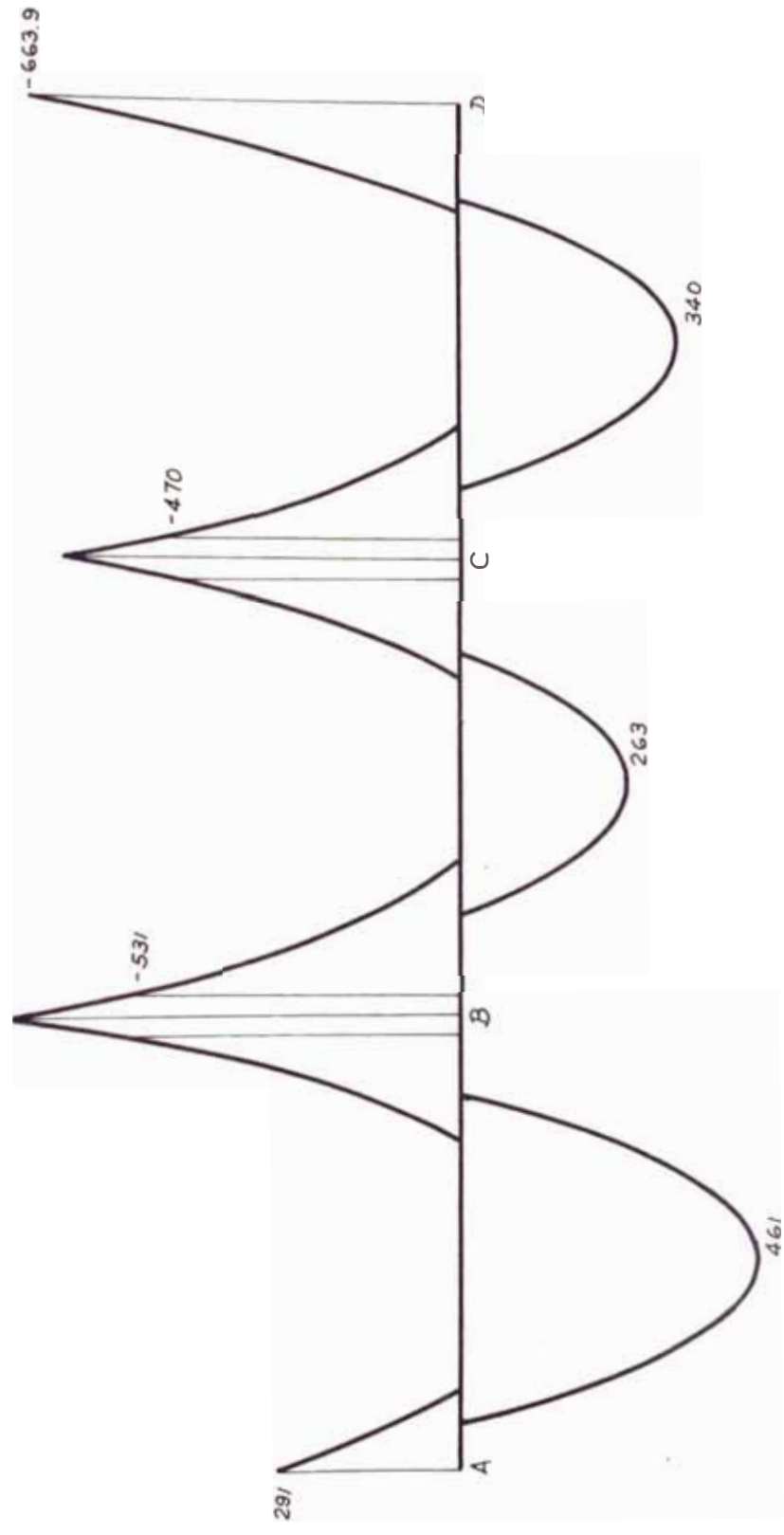


1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	+204.0	-204.0	0	0
	-87.6	-116.4	-58.2		
		+65.6	+131.1	+131.1	
	-28.2	-37.4	-18.7		
		+4.7	+9.4	+9.4	
	-2.0	-2.7	-1.4		
		+0.4	+0.7	+0.7	
<u>0</u>	<u>-0.2</u>	<u>-0.2</u>	<u>-141.10</u>	<u>+141.2</u>	<u>+70.6</u>
	-118.0	+118.0			

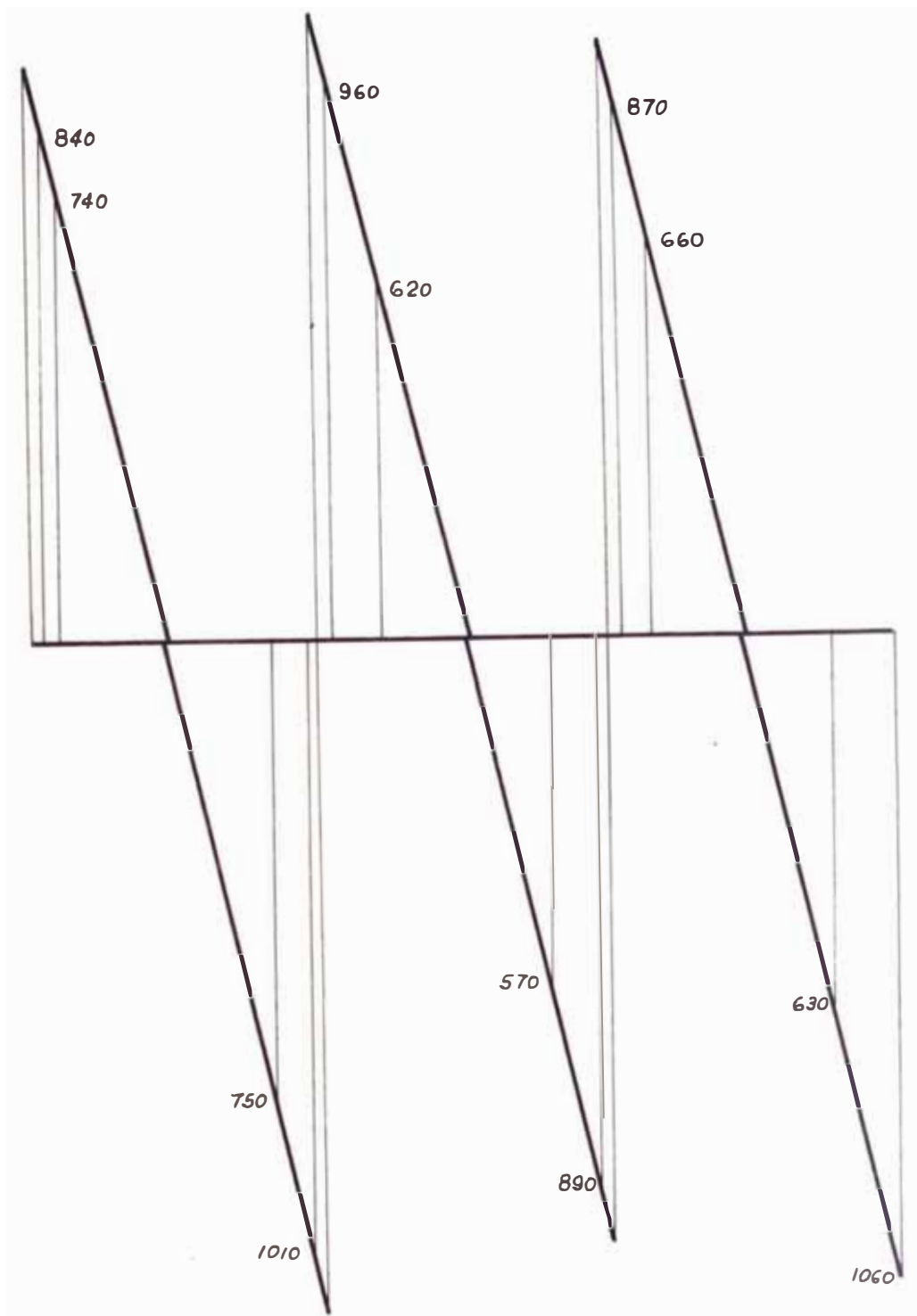


1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	0	0	+204	-204
		-51	-102	-102	-51.0
	+22	+29	+14.5		
		-3.7	-7.3	-7.3	-3.7
	+1.6	+2.1	+1.1		
		-0.3	-0.6	-0.6	-0.3
<u>0</u>	<u>+0.1</u>	<u>+0.2</u>	<u>-94.3</u>	<u>+94.3</u>	<u>-259.0</u>
	+23.7	-23.7			





Envolvente de Momentos



Envolvente de Cortes

Momento que toma el concreto.

$$M = 2.5 K b' d^2$$

$$M = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 54000 = 540 \text{ Kg.m.}$$

Ensamble por momento en (D) :

$$b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{66300}{2.5 \times 11 \times 14^2} = 12.3 \text{ cm.}$$

(No se considera, pues se puede considerar 11/2 cm. de espesor de ladrillo a cada lado)

Ensamble por corte.-

$$V_{\max} = 0.575 \times 570 \times 3.20 = 1050 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1275 \text{ Kg.}$$

(No necesita ensamble por corte)

Comprobación de Adherencia.-

$$\xi_0 = \frac{V}{2.5 \mu j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

$$\mu = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Apoyo Exterior.-

$$\xi_0 = \frac{0.5 \times 570 \times 3.20}{320} = 2.85 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

b) Apoyos Interiores.-

$$\xi_0 = \frac{0.575 \times 570 \times 3.20}{320} = 3.28 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

c) Positivo.-

Para el tramo AB punto inflexión izquierdo

PI = 0.35 m. del apoyo izquierdo.-

$$V_{PI \text{ izq.}} = 0.5 w l - 0.35 w = 913 - 0.35 \times 570 = 913 - 200 = 713 \text{ Kg.}$$

$$\xi_0 = \frac{713}{320} = 2.23 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

$$V_{PI \text{ der.}} = 0.575 w l - 0.47 \times w = 1050 - 0.47 \times 570 = 1050 - 268 = 782$$

PI der. = 0.47 m.

$$\xi_0 = \frac{782}{320} = 2.44 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

D-) Tramo BC

PI = 0.57 m. apoyo derecho (c)

$$V_{PI} = 0.5 w l - 0.57 w = 913 - 0.57 \times 570 = 913 - 324 = 589$$

$$\xi_0 = \frac{589}{320} = 1.84 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

e-) Tramo CD: PI = 0.37 del apoyo izq. (c).

$$U_{p2} = 0.575 \omega l - 0.37 \omega = 1050 - 211 = 839$$

$$\xi_0 = \frac{839}{320} = 2.62 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

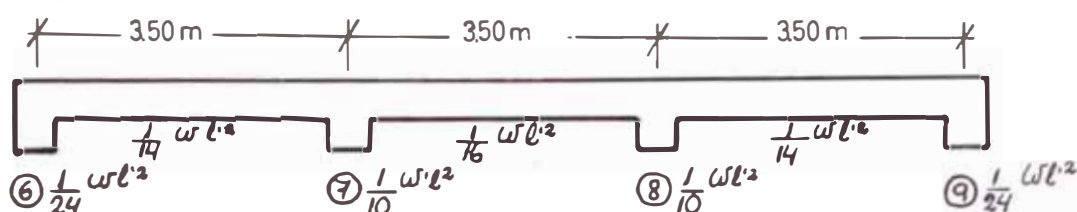
Acero de Temperatura.-

$$A_{ST} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mnimo.-

$$0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

Cculo del Aligrado Tipo  4 piso - 3 piso



Altura del Aligrado

$$h = \frac{3.20}{20-25} = 16 \text{ a } 13 \text{ cm.} \rightarrow 17 \text{ cm.} \rightarrow$$

$$f_c = 200 \text{ Kg./m}^2$$

$$W_{pp} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$200 < 3(270 + 100)$$

$$\text{Peso Propio} = 270 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso muerto} = 100$$

$$f_c = 200$$

$$W = 570 \text{ Kg./m}^2$$

Verificacin de la Altura-

$$d = \frac{\sqrt{V}}{2.5 \sigma_{bj}}, \quad \sigma = 0.03 f_c$$

$$d = \frac{\sqrt{V}}{2.5 \times 0.03 f_c b_j} \quad \sqrt{V} = \text{esfuerzo cortante por viga.}$$

Como las viguetas estn espaciadas en 0.40 m., tenemos 2.5 viguetas por metro de aligrado.

$$d = \frac{\sqrt{V}}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{\sqrt{V}}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 570 \times 3.2}{91} = \frac{1050}{91} = 11.5 \text{ cm.} + 3 = 14.5 \text{ cm.} < 17 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 17 \text{ cm.} \quad d = 14 \text{ cm.}$$

Cculo de Momentos.- $\omega l^2 = 570 \times 3.2^2 = 5840$

Negativos.-

$$(-) \frac{\omega l^2}{24} = \frac{570 \times 3.2^2}{24} = 243 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) \frac{\omega l^2}{10} = \frac{5840}{10} = 584 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\frac{wl^2}{14} = \frac{5840}{14} = 417 \text{ Kg/m.}$$

$$(+)\frac{wl^2}{16} = \frac{5840}{16} = 365 \text{ Kg/m.}$$

Cálculo de la Armadura - Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M(\text{Kg m})}{42400} = \frac{M(\text{Kg m})}{424}$$

$$(-)\frac{1}{24} \rightsquigarrow \frac{243}{424} = 0.573 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi 3/8''$$

$$(-)\frac{1}{10} \rightsquigarrow \frac{584}{424} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 2 \phi 3/8''$$

Armadura Positiva.-

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (14 - \frac{5}{2})} = \frac{M(\text{Kg m.})}{404}$$

$$(+)\frac{1}{14} \rightsquigarrow \frac{417}{404} = 1.03 \rightsquigarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(+)\frac{1}{16} \rightsquigarrow \frac{365}{404} = 0.903 \rightsquigarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto.-

$$M = 2.5 K b d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 540 \text{ Kg m.}$$

a) Ensayo por momentos.-

$$b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{58400}{2.5 \times 11 \times 196} = \frac{58400}{5390} = 10.8 = 11 \text{ cm.}$$

Longitud del Ensayo.-

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - M'}{m}} \right)$$

$$M' = M_{m(-)} - M_{c,10} = 584 - 540 = 44 \text{ Kg m.}$$

$$x' = \frac{3.20}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{1/8 \times 570 \times 3.20^2 - 44}{1/8 \times 570 \times 3.20^2}} \right)$$

$$x = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{730 - 44}{730}} \right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{686}{730}} \right) = 1.6 (1 - 0.97)$$

$$x = 4.8 \text{ cm.} = 0.048 \text{ m.}$$

b) Ensayo por corte.-

$$V_{\max} = 0.575 \times 570 \times 3.2 = 1050 \text{ Kg.}$$

$$V_{c,10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1275 \text{ Kg.}$$

Comprobación de Adherencia.-

$$u = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{2.5 u j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

Apoyo Exterior.-

$$a) \Sigma_0 = \frac{0.5 \times 570 \times 3.20}{320} = 2.85 \text{ cm.}$$

Apoyos Interiores.-

$$b) \Sigma_0 = \frac{0.575 \times 570 \times 3.20}{320} = 3.28 \text{ cm. (cumple)}$$

Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 l'$

$$c) V_{1/4} = 0.575 \times 570 \times 3.20 - 0.125 \times 570 \times 3.20 = 1050 - 228 = 822 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{822}{320} = 2.57 \text{ cm. (cumple)}$$

Positivo para $\frac{1}{16}$: $PI = 0.15 l'$

$$D) V_{1/16} = 0.5 \times 570 \times 3.20 - 0.15 \times 570 \times 3.20$$

$$V_{1/16} = (285 - 85.5) \times 3.20 = 638 \text{ Kg.}$$

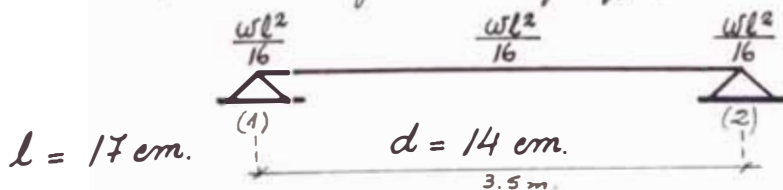
$$\Sigma_0 = \frac{638}{320} = 2 \text{ cm. (cumple)}$$

Acero de Temperatura-

$$A_{ST} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4" @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Míximo : $0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2$ (cumple).

Cálculo del Aligrado Tipo (4) 4º piso - 3º piso.
(Extremo edificio al tragaluz) (De un sólo tramo).



Espesor del Aligrado = 17 cm.

Peso Propio = 270 Kg./m²

Peso muerto = 100

$f'_c = 200$

$w = 570 \text{ Kg./m}^2$

Cálculo de Momentos.- (Positivos y Negativos).

$$\frac{wl^2}{16} = \frac{570 \times 3.2^2}{16} = 365 \text{ Kg m.}$$

$$(+)\text{ o }(-) \frac{wl^2}{16} = 365 \text{ Kg m.}$$

Cálculo de la Armadura.-

Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M (\text{Kg m.})}{424} = \frac{365}{424} = 0.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Armadura Positiva.-

$$A_s = \frac{M (\text{Kg m.})}{404} = \frac{365}{404} = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Ensayos:

Por momentos: $M_c = 540 \text{ Kg m.}$ $M = 365$
(No necesita ensanche por momento).

Por Corte:

$$V_c = 1275 \text{ Kg.} \quad V_{\max} = 0.5 \times 570 \times 3.20 = 910 \text{ Kg.}$$

$V_c > V$ (No necesita ensanche por corte).

Comprobación de Adherencia.-

$$\Sigma_0 = \frac{V}{320}$$

Apoyo exterior.- $\Sigma_0 = \frac{910}{320} = 2.84 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2''$ (cumple adherencia)

Positivo para $\frac{1}{16}$ $PI = 0.15l$

$$V_{1/16} = 910 - 0.15 \times 570 \times 320 = 910 - 274 = 636 \text{ Kg.}$$

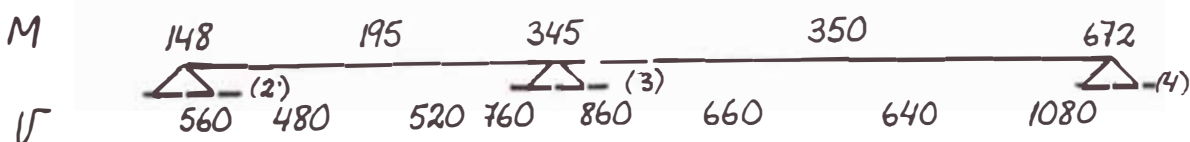
$$\Sigma_0 = \frac{636}{320} = 1.98 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2''$$
 (cumple adherencia).

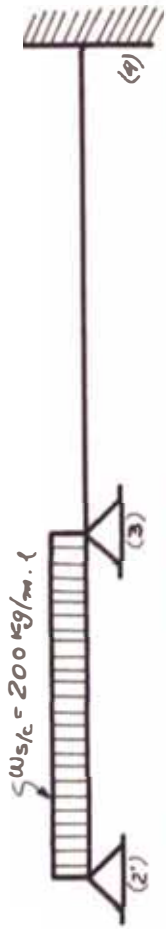
Acero de Temperatura.-

$$A_{ST} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

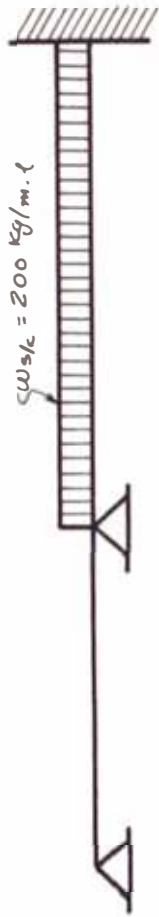
Acero Mínimo: $0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2$ (cumple).

Cálculo del Aligrado Tipo ⑤ 4° piso - 3° piso (Método de Cross).
(1) code el Tragaluja al ascensor).

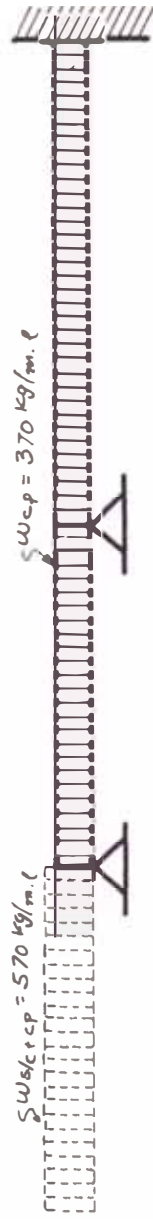




1	0.51	0.49	1
+104	-104	0	0
-104	-52		
0	+80	+76	+38
	-76	+76	+38

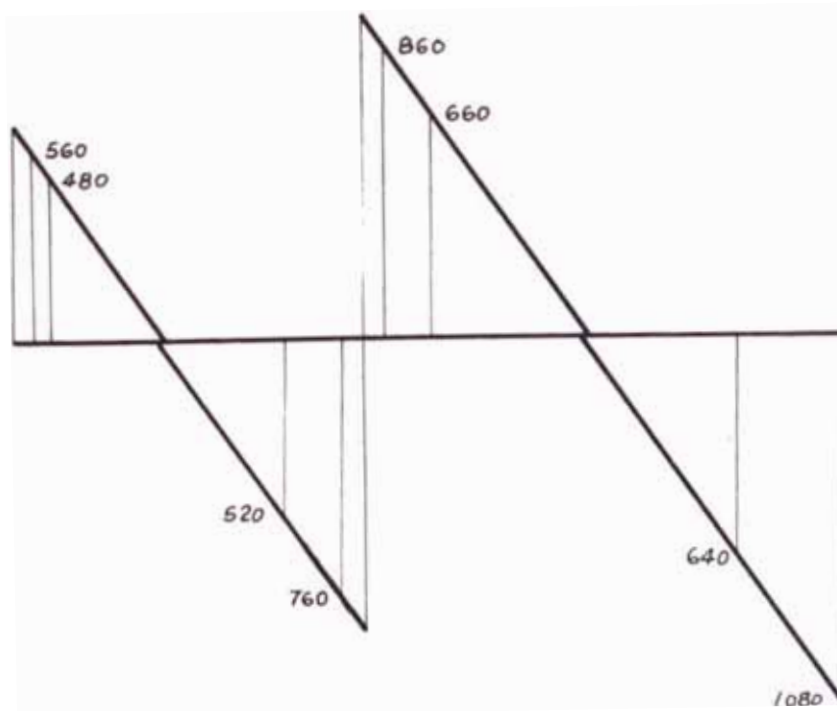
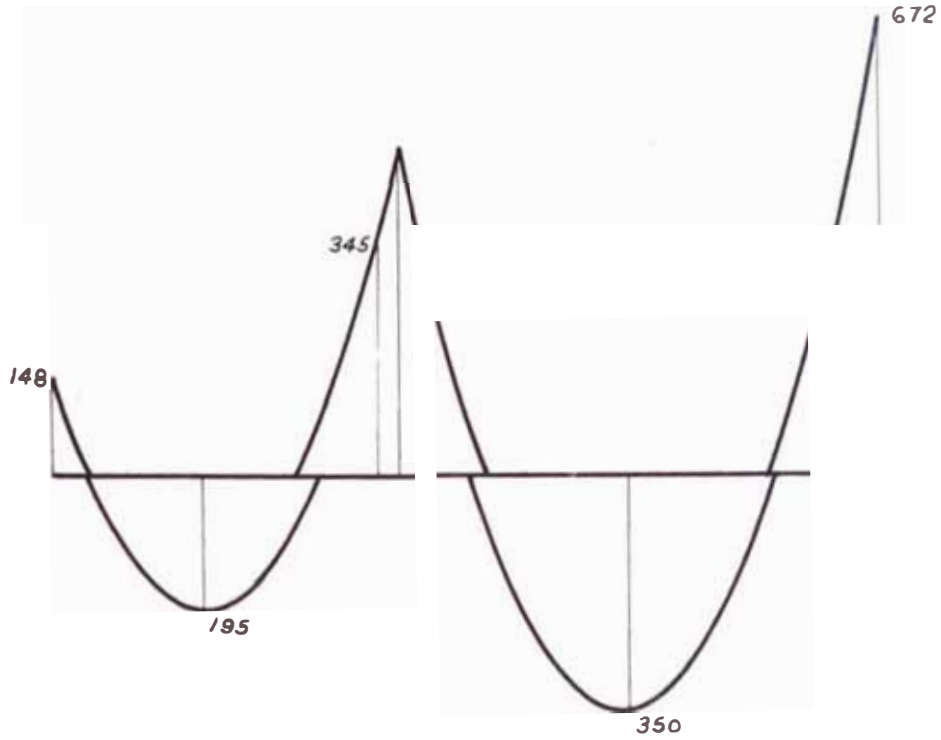


1	0.51	0.49	1
0	+204	-204	
	-104	-100	
0	-104	+104	-254



0	1	0.51	0.49	1
-148	+193	-193	+378	-378
	-45	-23		
-148	+148	-83	-79	-40
		-299	+299	-418

Envolvente de Momentos



Envolvente de Cortes

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M \text{ (Kg-m.)}}{424}$$

$$A_{s(2')} = \frac{148}{424} = 0.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

$$A_{s(3)} = \frac{345}{424} = 0.81 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$A_{s(4)} = \frac{672}{424} = 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' + 1 \phi \ 3/8''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M \text{ (Kg-m.)}}{404}$$

$$A_{s(2'-3)} = \frac{195}{404} = 0.48 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8''$$

$$A_{s(3-4)} = \frac{350}{404} = 0.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

Ensayo: Por Momentos:

Momento que toma el concreto:

$$M_c = 540 \text{ Kg-m.} \quad M = 672 \text{ Kg-m.}$$

Ancho Necesario:

$$b' = \frac{M}{2.5 \text{ Kd}^2} = \frac{67200}{2.5 \times 11 \times 196} = \frac{67200}{5390} = 12.4 \text{ cm.}$$

(No se considera este ensanche porque se puede asumir hasta 1 1/2 cm. el espesor de ladrillo a cada lado).

Por Corte:

$$V_c = 1275 \text{ Kg.} \quad V_{max} = 1080$$

$$V_c > V \text{ (No es necesario ensanche por corte).}$$

Comprobación de Adherencia.-

$$\Sigma_0 = \frac{V}{320}$$

$$\Sigma_{02'} = \frac{560}{320} = 1.75 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{03} = \frac{860}{320} = 2.7 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{04} = \frac{1080}{320} = 3.38 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' + 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

En los (+) PI: (Comprobando los más desfavorables cada tramo.)

$$\Sigma_{0(2'-3)} = \frac{520}{320} = 1.63 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_0(3-4) = \frac{660}{320} = 2.06 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

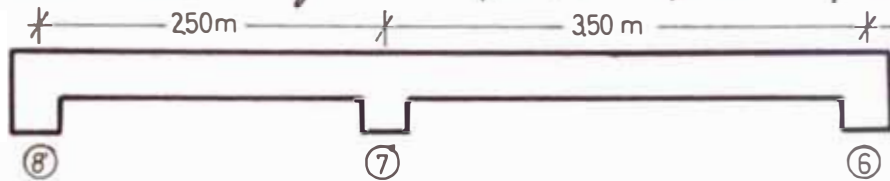
Acero de Temperatura

$$A_{ST} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero mínimo.-

$$0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

Cálculo del Aligrado Tipo   4  piso - 3  piso



Cálculo de la Armadura Negativa.-

$$A_s = \frac{M(\text{Kg.m.})}{424} \quad M: \begin{array}{cccccc} 291 & & 470 & & 410 & & 190 & & 148 \end{array}$$

$$(-) A_{s(6)} = \frac{291}{424} = 0.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s(7)} = \frac{410}{424} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(-) A_{s(8)} = \frac{148}{424} = 0.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Armadura Positiva.-

$$(+) A_s = \frac{M(\text{Kg.m.})}{404}$$

$$(+) A_{s(6-7)} = \frac{470}{404} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(+) A_{s(7-8)} = \frac{190}{404} = 0.47 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Ensanches.-

Por momentos.-

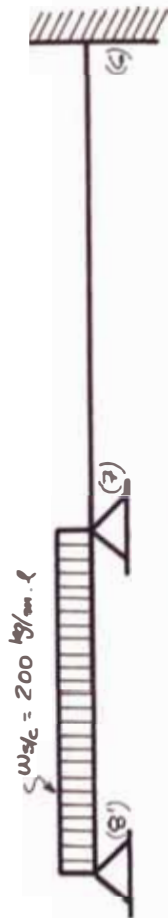
$$M_c = 540 \text{ Kg.m.} \quad M_c > M \text{ (No hay ensanche por momentos.)}$$

Por Corte.-

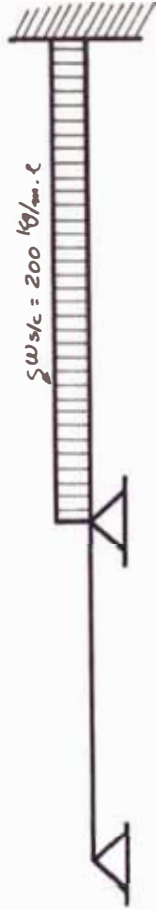
$$V_c = 1275 \quad V_c > V \text{ (No hay ensanche por corte.)}$$

Comprobación de Adherencia.-

$$\sum_0 = \frac{V}{2.5u_jd} = \frac{V}{320}$$



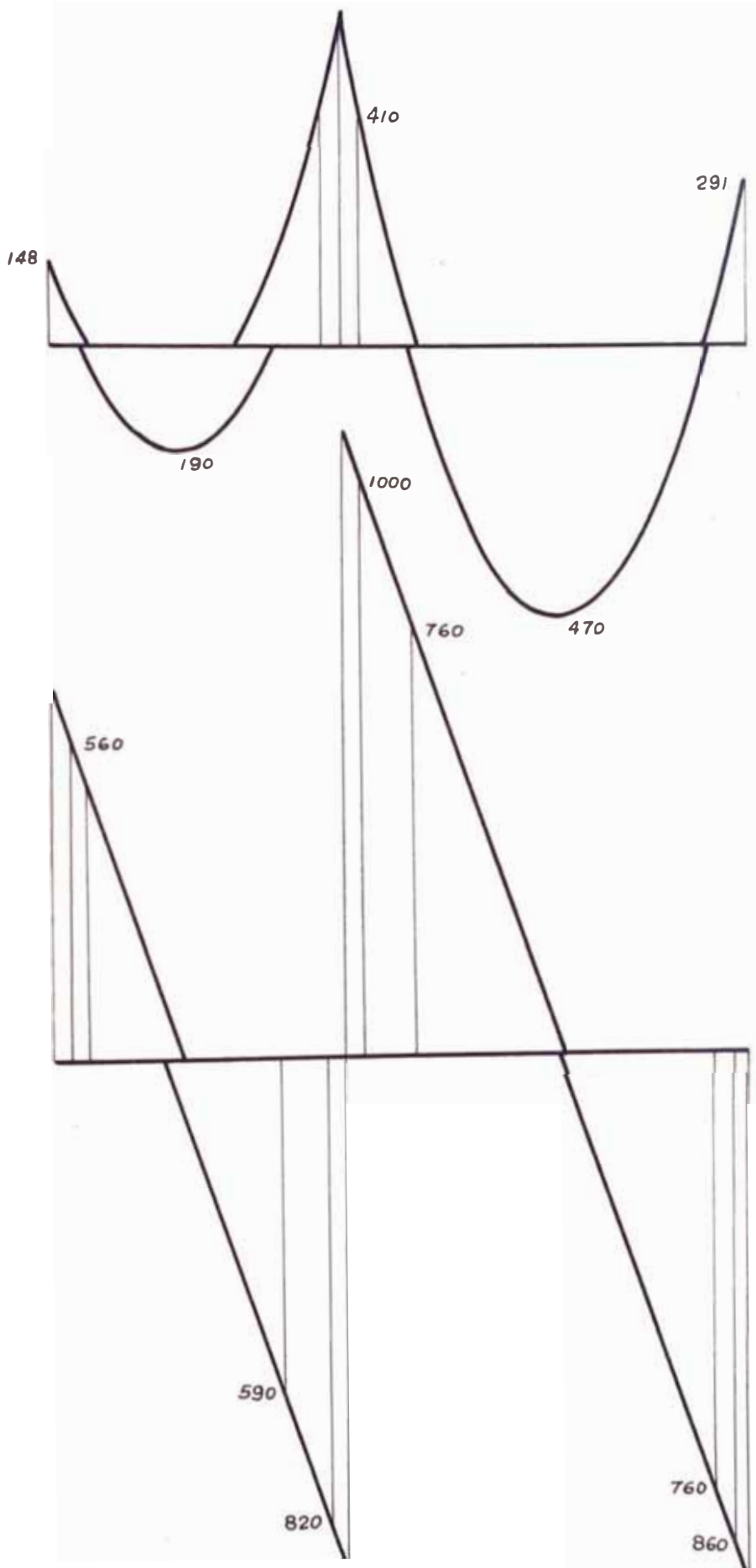
1	0.58	0.42	1	0
+104	-104	0		
-104	-52			
0	+90	+66		
	-66	+66		



1	0.58	0.42	1	0
0	0	+204	-204	
0	-178	+102	+204	
	-178	-128	0	
	-178	+178		



0	1	0.58	0.42	1	0
-148	+193	-193	+378	-378	+291
	-45	-23	+44	+87	
-148	+148	-120	-86	-291	+291
		-336	+336		



$$\Sigma_o(6) = \frac{860}{320} = 2.68 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_o(7) = \frac{1000}{320} = 3.12 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_o(7') = \frac{560}{320} = 1.75 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Para los (+) PI : Comprobando los más desfavorables en cada tramo :

$$\Sigma_o(7-7') = \frac{590}{320} = 1.85 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_o(6-7) = \frac{760}{320} = 2.38 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Acero de Temperatura.-

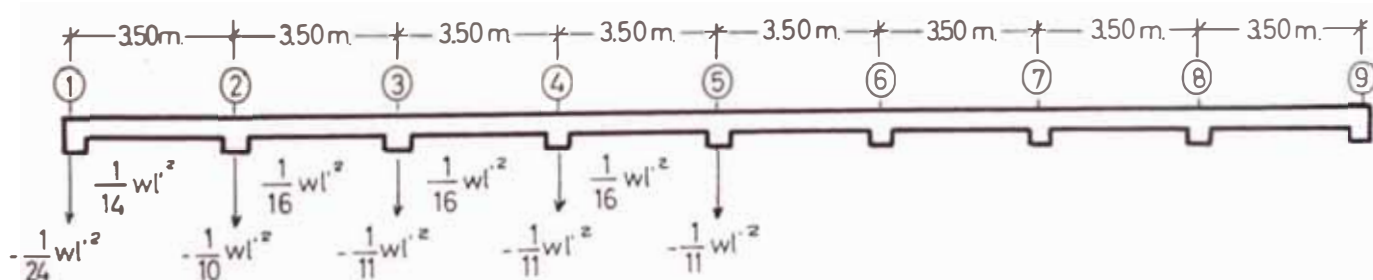
$$A_{ST} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm}$$

Acero Míximo.-

$$0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

Cálculo de los Aligerados del 2do Piso

Cálculo del Aligerado Tipo ①



Espesor del Aligerado: 17 cm.

Peso Propio = 270 kg./m²

Peso muertos = 100 kg./m²

s/c = 300 kg./m²

w = 670 kg./m²

s/c = 300 kg./m²

w_{pp} = 270 kg./m²

$$300 < 3(270 + 100)$$

Verificación de la altura :

$$d = \frac{\sqrt{}}{2.5 v b j}$$

$$d = \frac{\sqrt{\quad}}{2.5 \times 0.03 f_c b_j} \quad \sqrt{\quad} = \text{Esfuerzo cortante por vigueta.}$$

Como las viguetas están espaciadas en 0.40 m.; tenemos 2.5 viguetas por cada metro de aligerado.

$$d = \frac{\sqrt{\quad}}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{\sqrt{\quad}}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 670 \times 3.2}{91} = \frac{1230}{91} = 13.50 \text{ cm.} + 3 = 16.5 \text{ cm.} < 17 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 17 \text{ cm.} \quad d = 14 \text{ cm.}$$

Cálculo de Momentos: $wl'^2 = 670 \times 3.2^2 = 6860$

Negativos:

$$-\frac{wl'^2}{24} = \frac{670 \times 3.2^2}{24} = \frac{6860}{24} = 286 \text{ Kgm.}$$

$$-\frac{wl'^2}{10} = \frac{6860}{10} = 686 \text{ Kgm.}$$

$$-\frac{wl'^2}{11} = \frac{6860}{11} = 625 \text{ Kgm.}$$

Positivos:

$$+\frac{wl'^2}{14} = \frac{6860}{14} = 490$$

$$+\frac{wl'^2}{16} = \frac{6860}{16} = 430$$

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s d} = \frac{M}{2.5 \times 1400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kgm.})}{424}$$

$$-\frac{1}{24} \rightarrow \frac{286}{424} = 0.675 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 3/8'' \text{ por adherencia fongo:}$$

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \frac{686}{424} = 1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2'' + 1 \phi \ 3/8''$$

$$-\frac{1}{11} \rightarrow \frac{625}{424} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi \ 3/8''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1400 (14 - \frac{5}{2})}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kgm.})}{404}$$

$$+\frac{1}{14} \rightarrow \frac{490}{404} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \ 1/2''$$

$$+ \frac{1}{16} \rightarrow \frac{430}{404} = 1.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto:

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 540 \text{ Kg.m.}$$

Ensanche por momento:

$$\left(-\frac{1}{10}\right) \rightarrow \text{ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{68600}{2.5 \times 11 \times 14^2} = \frac{68600}{5390} =$$

12.7 = 13 cm. (No se considera, 1 1/2 cm., se puede considerar espesor de ladrillo a cada lado).

Longitud de Ensanche:

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - M'}{m}}\right) \quad M' = M_{m(-)} - M_{c10} = 686 - 540 = 146 \text{ Kg.m.}$$

$$x' = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{1/8 \times 670 \times 3.2^2 - 146}{1/8 \times 670 \times 3.2^2}}\right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{859 - 146}{859}}\right) =$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{713}{859}}\right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{0.83}\right) = 1.6 (1 - 0.91) =$$

$$x' = 1.6 (0.09) = 0.144 \text{ m.} = 14.4 \text{ cm.}$$

Ensanche por momento:

$$-\frac{1}{11} \rightarrow 625 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Ancho necesario: } b' = \frac{62500}{2.5 K d^2} = \frac{62500}{5390} = 11.6 \text{ cm.} \approx 12 \text{ cm.}$$

$$M' = M_{m(-)} - M_{c10} = 625 - 540 = 85 \text{ Ka-m.}$$

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - M'}{m}}\right) = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{859 - 85}{859}}\right) = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{774}{859}}\right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{0.90}\right) = 1.6 (1 - 0.95) = 1.6 (0.05) = 0.08 \text{ m.}$$

$$x' = 8 \text{ cm.}$$

Ensanche por corte:

$$V_{\max} = 0.575 \times 670 \times 3.2 = 1230 \text{ Kg.}$$

$$V_{c10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1275 \text{ Kg.}$$

(No necesita ensanche por corte).

Comprobación por adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{V}{2.5 u_j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

Apoyo exterior:

$$a) \Sigma_0 = \frac{0.575 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.35 \text{ cm. (No cumple adherencia. Por adherencia} \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

b- Apoyos interiores:

$$\Sigma_0 = \frac{0.575 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.85 \text{ cm. (cumple)}$$

c- Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 \text{ l'}$

$$V_{1/14} = 0.575 \times 670 \times 3.20 - 0.125 \times 670 \times 3.20 =$$

$$V_{1/14} = 1230 - 268 = 962$$

$$\Sigma_0 = \frac{962}{320} = 3 \text{ cm. (cumple)}$$

d- Positivo para $\frac{1}{16}$: $PI = 0.15 \text{ l'}$

$$V_{1/16} = 0.5 \times 670 \times 3.20 - 0.15 \times 670 \times 3.20 = 1070 - 322 = 748$$

$$V_{1/16} = 748 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{748}{320} = 2.34 \text{ cm (cumple)}$$

Acero de Temperatura:

$$A_{sr} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 1/4 @ 25 cm.}$$

Acero Mnimo:

$$0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Cculo del Aligrado Tipo 2 2° piso (Mtodo de Cross).

2° piso (suelo 2° techo 1°) Tipo Aligerado $h = 17 \text{ cm.}$

Momentos: (sacados de la envolvente de momentos resultados del Cross.)

Momentos Negativos:

$$(-) M_A = -342 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_B = -625 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_C = -540 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_D = -595 \text{ Kgm.}$$

Momentos Positivos:

$$(+) M_{AB} = +555 \text{ Kgm.}$$

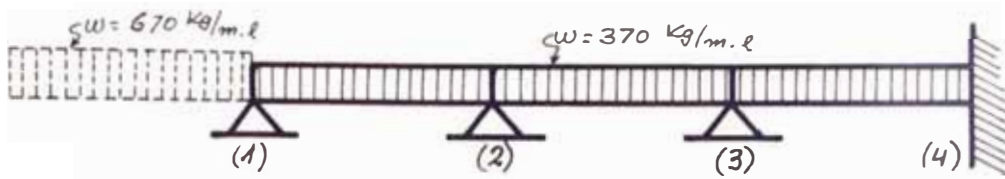
$$(+) M_{BC} = +450 \text{ Kgm.}$$

$$(+) M_{CD} = +410 \text{ Kgm.}$$

Cculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

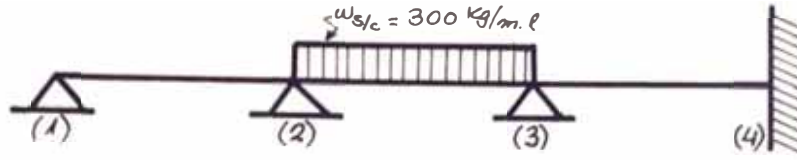
$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$



0	1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
-342	+378	-378	+378	-378	+378	-378
	-36 →	-18				
<u>-342</u>	<u>+342</u>	+7.7	+10.3 →	+52		
			-1.3 ←	-2.6	-2.6 →	-1.3
		+0.6	+0.7 →	+0.4		
		<u>-387.7</u>	<u>+387.7</u>	-0.2	-0.2 →	<u>-0.1</u>
				<u>-375.2</u>	<u>+375.2</u>	<u>-379.4</u>



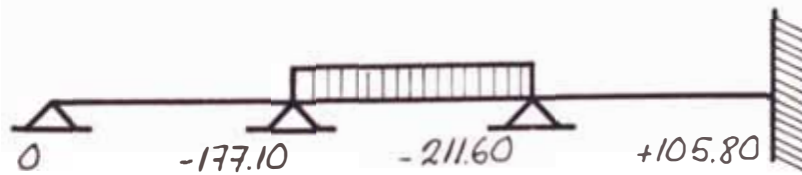
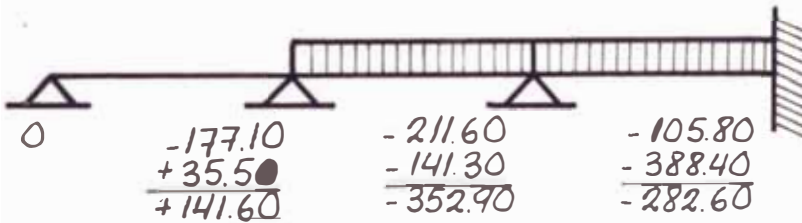
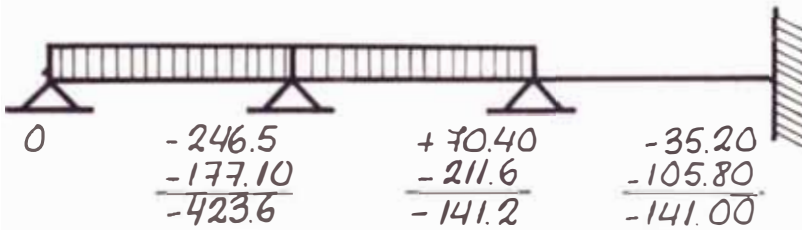
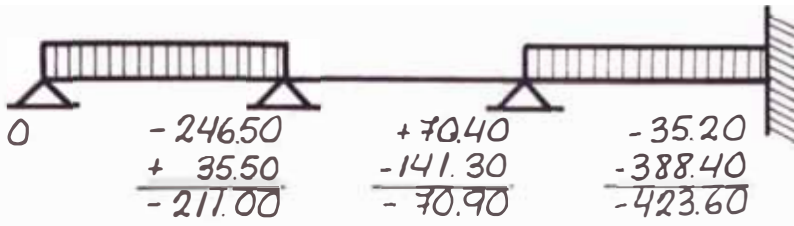
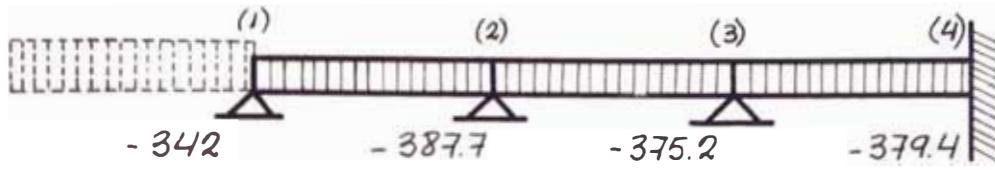
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
+306	-306	0	0	0	0
<u>-306</u>	-153				
0	+197.5	+261.5 →	+130.8		
		-32.7 ←	-65.4	-65.4	
	+14.1	+18.6 →	+9.3		
		-2.4 ←	-4.7	-4.7	
	+1.0	+1.4 →	+0.7		
		-0.2 ←	-0.4	-0.4	
	<u>+0.1</u>	<u>+0.1</u>	+70.4	-70.4	<u>-35.2</u>
	<u>-246.5</u>	<u>+246.5</u>			

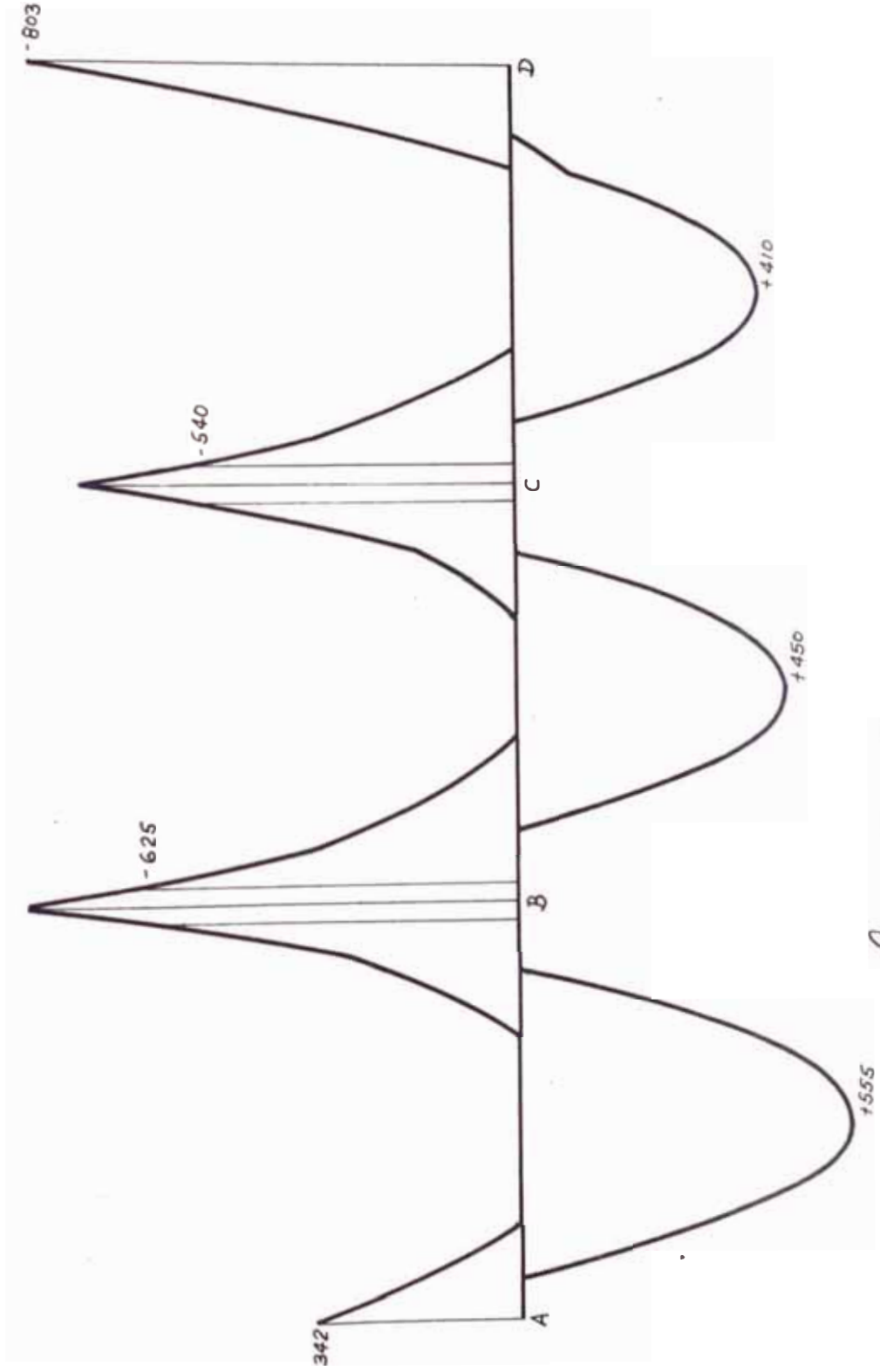


1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	+306	-306	0	0
	-131.6	-174.4	-87.2		
		+98.3	+196.6	+196.6	
	-42.3	-56.0	-28.0		
		+7.0	+14.0	+14.0	
	-3.0	-4.0	-2.0		
		+0.5	+1.0	+1.0	
<u>0</u>	<u>-0.2</u>	<u>-0.3</u>	<u>-211.6</u>	<u>+211.6</u>	<u>+105.8</u>
	-177.1	+177.1			



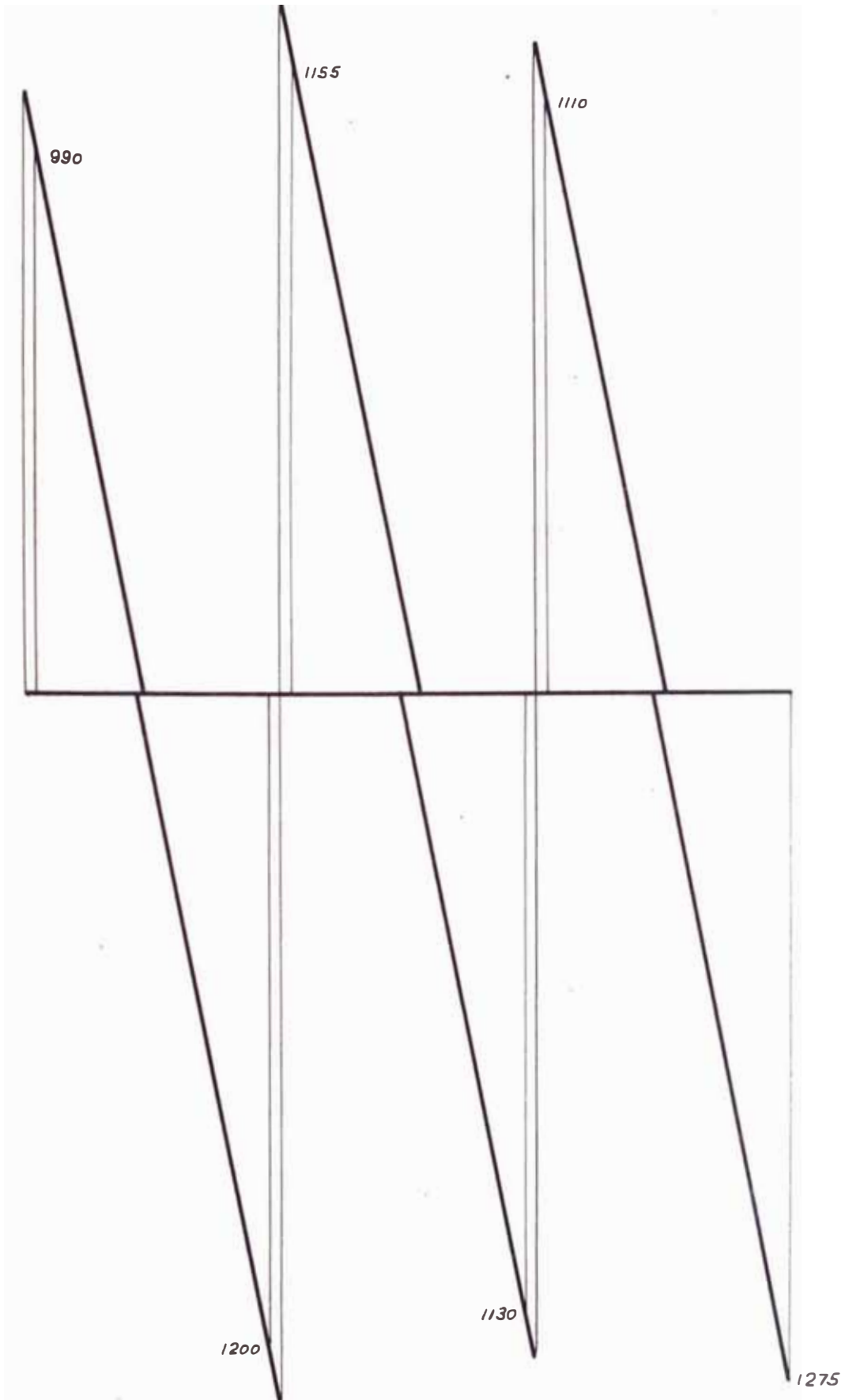
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
0	0	0	0	+306	-306.0
		-76.5	-153.0	-153.0	-76.5
	+32.9	+43.6	+21.8		
		-5.5	-10.9	-10.9	-5.5
	+2.4	+3.1	+1.6		
		-0.4	-0.8	-0.8	-0.4
<u>0</u>	<u>+0.2</u>	<u>+0.2</u>	<u>-141.3</u>	<u>+141.3</u>	<u>-388.4</u>
	+35.5	-35.5			





Envolvente de Momentos

Envolvente de Cortes



$$A_s = \frac{M \text{ (Kg.m.)}}{424}$$

$$(-) M_A \rightarrow \frac{342}{424} = 0.806 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(-) M_B \rightarrow \frac{625}{424} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(-) M_C \rightarrow \frac{540}{424} = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(-) M_D \rightarrow \frac{803}{424} = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

Armadura Positiva :

$$A_s \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{s}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (14 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M \text{ (Kg.m.)}}{40,400} = \frac{M \text{ (Kg.m.)}}{404}$$

$$(+) M_{AB} \rightarrow \frac{555}{404} = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(+) M_{BC} \rightarrow \frac{450}{404} = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(+) M_{CD} \rightarrow \frac{410}{404} = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto :

$$M = 2.5 K b' d^2$$

$$M = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 54000 = 540 \text{ Kg.m.}$$

Ensanche por momento (necesario en los apoyos B y D).

$$\text{Apoyo B: } b' = \frac{M}{2.5 K d^2} =$$

$$\text{Ancho necesario} = b' = \frac{62500}{2.5 \times 11 \times 14^2} = \frac{62500}{5390} = 11.6 \text{ cm. (No se considera ensanche).}$$

Pues la resistencia del ladrillo se puede considerar 1 1/2 cm. a cada lado.

Apoyo D:

$$\text{Ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{80300}{2.5 \times 11 \times 14^2} = \frac{80300}{5390} = 14.8 \text{ cm. (se considera ensanche).}$$

Longitud de Ensanche:

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - M'}{m}} \right)$$

$$M' = M_{m(-)} - M_{c10}$$

$$M' = 803 - 540 = 263$$

$$x' = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{118 \times 670 \times 3.2^2 - 263}{118 \times 670 \times 3.2^2}} \right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{859 - 263}{859}} \right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{596}{859}} \right)$$

$$x' = 1.6 (1 - \sqrt{0.694}) = 1.6 (1 - 0.83) = 1.6 (0.17) = 0.272 \text{ m.}$$

Ensanche por corte:

$$V_{\max} = 0.575 \times 670 \times 3.2 = 1230 \text{ Kg.}$$

$$V_{c10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1275 \text{ Kg. (No necesita ensanche por corte).}$$

Comprobación por adherencia:

$$\xi_0 = \frac{V}{2.5 u_j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{320}$$

$$u = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2$$

a) Apoyo Exterior:

$$\xi_0 = \frac{0.5 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.35 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

b) Apoyos Interiores:

$$\xi_0 = \frac{0.575 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.85 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

c) Positivos:

Para el tramo AB:

$$PI_{\text{der}} = 0.40 \text{ m. del apoyo B.}$$

$$V_{PI} = 0.575 w l - 0.40 w$$

$$V_{PI} = 0.575 \times 670 \times 3.20 - 0.40 \times 670 =$$

$$V_{PI} = 1230 - 268 = 962$$

$$\xi_0 = \frac{962}{320} = 3 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

d) Positivo para el tramo BC

$$PI = 0.43 \text{ m. del apoyo C (PI derecha).}$$

$$V_{PI} = 0.5 w l - 0.43 w = 0.5 \times 670 \times 3.20 - 0.43 \times 670 =$$

$$V_{PI} = 1070 - 288 = 782$$

$$\xi_0 = \frac{782}{320} = 2.44 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

$$\xi_0 = 2.44 \text{ cm.}$$

e) Para tramo CD:

$$PI = 0.35 \text{ m. del apoyo C (PI izq.)}$$

$$V_{PI} = 0.575 w l - 0.35 w = 0.575 \times 670 \times 3.20 - 0.35 \times 670 =$$

$$V_{PI} = 1230 - 234 = 996$$

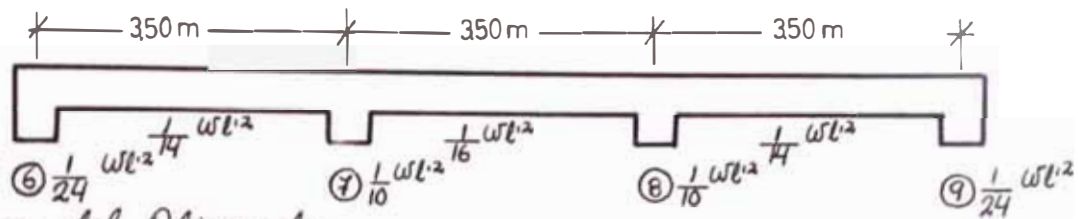
$$\xi_0 = \frac{996}{320} = 3.11 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

Acero de Temperatura:

$$A_{sT} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 1/4" @ 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Acero M\u00ednimo: } 0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Cálculo del Aligerado Tipo ③



Altura del Aligerado:

$$h = \frac{3.20}{20-25} = 16 \text{ a } 13 \rightarrow 17 \text{ cm.} = \text{s/c} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{pp} = 270$$

$$200 < 3 (270 + 100)$$

$$\begin{aligned} \text{Peso Propio} &= 270 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Peso muerto} &= 100 \\ \text{s/c} &= 300 \\ W &= 670 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Verificación de la altura:

$$d = \frac{V}{2.5 v b_j} \quad v = 0.03 f_c$$

$$d = \frac{V}{25 \times 0.03 f_c b_j} \quad V = \text{esfuerzo cortante por viga.}$$

Como las viguetas están espaciadas en 0.40 m. tenemos 2.5 viguetas por metro de aligerado.

$$0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{V}{25 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{V}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 670 \times 3.2}{91} = \frac{1230}{91} = 13.5 + 3 = 16.5 \text{ cm.} < 17 \text{ cm.}$$

$$\therefore h = 17 \quad d = 14.$$

Cálculo de los momentos: $w l^2 = 670 \times 3.2^2 = 6860 \text{ Kg.m.}$

Negativos:

$$-\frac{w l^2}{24} = \frac{6860}{24} = 286 \text{ Kg.m.}$$

$$-\frac{w l^2}{10} = \frac{6860}{10} = 686 \text{ Kg.m.}$$

Positivos:

$$+\frac{w l^2}{14} = \frac{6860}{14} = 490$$

$$+\frac{w l^2}{16} = \frac{6860}{16} = 430$$

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 14}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{424}$$

$$-\frac{1}{24} \rightarrow \frac{286}{424} = 0.675 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8'' \text{ Por adherencia ponga } 1 \phi 1/2''$$

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \frac{686}{424} = 1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times (14 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{404}$$

$$+\frac{1}{14} \rightarrow \frac{490}{404} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$+\frac{1}{16} \rightarrow \frac{430}{404} = 1.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto:

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 540 \text{ Kg.m.}$$

a.) Ensanche por momento:

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \text{Ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{68600}{2.5 \times 11 \times 14^2} = \frac{68600}{5390} = 12.7 \text{ cm.}$$

(No se considera ensanche pues se puede considerar que el ladrillo resiste con 1/2 cm. de espesor a cada lado.)

$$x' = \frac{l'}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{m - M'}{m}} \right) \quad M' = M_{m(-)} - M_{c10} =$$

$$M' = 686 - 540 = 146 \text{ Kg.m.}$$

$$x' = \frac{3.2}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{1/8 \times 670 \times 3.2^2 - 146}{1/8 \times 670 \times 3.2^2}} \right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{859 - 146}{859}} \right)$$

$$x' = 1.6 \left(1 - \sqrt{\frac{713}{859}} \right) = 1.6 \left(1 - \sqrt{0.83} \right) = 1.6 (1 - 0.91) = 1.6 (0.09) =$$

$$x' = 14.4 \text{ cm.}$$

b.) Ensanche por corte:

$$V_{\max} = 0.575 \times 670 \times 3.20 = 1230 \text{ Kg.}$$

$$V_{c10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 14 = 1275 \text{ Kg. (No necesita ensanche por corte)}$$

Comprobación de Adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{f}{2.5 \mu j d} = \frac{f}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{f}{320}$$

$$\mu = 0.075 \cdot c = 0.075 \times 140 =$$

$$\mu = 10.5 \text{ /cm}^2.$$

a.- Apoyo Exterior :

$$\Sigma_0 = \frac{0.5 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.35 \text{ cm. (No cumple adherencia)}$$

Por adherencia $\rightarrow 1 \phi 1/2''$

b.- Apoyos Interiores :

$$\Sigma_0 = \frac{0.575 \times 670 \times 3.20}{320} = 3.85 \text{ cm. (cumple)}.$$

c.- Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 L'$

$$U_{1/14} = 0.575 \times 670 \times 3.20 - 0.125 \times 670 \times 3.20 = 1230 - 268$$

$$U_{1/14} = 1230 - 268 = 962$$

$$\Sigma_0 = \frac{962}{320} = 3 \text{ cm. (cumple)}.$$

Positivo para $\frac{1}{16}$: $PI = 0.15 L'$

$$U_{1/16} = 0.5 \times 670 \times 3.20 - 0.15 \times 670 \times 3.20 = 1070 - 322 = 748$$

$$U_{1/16} = 748 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{748}{320} = 2.34 \text{ cm. (cumple)}.$$

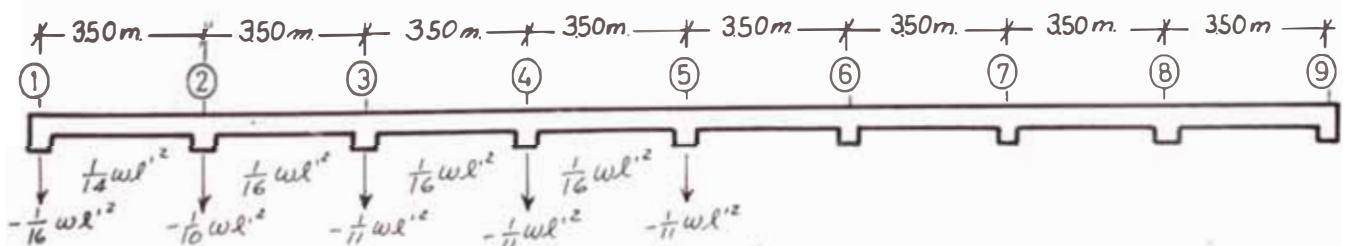
Acero de Temperatura :

$$A_{ST} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mnimo : $0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 14 = 0.35 \text{ cm}^2$ (cumple).

Cculo de los Aligerados del 1 Piso.

Cculo del Aligerado Tipo 



$$\text{Espesor del Aligerado} = \frac{3.50}{20-25} = 17.5 - 14$$

$$s/c = 400 \text{ Kg./m}^2$$

$$W_{PP} = 300 \text{ Kg./m}^2$$

$$400 < 3(300 + 100)$$

Tomo aligerado de 20 cm.

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Peso Propio} = 300 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso muerto} = 100 \text{ Kg./m}^2$$

$$s/c = 400 \text{ Kg./m}^2$$

$$w = 800 \text{ Kg./m}^2$$

Verificación de la altura:

$$d = \frac{V}{2.5 \sigma_b j} \quad v = 0.03 f_c$$

$$d = \frac{V}{0.03 f_c b' j 2.5} \quad V = \text{Esfuerzo cortante por vigueta}$$

Como las viguetas están espaciadas en 0.40 m., tenemos 2.5 viguetas por cada metro de aligerado.

$$0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

$$d = \frac{V}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{V}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 800 \times 3.2}{91} = \frac{1471}{91} = 16.2 \text{ cm.} + 3 = 19.2 \text{ cm.} < 20 \text{ cm.}$$

$$h = 20 \text{ cm.} \quad d = 17 \text{ cm.}$$

Cálculo de momentos: $wl^2 = 800 \times 3.2^2 = 8200$

Negativos:

$$-\frac{wl^2}{16} = \frac{800 \times 3.2^2}{16} = \frac{8200}{16} = 512 \text{ Kg.m.}$$

$$-\frac{wl^2}{10} = \frac{8200}{10} = 820 \text{ Kg.m.}$$

$$-\frac{wl^2}{11} = \frac{8200}{11} = 745 \text{ Kg.m.}$$

Positivos:

$$+\frac{wl^2}{14} = \frac{8200}{14} = 586 \text{ Kg.m.}$$

$$+\frac{wl^2}{16} = \frac{8200}{16} = 512 \text{ Kg.m.}$$

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_c j d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 17}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{515}$$

$$-\frac{1}{16} \rightarrow \frac{512}{515} = 0.995 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$-\frac{1}{11} \rightarrow \frac{745}{515} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \frac{820}{515} = 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_c (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (17 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{507}$$

$$+ \frac{1}{14} \rightarrow \frac{586}{507} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$+ \frac{1}{16} \rightarrow \frac{512}{507} = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto :

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 17^2 = 795$$

a- Ensanche por momentos :

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \text{ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{82000}{2.5 \times 11 \times 17^2} = \frac{82000}{7950} = 10.3 \text{ cm.}$$

(No se considera ensanche por momentos.)

Ensanche por corte :

$$V_{\max} = 0.575 \times 800 \times 3.2 = 1472 \text{ Kg.}$$

$$V_{C10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 17 = 1546 \text{ Kg.}$$

(No se necesita ensanche por corte.)

Comprobación por adherencia :

$$\Sigma_0 = \frac{V}{2.5 u_j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{386}$$

$$\Sigma_0 = \frac{V}{386}$$

$$u = 0.075 f'_c =$$

$$u = 0.075 \times 140 = 10.5$$

$$u = 10.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Apoyo Exterior :

a-) $\Sigma_0 = \frac{0.5 \times 800 \times 3.20}{386} = 3.32 \text{ cm. (cumple adherencia)}$

b-) Apoyo Interiores :

$$\Sigma_0 = \frac{0.575 \times 800 \times 3.20}{386} = \frac{1471}{386} = 3.81 \text{ cm. (cumplen adherencia)}$$

c-) Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 l'$

$$V_{1/14} = 0.575 \times 800 \times 3.20 - 0.125 \times 800 \times 3.20 =$$

$$V_{1/14} = 1470 - 320 = 1150$$

$$\Sigma_0 = \frac{1150}{386} = 2.98 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

D-) Positivo para $\frac{1}{16}$: $PI = 0.15 l'$

$$V_{1/16} = 0.5 \times 800 \times 3.20 - 0.15 \times 800 \times 3.20 =$$

$$V_{1/16} = 1280 - 384 = 896$$

$$\Sigma_0 = \frac{896}{386} = 2.32 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

Acero de Temperatura :

$$A_{ST} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 = \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mnimo:

$$0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 17 = 0.425 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

Cculo del Aligerado Tipo  (Mtodo de Cross).
Tipo Aligerado . $h = 20 \text{ cm}$.

Momentos : Sacados de la envolvente de momentos resultados del Cross

Momentos Negativos:

$$(-) M_A = (-) 612.5 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_B = - 712 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_C = - 680 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_D = - 703 \text{ Kg.m.}$$

Momentos Positivos:

$$(+) M_{AB} = + 603 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_{BC} = + 580 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_{CD} = + 499 \text{ Kg.m.}$$

Cculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_y d} = \frac{M}{25 \times 1,400 \times 0.866 \times 17}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kg.m.})}{515}$$

$$(-) M_A \rightarrow \frac{612.5}{515} = 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(-) M_B \rightarrow \frac{712}{515} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(-) M_C \rightarrow \frac{680}{515} = 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(-) M_D \rightarrow \frac{965}{515} = 1.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

Armadura Positiva:

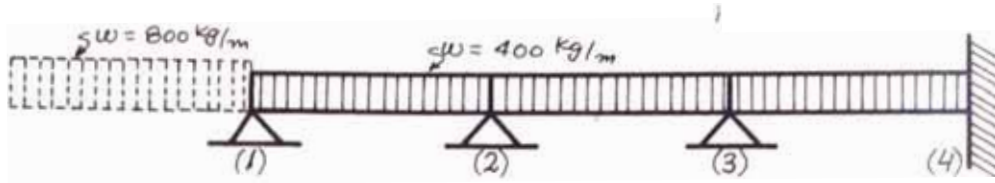
$$A_s = \frac{M}{2.5 f_y (d - \frac{e}{2})} = \frac{M}{25 \times 1,400 (17 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M}{508}$$

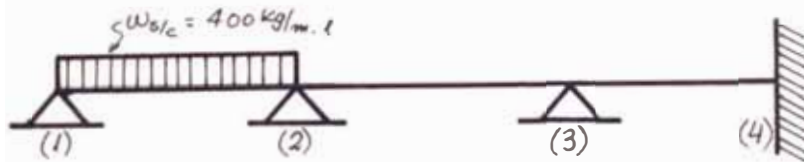
$$(+) M_{AB} \rightarrow \frac{603}{508} = 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$(+) M_{BC} \rightarrow \frac{580}{508} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

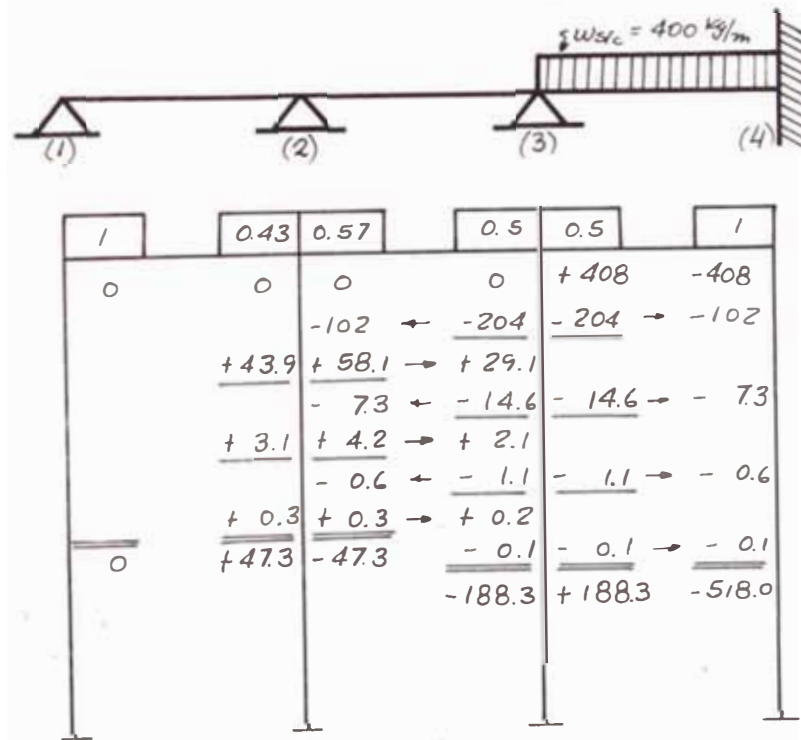
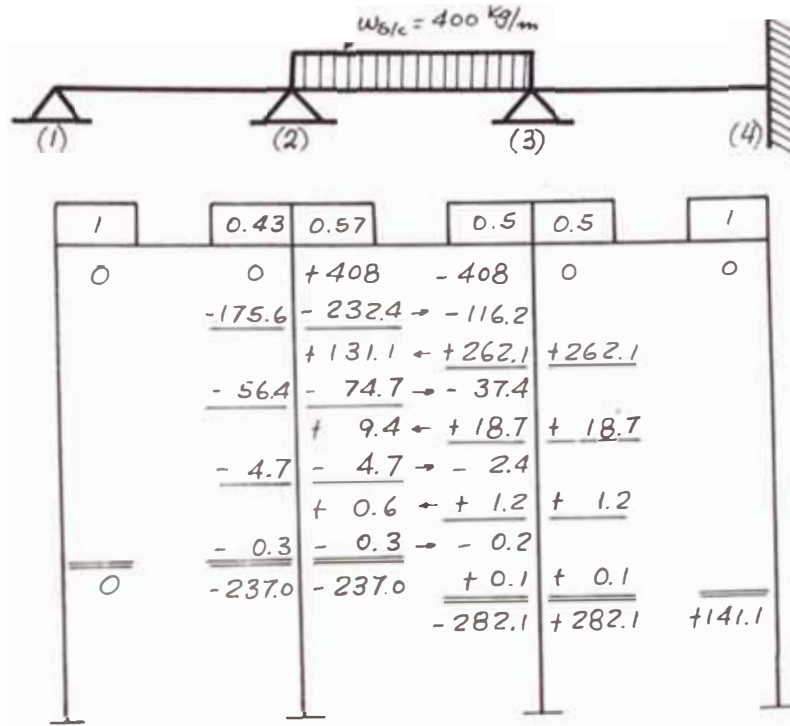
$$(+) M_{CD} \rightarrow \frac{499}{508} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

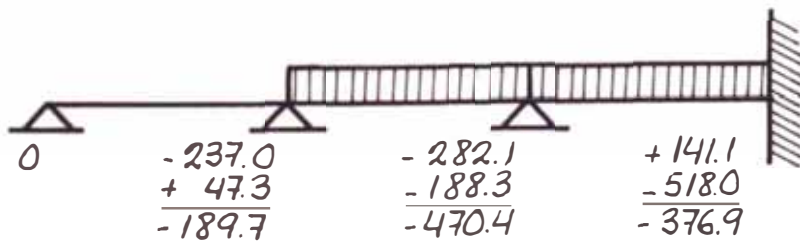
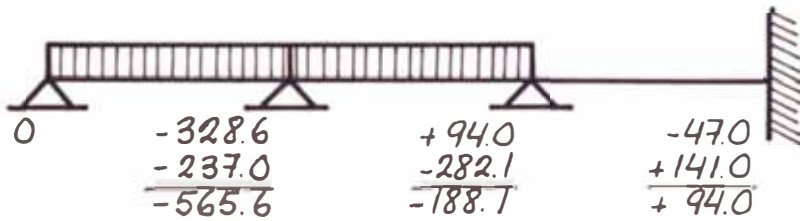
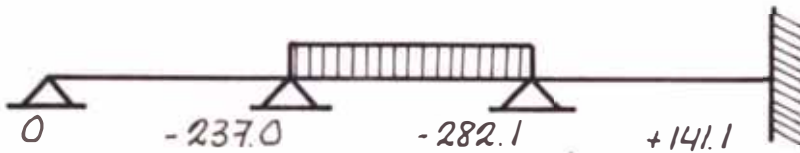
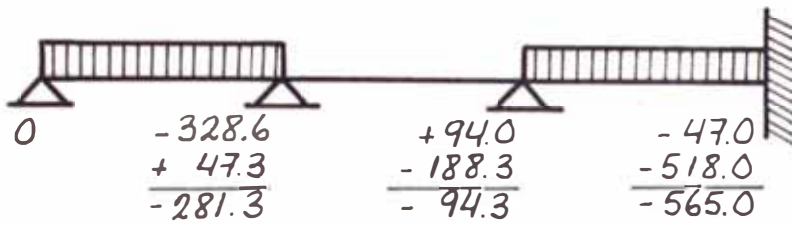
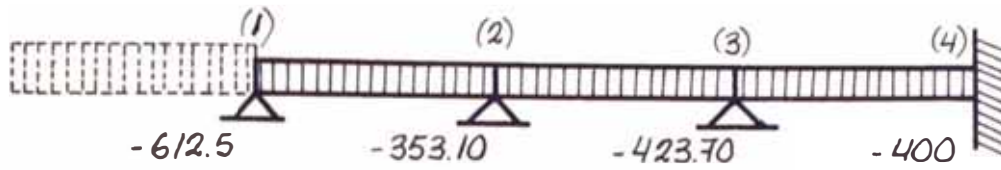


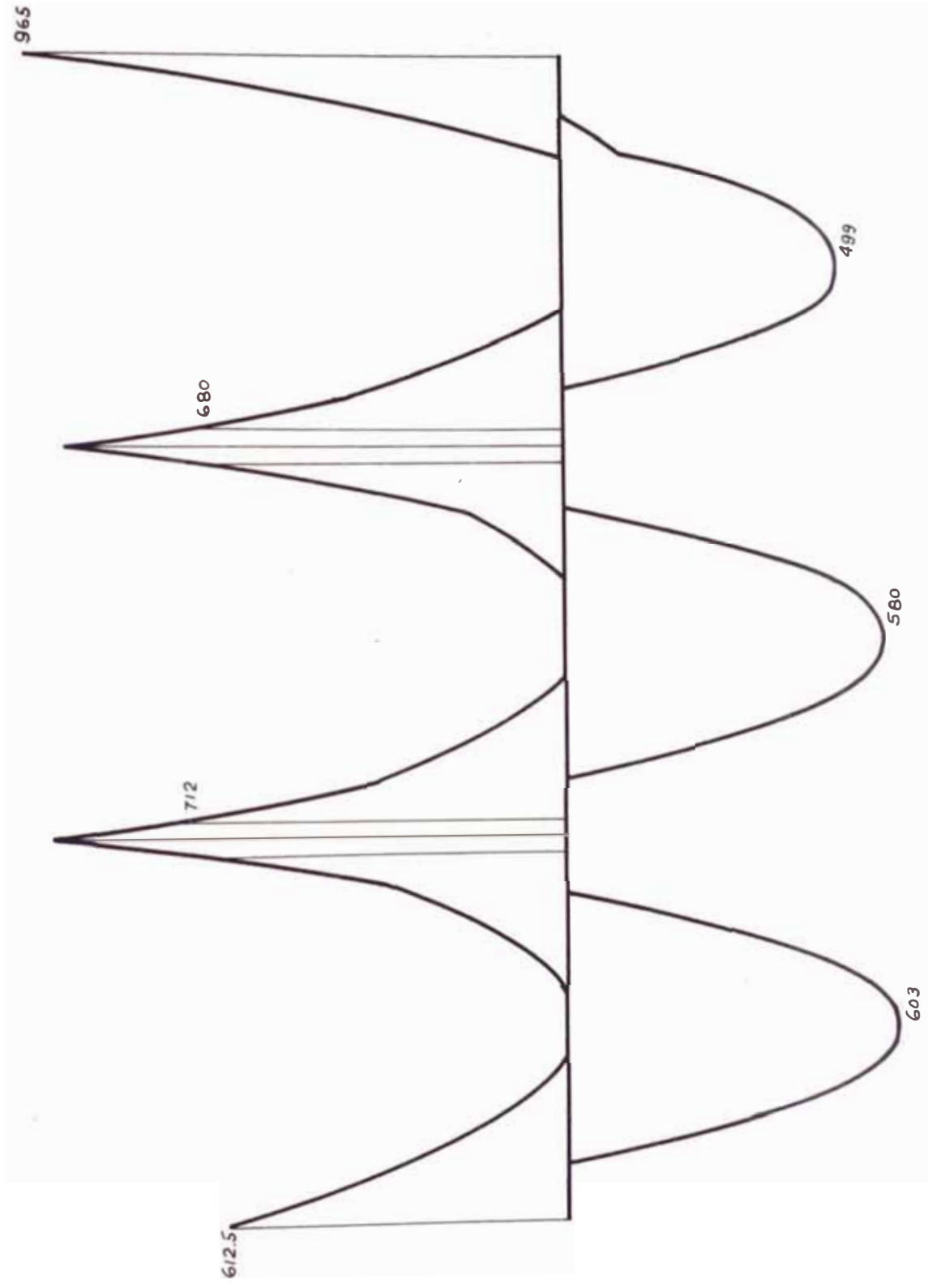
0	1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
-612.5	+408	-408	+408	-408	+408	-408
	+204.5		+1023			
<u>-612.5</u>	<u>+612.5</u>	<u>-44.0</u>	<u>-583</u>	<u>-29.2</u>		
			+7.3	+14.6	+14.6	+7.3
		-3.1	-4.2	-2.1		
			+0.6	+1.1	+1.1	+0.6
		-0.3	-0.3	-0.2		
		<u>-353.1</u>	<u>+353.1</u>	<u>+0.1</u>	<u>+0.1</u>	<u>+0.1</u>
				<u>-423.7</u>	<u>+423.7</u>	<u>-400.0</u>



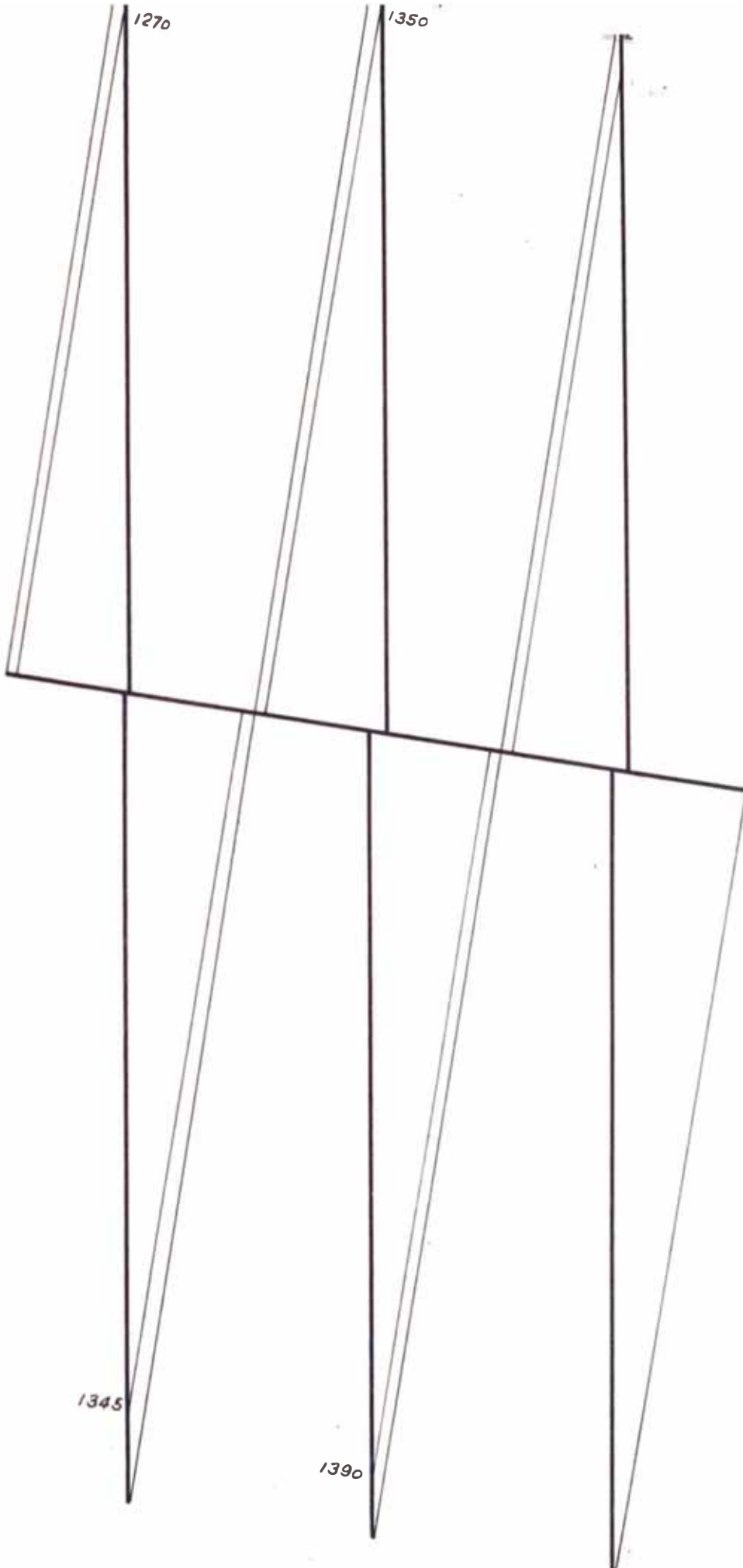
1	0.43	0.57	0.5	0.5	1
+408	-408	0	0	0	0
-408	-204				
<u>0</u>	<u>+263</u>	<u>+349</u>	<u>+174.5</u>		
		-43.7	-87.3	-87.3	
	+188	+24.9	+12.5		
		-3.2	-6.3	-6.3	
	+1.4	+1.8	+0.9		
		-0.3	-0.5	-0.5	
	<u>+0.1</u>	<u>+0.2</u>	<u>+94.0</u>	<u>-94.0</u>	<u>-47.0</u>
	<u>-328.6</u>	<u>+328.7</u>			







Envelope de Momentos



Envolvente de Cortes

Momento que toma el concreto:

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 17^2 = 795$$

Ensayo por momento en el apoyo D (Empotramiento).

Ancho necesario:

$$b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{96500}{2.5 \times 11 \times 17^2} = \frac{965}{797} = 12.2 \text{ cm.}$$

(No es necesario ensayo porque se puede considerar 1/2 cm. a cada lado del ladrillo.)

Ensayo por corte:

$$V_{\max} = 0.575 \times 800 \times 3.2 = 1472 \text{ Kg.}$$

$$V_{c10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 17 = 1546 \text{ Kg.}$$

(No se necesita ensayo por corte).

Comprobación por Adherencia:

$$\zeta_0 = \frac{V}{2.5 u_j d} = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} =$$

$$\zeta_0 = \frac{V}{386} \quad u = 0.075 f'c = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg./cm}^2$$

A-) Apoyo Exterior:

$$\zeta_0 = \frac{0.5 \times 800 \times 3.20}{386} = 3.32 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

b-) Apoyos Interiores:

$$\zeta_0 = \frac{0.575 \times 800 \times 3.20}{386} = \frac{1471}{386} = 3.81 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

c-) Positivos:

Para el tramo AB:

$$PI_{\text{der}} = 0.35 \text{ m. del apoyo B.}$$

$$V_{PI} = 0.575 w l - 0.35 w = 0.575 \times 800 \times 3.20 - 0.35 \times 800 = 1471 - 280 =$$

$$V_{PI} = 1191.$$

$$\zeta_0 = \frac{1191}{386} = 3.09 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

D-) Para el tramo BC:

$$PI_{\text{der}} = 0.35 \text{ m. del apoyo B.}$$

$$V_{PI} = 0.5 w l - 0.35 w = 0.5 \times 800 \times 3.20 - 0.35 \times 800 = 1280 - 280 = 1000$$

$$\zeta_0 = \frac{1000}{386} = 2.59 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

e-) Para el tramo CD:

$$PI_{\text{der}} = 0.35 \text{ m. del apoyo c.}$$

$$V_{PI} = 0.575 w l - 0.35 w = 0.575 \times 800 \times 3.20 - 0.35 \times 800 = 1471 - 280 = 1191$$

$$\zeta_0 = \frac{1191}{386} = 3.09 \text{ cm.}$$

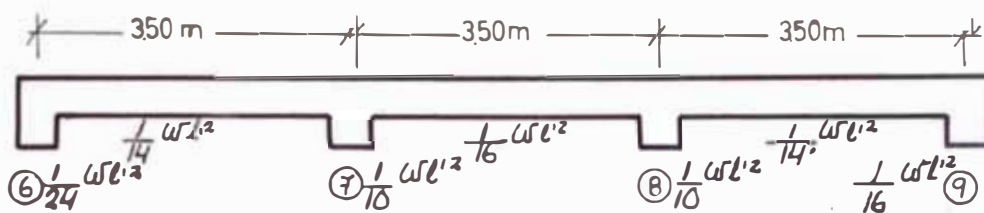
Acero de Temperatura:

$$A_{ST} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 = \phi 1/4" @ 25 \text{ cm.}$$

Acero mínimo: $0.0025bd = 0.0025 \times 10 \times 17 = 0.425 \text{ cm}^2$. (cumple).

Cálculo del Aligrado Tipo ③.

Aligrado B¹-B²-6 - - 9



Espesor del Aligrado: $\frac{350}{20-25} = 17.5 - 14$

s/c = 400 kg.
 $w_{pp} = 300 \text{ kg./m}^2$
 $400 < 3(300 + 100)$

Tomo aligrado de 20 cm:

$h = 20 \text{ cm.}$

Peso Propio = 300 kg./m^2

Peso muerto = 100 kg./m^2

s/c = 400 kg./m^2

$w = 800 \text{ kg./m}^2$

Verificación de la Altura:

$$d = \frac{\sqrt{U}}{2.5 v b_j} \quad v = 0.03 f_c$$

$$d = \frac{\sqrt{U}}{0.03 f_c b_j^{2.5}} \quad U = \text{Esfuerzo cortante por viga.}$$

Como las viguetas están espaciadas en 0.40 m., tenemos 2.5 viguetas por cada aligrado. (por cada metro).

$$0.03 \times 140 = 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

$$d = \frac{\sqrt{U}}{2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866} = \frac{\sqrt{U}}{91}$$

$$d = \frac{0.575 \times 800 \times 3.2}{91} = \frac{1471}{91} = 16.2 + 3 \text{ cm.} = 19.2 \text{ cm.} < 20 \text{ cm.}$$

$h = 20 \text{ cm.} \quad d = 17 \text{ cm.}$

Cálculo de los momentos: $wl^2 = 800 \times 3.2^2 = 8200$

Negativos:

$$-\frac{wl^2}{24} = \frac{8200}{24} = 342$$

$$-\frac{wl^2}{10} = \frac{8200}{10} = 820$$

$$-\frac{wl^2}{16} = \frac{8200}{16} = 512$$

Positivos:

$$+\frac{wl^2}{14} = \frac{8200}{14} = 586$$

$$+\frac{wl^2}{16} = \frac{8200}{16} = 512$$

Cálculo de la Armadura:

Armadura Negativa:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s d} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 \times 0.866 \times 17} = \frac{M (\text{Kgm.})}{515}$$

$$-\frac{1}{24} \rightarrow \frac{342}{515} = 0.662 \rightarrow \text{Por adherencia: } 1 \phi 1/2''$$

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \frac{820}{515} = 1.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$-\frac{1}{16} \rightarrow \frac{512}{515} = 0.995 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Armadura Positiva:

$$A_s = \frac{M}{2.5 f_s (d - \frac{t}{2})} = \frac{M}{2.5 \times 1,400 (17 - 5/2)}$$

$$A_s = \frac{M (\text{Kgm.})}{507}$$

$$+\frac{1}{14} \rightarrow \frac{586}{507} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

$$+\frac{1}{16} \rightarrow \frac{512}{507} = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Momento que toma el concreto:

$$M = 2.5 K b' d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 17^2 = 795$$

Ensanches por momento:

$$-\frac{1}{10} \rightarrow \text{ancho necesario} = b' = \frac{M}{2.5 K d^2} = \frac{82000}{2.5 \times 11 \times 17^2} = \frac{82000}{7950} = 10.3 \text{ cm.}$$

(No se considera ensanche por momento).

Ensanche por corte:

$$V_{\text{max}} = 0.575 \times 800 \times 3.2 = 1472 \text{ Kg.}$$

$$V_{C10} = 2.5 \times 0.03 \times 140 \times 10 \times 0.866 \times 17 = 1546 \text{ Kg.}$$

(No se necesita ensanche por corte.)

Comprobación por Adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{\sqrt{}}{2.5 u_j d} = \frac{\sqrt{}}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{\sqrt{}}{386}$$

$$\Sigma_0 = \frac{\sqrt{}}{386}$$

Apoyo Exterior:

a-) $\Sigma_0 = \frac{0.5 \times 800 \times 3.20}{386} = 3.32 \text{ cm.} \rightarrow \text{no cumple} \rightarrow 1 \phi 1/2''$
con $1 \phi 3/8$

b-) Apoyos Interiores:

$$\Sigma_0 = \frac{0.575 \times 800 \times 3.20}{386} = \frac{1471}{386} = 3.81 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

c-) Positivo para $\frac{1}{14}$: $PI = 0.125 l'$

$$\sqrt{1/14} = 0.575 \times 800 \times 3.20 - 0.125 \times 800 \times 3.20 =$$

$$\sqrt{1/14} = 1470 - 320 = 1150 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_0 = \frac{1150}{386} = 2.98 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

d-) Positivo para $1/16$: $PI = 0.15 l'$

$$\sqrt{1/16} = 0.5 \times 800 \times 3.20 - 0.15 \times 800 \times 3.20 =$$

$$\sqrt{1/16} = 1280 - 384 = 896$$

$$\Sigma_0 = \frac{896}{386} = 2.32 \text{ cm. (cumple adherencia).}$$

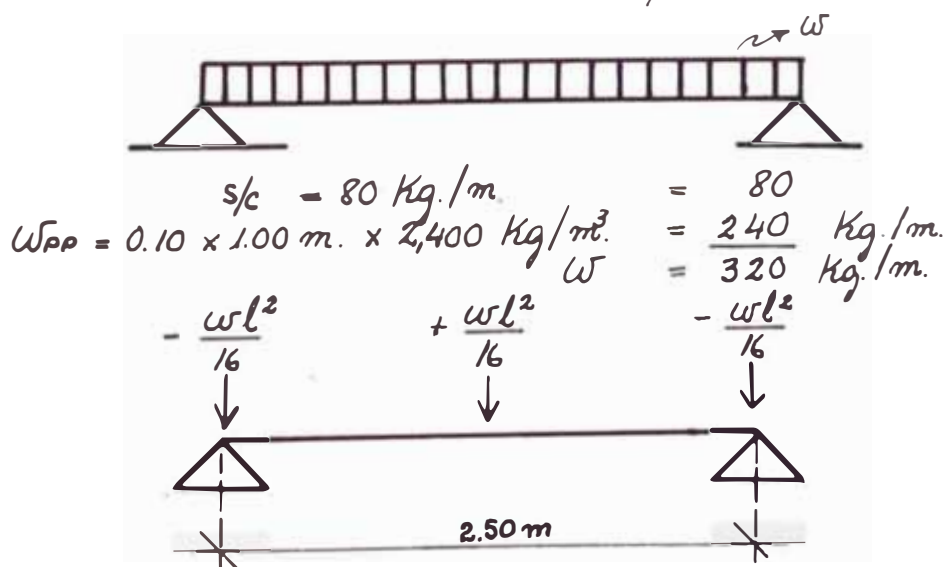
Acero de Temperatura:

$$A_{ST} = 0.0025 b l = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2 = 1 \phi 1/4'' @ 25 \text{ cm.}$$

Acero Mnimo:

$$0.0025 b d = 0.0025 \times 10 \times 17 = 0.425 \text{ cm}^2 \text{ (cumple).}$$

Cculo de la losa de la Testina (Techado de la Escalera).



$$\frac{320 \times 2.5^2}{16} = 125 \text{ Kgm.}$$

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{12500}{1400 \times 0.866 \times 7} = \frac{125}{84.7} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 7 = 1.75 \text{ cm}^2$$

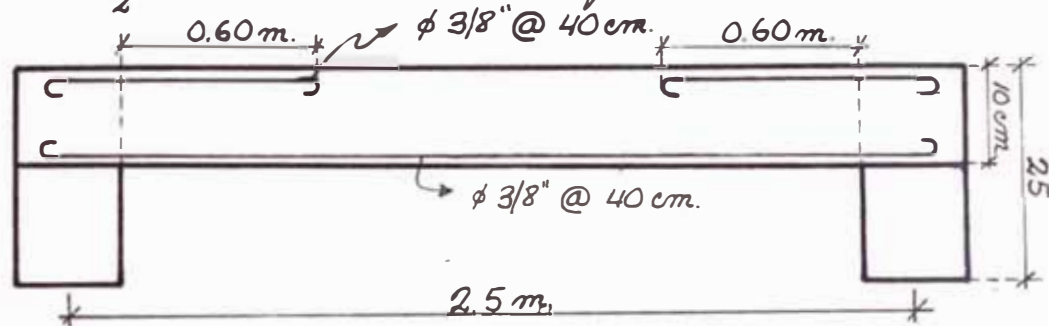
$$A_{s \min.} \rightarrow \phi 3/8" \text{ a } 40 \text{ cm.}$$

Comprobación de Esfuerzos:

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 100 \times 49 = 53,800 = 538 \text{ Kgm.} \quad M_c > M.$$

$$V_c = v b j d = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 7 = 2550 \text{ Kg.} \quad V_c > V$$

$$V = \frac{wl}{2} = 3.20 \times 1.5 = 400 \text{ Kg.}$$



Diseño de la Viga de Apoyo de sección 20 x 25 (l = 3.5 m.)
Carga por metro que soporta:

$$W = 320 \times 1.60 \text{ m.} = 510 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{pp} = 0.20 \times 0.30 \times 1, \times 2400 = 144$$

$$W = 654 \text{ Kg./m.}$$

$$(+)\text{ o }(-) \frac{wl^2}{16} = \frac{654 \times 3.2^2}{16} = 418 \text{ Kgm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{41800}{1,400 \times 0.866 \times 27} = \frac{418}{327} = 1.28 \text{ cm}^2$$

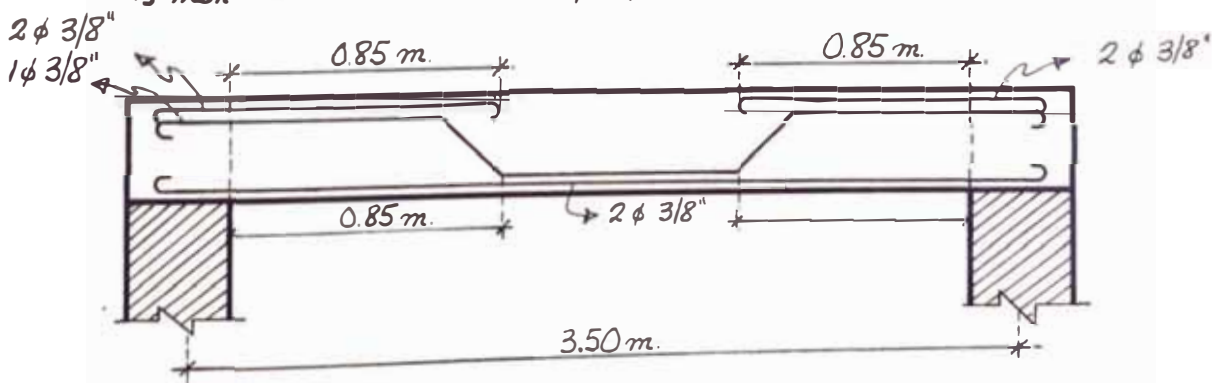
$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 20 \times 27^2 = 160000 = 1600 \text{ Kgm.}$$

$$M_c = 11 \times 20 \times 22^2 = 1060 \text{ Kgm.}$$

$$h = 25 \quad d = 22$$

$$A_{s \min} = 0.005bd = 0.005 \times 20 \times 22 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8"$$

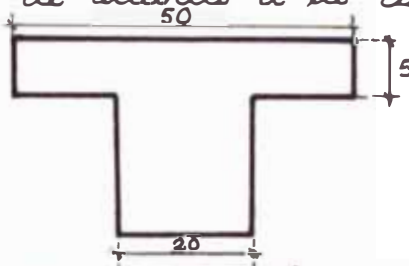


Cálculo de Viguetas Especiales.

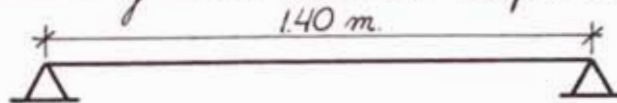
Se calculan las viguetas especiales para soportar la tabiquería paralela al sentido del aligerado. En el libro de Soliger recomienda juntar un número de viguetas que sean capaces de resistir dicha tabiquería, generalmente se juntan dos.

Para el cálculo se considera que la vigueta sobre la cual incide dicho tabique soporta los $\frac{2}{3}$ de esta carga, y cada una de las viguetas adyacentes soportan el resto, es decir $\frac{1}{6}$ de la carga cada vigueta.

Mi solución particular es que yo quiero a diseñar el fierro que necesita de acuerdo a la carga que soporta esta doble vigueta.



Vigueta de 20×20 , en la cual se apoya el aligerado del panto tipo 5 y 6 de 2 tramos, que parten del tragaluz y se apoyan en el ascensor y en la escalera respectivamente.



Azotea

$$W_{\text{loca}} = 470 \times 1.25 = 588 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{\text{pp}} = 0.20 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 96 \text{ Kg./m.}$$

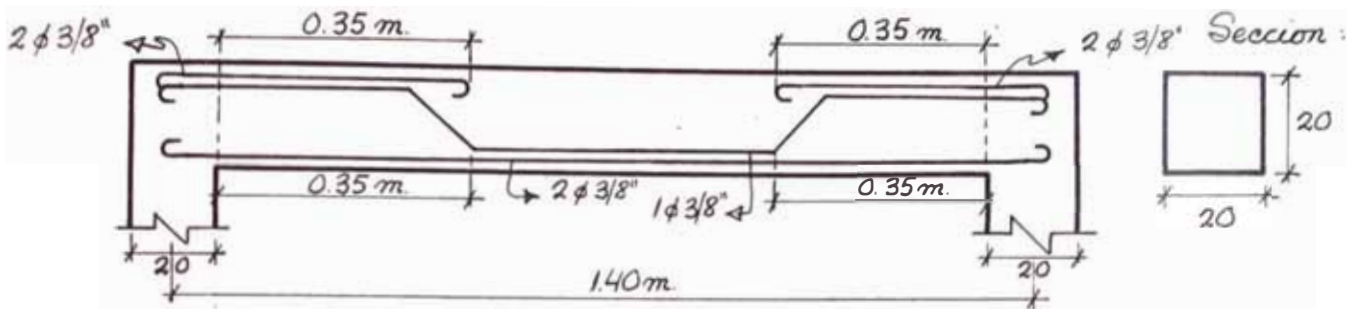
$$W = 684 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{wl^2}{16} = \frac{684 \times 1.4^2}{16} = 83.7 \text{ Kg m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s d} = \frac{83.7}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{83.7}{206} = 0.406 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 20 \times 17 =$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi \ 3/8''$$



4° piso - 3° piso :

$$W_{\text{losa}} = 570 \times 1.25 = 712 \text{ Kg./m.}$$

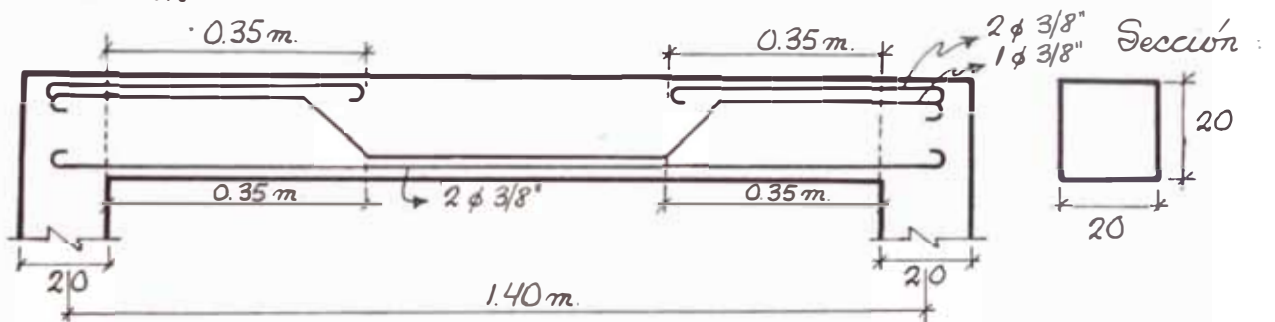
$$W_{\text{pp.}} = 0.20 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 96$$

$$W = 808 \text{ Kg./m.}$$

$$(+)\text{ o }(-)\frac{wl^2}{16} = \frac{808 \times 1.4^2}{16} = 99 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot d} = \frac{99}{206} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 20 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$



Viguetas Especiales en el 4° y 3° piso.

- Entre los ejes (2) y (3) (dormitorio).
- Entre los ejes (2), (3) y (4) (baño, cocina).
- Entre los ejes (1) y (2) (dormitorio).

a-) Vigueta Especial entre los ejes (2) y (3) (dormitorio): $h = 17 \text{ cm.}$
 $d = 14 \text{ cm.}$

Cargas que inciden sobre la vigueta :

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg./m.l}$$

$$W_{\text{aligado}} = 570/2.5 = 230 \text{ "}$$

$$550 \text{ Kg./m.l.}$$

Cálculos de momentos y esfuerzos de corte :

$$-M_{(2)} = \frac{wl^2}{10} = \frac{550 \times 3.20^2}{10} = 563 \text{ Kg.m.}$$

$$-M_{(3)} = \frac{wl^2}{11} = \frac{550 \times 3.20^2}{11} = 512 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\ M_{2-3} = \frac{wl^2}{16} = \frac{550 \times 3.2^2}{16} = 352 \text{ Kg}\cdot\text{m.}$$

$$V_2 = V_3 = 0.5wl = \frac{550 \times 3.2}{2} = 880 \text{ Kg.}$$

$$M_c = Kbd^2 = .11 \times 20 \times 14^2 = 430 \text{ Kg}\cdot\text{m.}$$

$$V_c = vbjd = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 14 = 1020 \text{ Kg.}$$

1.- Armadura Principal: $M = 563 \text{ Kg}\cdot\text{m.}$ $M_c = 430 \text{ Kg}\cdot\text{m.}$ $M_2 = 133$

Apoyo (2):

$$A_{s-1} = pbd = 0.0091 \times 20 \times 14 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-2} = \frac{133}{f_s(d-d')} = \frac{13300}{1400(11)} = \frac{13300}{15400} = \frac{133}{154} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{M_2}{2f'_s(d-d')} = \frac{M_2}{2 \times 444(11)} = \frac{M_2}{9770} = \frac{M_2}{97.7}$$

$$A'_s = \frac{133}{97.7} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$f'_s = \frac{\eta f_c (Kd - d')}{Kd} = \frac{15 \times 63 (0.403 \times 14 - 3)}{0.403 \times 14} = \frac{945 (2.65)}{5.65} = 444$$

$$A_s = 2.55 \text{ cm}^2 + 0.86 \text{ cm}^2 = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 1/2''$$

$$A'_s = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

Apoyo (3):

$$M = 512$$

$$M_c = 430$$

$$M_2 = 82$$

$$A_{s-1} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-2} = \frac{82}{154} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.55 + 0.58 = 3.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$A'_s = \frac{82}{97.7} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Tramo (2-3)

$$A_{s2-3} = \frac{352}{1400(14 - 5/2)} = \frac{352}{161} = 2.18 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

2.- Corte:

$$V_c > V \text{ (No es necesario estribos por corte).}$$

3.- Adherencia: (En la cara de los apoyos).

$$\Sigma_0 = \frac{V}{\mu j d} = \frac{880}{10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{880}{127} = 6.95 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\rightarrow 3 \phi 1/2''$$

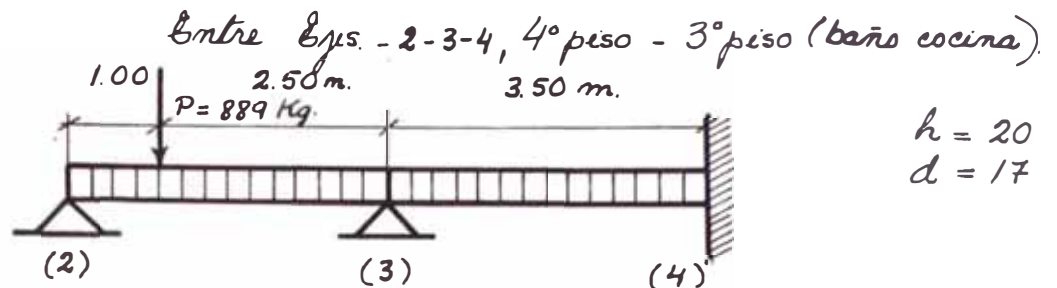
(Cumple adherencia)

4.- Positivo para 1/16: $PI = 0.15l = 0.15 \times 3.2 = 0.48 \text{ m.}$

$$V_{1/16} = 880 - 0.48 \times 550 = 880 - 264 = 626 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma_{01/16} = \frac{626}{127} = 4.9 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (Cumple adherencia).}$$

Cálculo de Viguetas Especiales.



$$P = 0.70 \times 0.20 \times 0.20 \times 2,400 + 470 \times 1.25 \times 1.40$$

$$P = 67.2 + 822 = 889 \text{ Kg.}$$

$$W = 200 \times 2.40 \times 1.00 = 480 \text{ Kg./m.}$$

Momentos de voladizo:

$$\frac{Pab}{l} = \frac{889 \times 1 \times 2.5}{3.5} = 889 \times 0.715 = 636 \text{ Kg.m.}$$

$$\frac{wl^2}{8} = \frac{480 \times 3.5^2}{8} = 735 \text{ Kg.m.}$$

Momentos de Empotramiento para el cross:

$$(+)\frac{Fab^2}{l^2} = \frac{889 \times 1 \times 2.5^2}{3.5^2} = (+) 453 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\frac{Fdb^2}{l^2} = \frac{889 \times 1^2 \times 2.5}{3.5^2} = (-) 181 \text{ Kg.m.}$$

$$\frac{wl^2}{12} = \frac{480 \times 3.5^2}{12} = 490 \text{ Kg.m.}$$

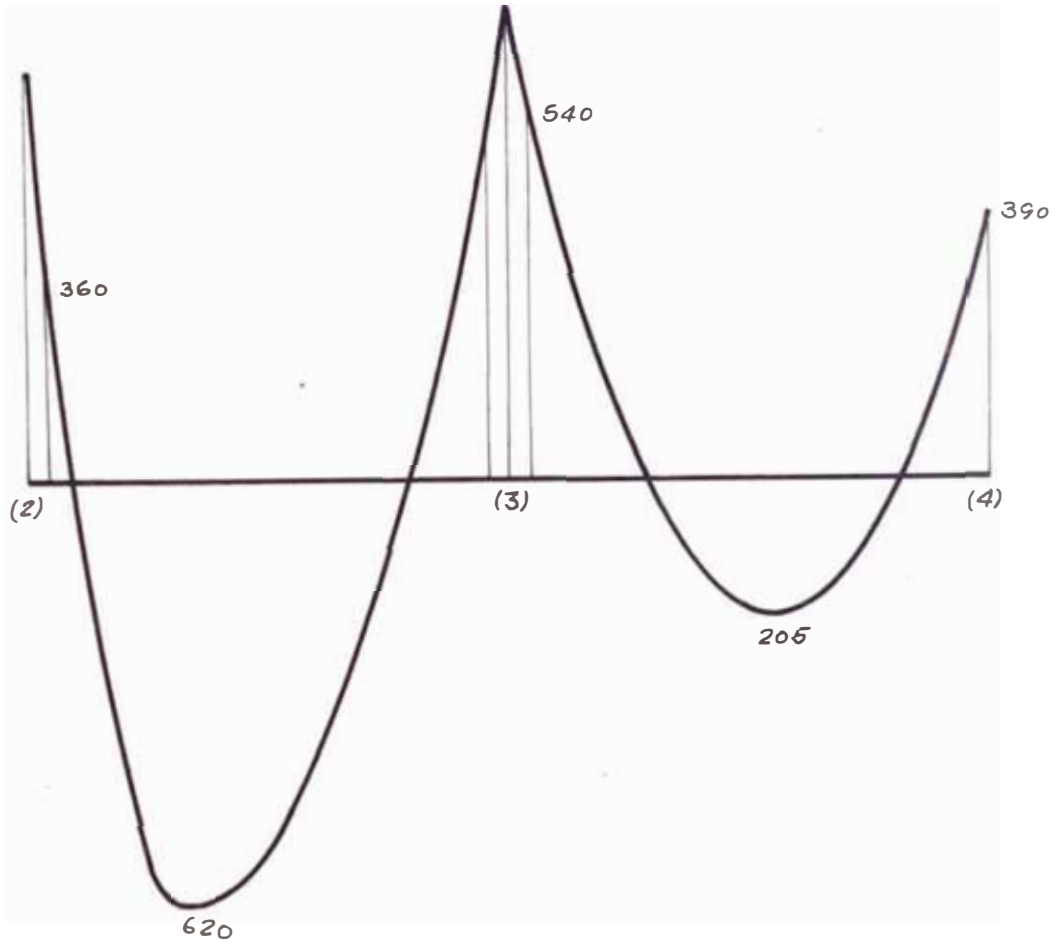
Coefficiente de Dist

$$K_1 = \frac{I}{l} \times \frac{3}{4} = 0.75 \quad K_2 = \frac{I}{l} = 1$$

Momento Volado Ficticio (apoyo 3)

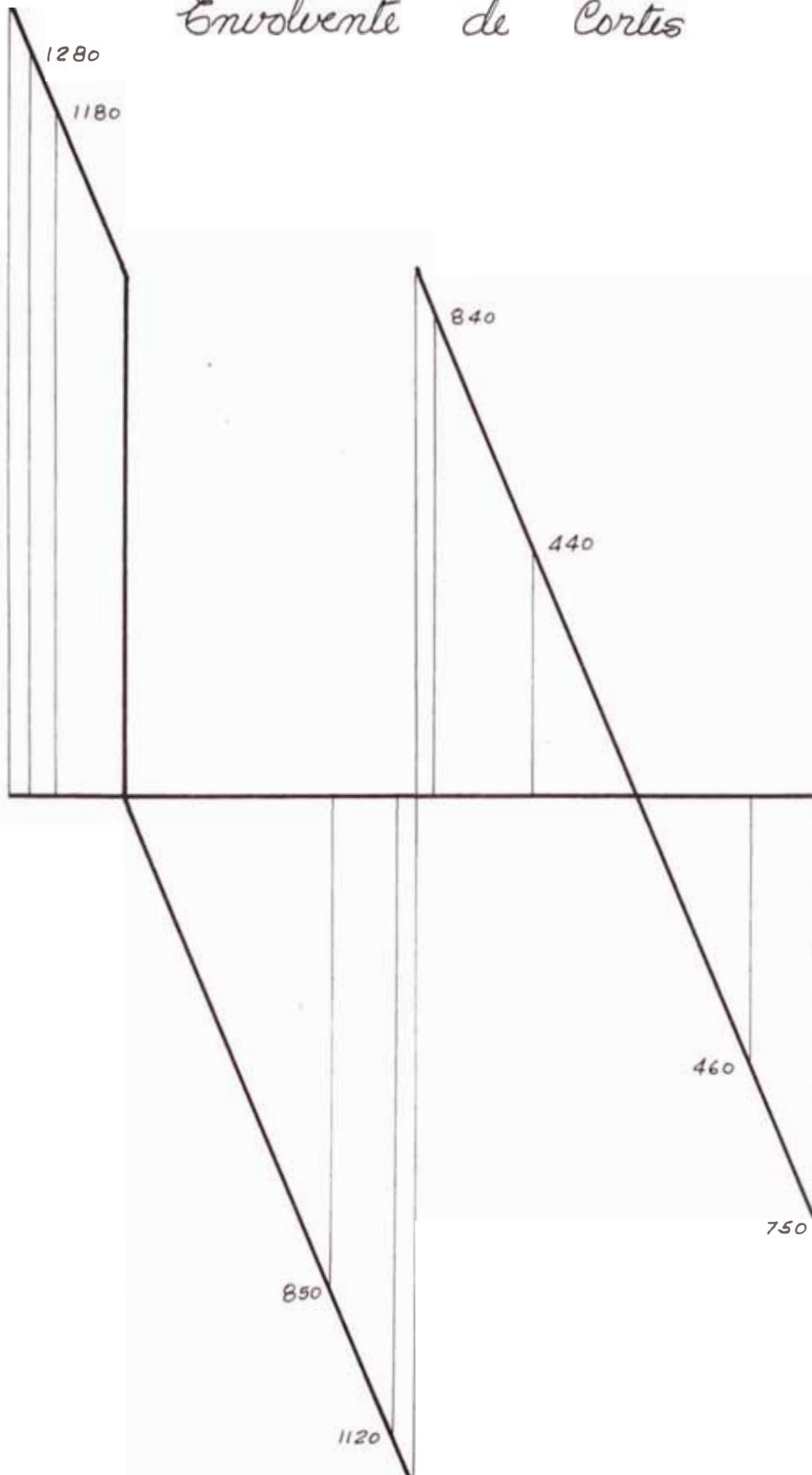
$$\frac{wl^2}{10} = \frac{480 \times 3.5^2}{10} = 587$$

	0	1	0.43	0.57	1
M_{cc}		+453	-181	0	0
M_{wv}	-587	+490	-490	+490	-490
		-356	-178		
			+154	+205	+103
	-587	+587	-695	+695	-387



Envolvente de Momentos

Envolvente de Cortes

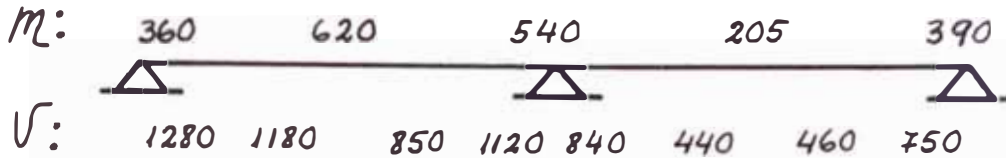


Diseño de la Viga:

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 20 \times 17^2 = 65000 \text{ Kgcm} = 650 \text{ Kg m.}$$

$$V_c = v_b j d = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 20 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$



1.- Armadura Principal:

$$(-) A_{s_2} = \frac{360}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{360}{206} = 1.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s(3)} = \frac{540}{206} = 2.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$(-) A_{s(4)} = \frac{390}{206} = 1.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

$$(+) A_s = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{t}{2}\right)} = \frac{M}{203}$$

$$(+) A_{s(2-3)} = \frac{620}{203} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$(+) A_{s(3-4)} = \frac{205}{203} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

2.- Estribos:

Siendo el mayor $V = 1280$ y $V_c = 1240$, se puede asumir que el concreto es basta para absorber estos esfuerzos de corte. Sin embargo a manera de estribos de montaje se colocarán estribos de $1/4''$ a 20 cm. , el primer estribo estará colocado a 10 cm. Esta dimensión de s cumple con el mínimo A_s para estribos $A_s = 0.0015bs$.

3.- Adherencia .- En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{10.5 \times 0.866 \times 17}{155}$$

$$\Sigma_{0_2} = \frac{1280}{155} = 8.2 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0_3} = \frac{1120}{155} = 7.2 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0(4)} = \frac{750}{155} = 4.8 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- En los (+) DI: (en los más desfavorables).

$$\Sigma_{0(2-3)} = \frac{1180}{155} = 7.6 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\Sigma_{0(3-4)} = \frac{460}{155} = 2.96 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4° piso - 3° piso

Vigüeta Especial entre los ejes (1) y (2): (dormitorio).
Cargas que inciden sobre la vigüeta:

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{aligrado}} = 570/2.5 = 230$$

$$W = 550 \text{ Kg/ml}$$

Cálculo de momentos y esfuerzos de corte:

$$(-) M_{(1)} = \frac{wl^2}{24} = \frac{550 \times 3.20^2}{24} = \frac{5630}{24} = 234 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M_{(2)} = \frac{wl^2}{10} = \frac{5630}{10} = 563 \text{ Kg-m.}$$

$$(+) M_{(1-2)} = \frac{wl^2}{14} = \frac{5630}{14} = 402 \text{ Kg-m.}$$

$$V_1 = 0.5wl = \frac{550 \times 3.2}{2} = 880 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = 0.575wl = 550 \times 3.2 \times 0.575 = 1010 \text{ Kg.}$$

1. Armadura Principal:

Apoyo (1):

$$A_s = \frac{234}{1400 \times 0.866 \times 14} = \frac{234}{170} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (por adherencia).}$$

Apoyo (2): $M = 563 \text{ Kg-m.}$

$$M_c = 430 \text{ Kg-m.}$$

$$M_2 = 133.$$

$$A_{s-1} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-2} = \frac{133}{754} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.55 + 0.86 = 3.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 1/2''$$

$$A'_s = \frac{133}{977} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Tramo (1-2):

$$A_s = \frac{402}{1400(14-5/2)} = \frac{402}{161} = 2.49 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

2. Corte: $\rightarrow V_c = 1020 \text{ Kg.}$ $V_{\text{max}} = 1010 \text{ Kg.}$
 $V_c > V_{\text{max}}$ (No es necesario cubrir por corte).

3. Adherencia (En la cara de los apoyos).

$$\sum_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{880}{127} = 6.95 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_{0.2} = \frac{1010}{127} = 7.95 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 1/2'' \text{ (Cumple Adherencia).}$$

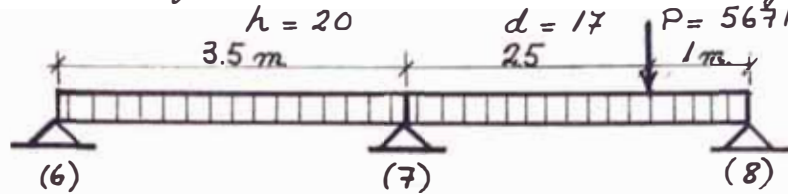
4. Positivo para 1/14: $\phi I = 0.125l = 0.125 \times 3.2 = 0.40 \text{ m}$

$$V_{1/14} = 1010 - 0.40 \times 550 = 1010 - 220 = 790$$

$$\sum_{0/1/14} = \frac{790}{127} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia)}$$

Viguetas Especiales 4° piso - 3° piso

Ejes (6) (7) (8) Baño cocina 2 viguetas.



$$P = 0.70 \times 0.20 \times 0.20 \times 2,400 + 570 \times 0.70 \times 1.25 = 67 + 500 = 567 \text{ Kg.}$$

$$W = 200 \times 2.4 \times 1.00 = 480 \text{ Kg/m.}$$

Momentos de Empotramiento del Cross:

$$\frac{wl^2}{12} = \frac{480 \times 3.5^2}{12} = 490 \text{ Kg m.}$$

$$+ \frac{Fab^2}{l^2} = \frac{567 \times 2.5 \times 1^2}{3.5^2} = 115.5 \text{ Kg m.}$$

$$- \frac{Fa^2b}{l^2} = \frac{567 \times 2.5^2 \times 1}{3.5^2} = 289 \text{ Kg m.}$$

Momento de volado ficticio:

$$\frac{wl^2}{10} = \frac{480 \times 3.5^2}{10} = 587$$

	0	1		0.5	0.5		1	0
Mcc		0		0	+115.		-289	
Mw	-587	+490		-490	+490		-490	+587
		+97		+49	+96		+192	
	<u>-587</u>	<u>+587</u>		<u>-130</u>	<u>-130</u>		<u>-587</u>	<u>+587</u>
				<u>-571</u>	<u>+571</u>			

Momentos de voladizos:

$$\frac{Pab}{l} = \frac{567 \times 2.5 \times 1}{3.5} = 405 \text{ Kg-m}$$

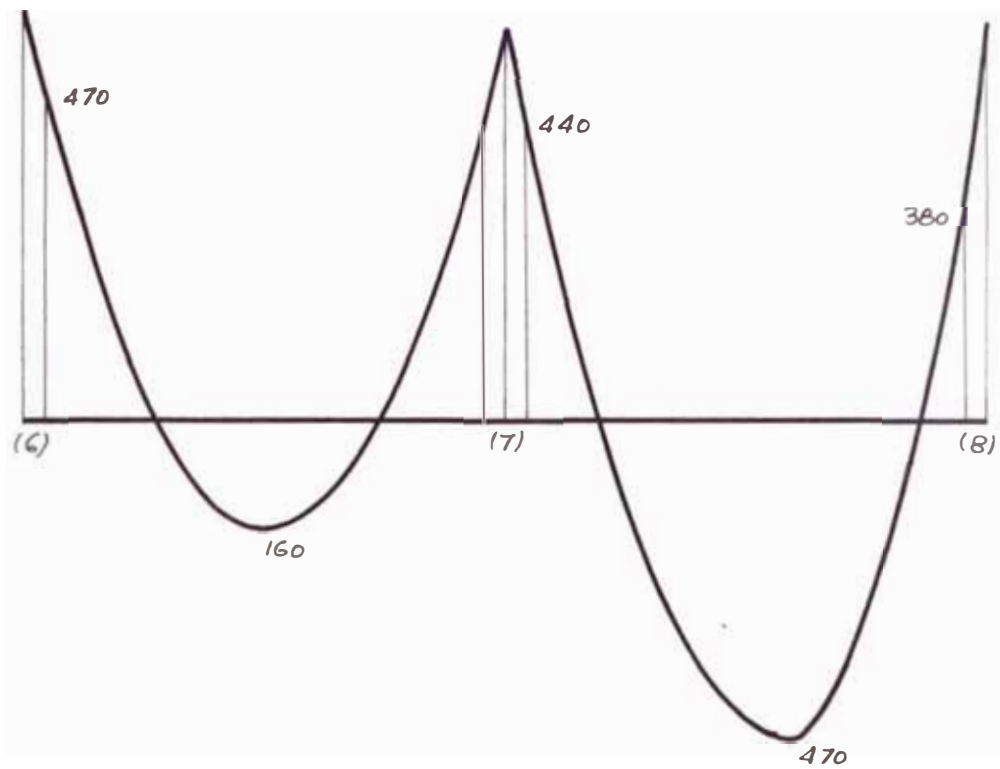
$$\frac{wl^2}{8} = \frac{480 \times 3.5^2}{8} = 735 \text{ Kg m.}$$

$$\frac{wl}{2} = \frac{480 \times 3.5}{2} = 840 \text{ Kg.}$$

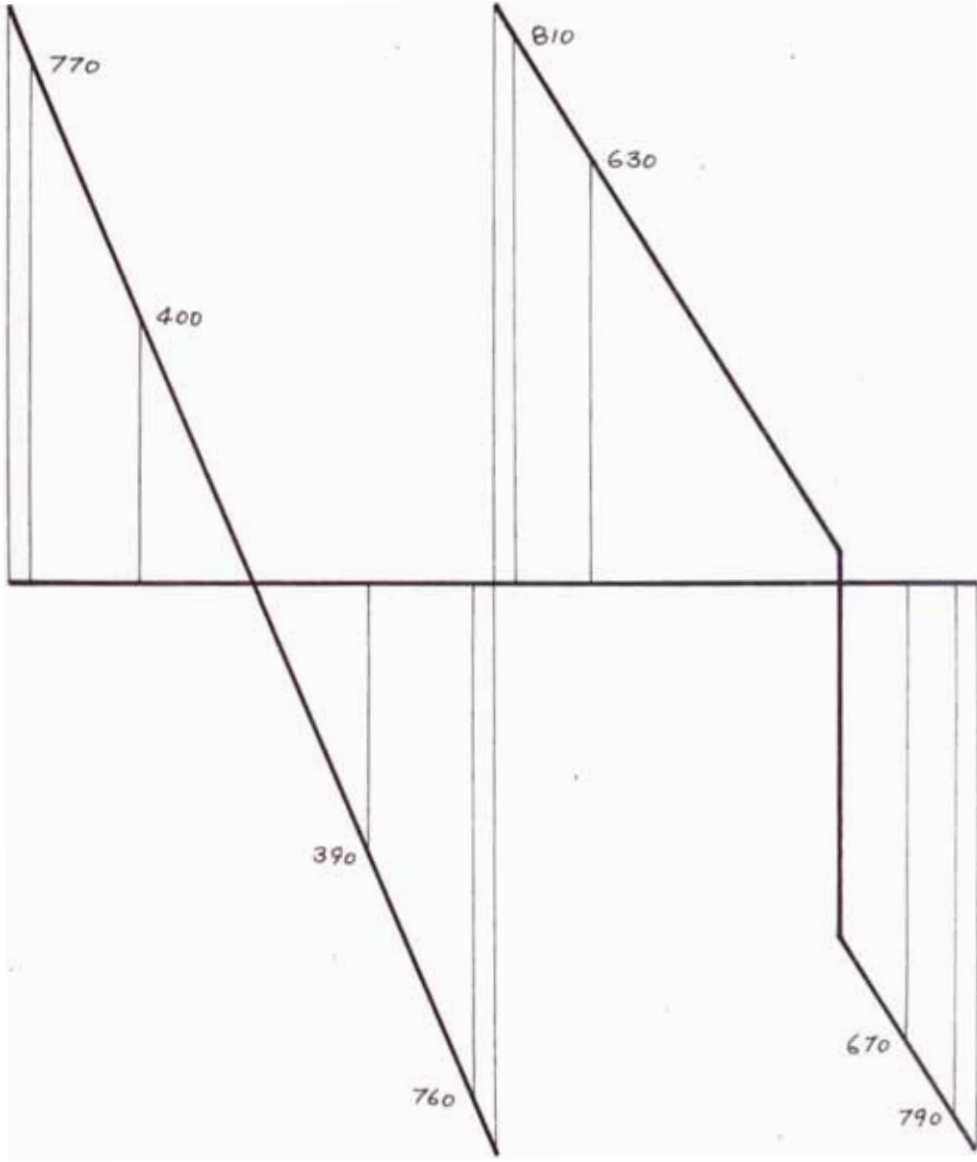
$$M_c = Kbd^2 = 4.2 \times 20 \times 17^2 = 650 \text{ Kg m.}$$

$$V_c = vb/d = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 20 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$



Envolvente de Momentos



Envolvente de Corte

1.- Armadura Principal.-

$$(-) A_s (6) = \frac{47000}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{470}{206} = 2.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$(-) A_s (7) = \frac{440}{206} = 2.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

$$(-) A_s (8) = \frac{380}{206} = 1.85 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$(+) A_{s_{6-7}} = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{r}{2} \right)} = \frac{16000}{1400 \times (17 - 2.5)} = \frac{160}{203} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$(+) A_{s_{7-8}} = \frac{470}{203} = 2.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

2.- Botribos.-

$$V_c = 1240 \quad V_{\text{max}} = 810 \text{ Kg.} \quad V_c > V_{\text{max}} \text{ (No es necesario estribos por corte).}$$

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos.-

$$\zeta_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{155}$$

$$\zeta_0 (6) = \frac{770}{155} = 5 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_0 (7) = \frac{810}{155} = 5.22 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_0 (8) = \frac{790}{155} = 5.1 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los PI (Comprobando los más desfavorables en cada tramo).

$$\zeta_{0_{6-7}} = \frac{400}{155} = 2.6 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_{0_{7-8}} = \frac{670}{155} = 4.3 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Viguetas Especiales en el 2° piso · $h = 20 \text{ cm}$ $d = 17 \text{ cm}$.

- a.- Entre los ejes (1) - (2) (dormitorio).
 b.- Entre los ejes (2) - (3) - (4) baño cocina
 c.- Entre los ejes (2) - (3) dormitorio.

a.) Vigueta Especial entre los ejes (1) - (2) (dormitorio).

Cargas que inciden sobre la vigueta:

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{aligerado}} = \frac{670}{2.5} = 268 \text{ Kg/ml}$$

$$W = 588 \text{ Kg/ml}$$

Cálculo de Momentos y Esfuerzos de corte:

$$(-) M_1 = \frac{wl^2}{24} = \frac{588 \times 3.2^2}{24} = \frac{6030}{24} = 252 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M_2 = \frac{wl^2}{10} = \frac{6030}{10} = 603 \text{ Kg-m}$$

$$(+) M_{1-2} = \frac{wl^2}{14} = \frac{6030}{14} = 430 \text{ Kg-m.}$$

$$V_1 = 0.5wl = \frac{588 \times 3.2}{2} = 940 \text{ Kg.}$$

$$V_2 = 0.575wl = 0.575 \times 588 \times 3.2 = 1080 \text{ Kg}$$

$$M_c = Kbd^3 = 11 \times 20 \times 17^3 = 650 \text{ Kg-m.}$$

$$V_c = ubjd = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg.}$$

1. Armadura Principal:

$$(-) A_{s1} = \frac{25200}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{252}{206} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s2} = \frac{603}{206} = 2.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$(+) A_{s1-2} = \frac{43000}{1400(17-5/2)} = \frac{430}{203} = 2.12 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

2.- Corte:

$$V_c > V_{\text{max}} \text{ (No es necesario estribos por corte).}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{155}$$

$$\Sigma_{01} = \frac{940}{155} = 6.00 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{02} = \frac{1080}{155} = 7 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4. Positivo para 1/14: $PI = 0.125l = 0.125 \times 3.2 = 0.40 \text{ m.}$

$$V_{1/14} = 1080 - 0.40 \times 588 = 1080 - 235.2 = 845$$

$$\Sigma_{0/1/14} = \frac{845}{155} = 5.45 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8 \text{ (cumple adherencia).}$$

b.- Vigüeta Especial entre los ejos (2) - (3) - (4) (Baño cocina).

Cargas que inciden sobre la vigüeta:

$$W_{\text{brique}} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg/m l}$$

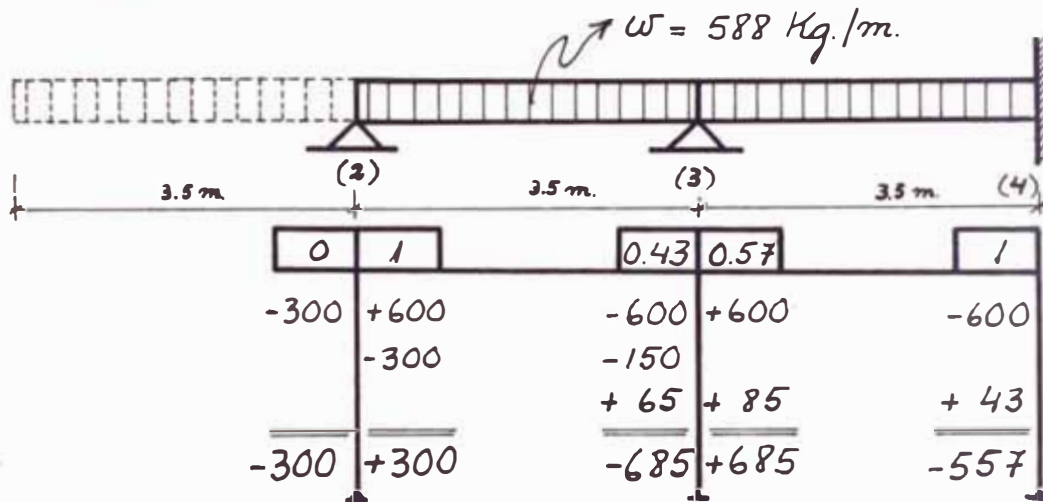
$$W_{\text{aligrado}} = 670/2.5 = 268 \text{ Kg/m l}$$

$$W = 588 \text{ Kg/m l}$$

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

Determinación de los Momentos: (Método de Cross).



Momentos de Empotramiento:

$$\frac{\omega l^2}{12} = \frac{588 \times 3.5^2}{12} = 600 \text{ Kg.m.}$$

Momento del Volado Ficticio:

$$\frac{\omega l^2}{24} = 300 \text{ Kg.m.}$$

Momento Isostático de carga ω :

$$\frac{\omega l^2}{8} = \frac{588 \times 3.5^2}{8} = 900 \text{ Kg-m.}$$

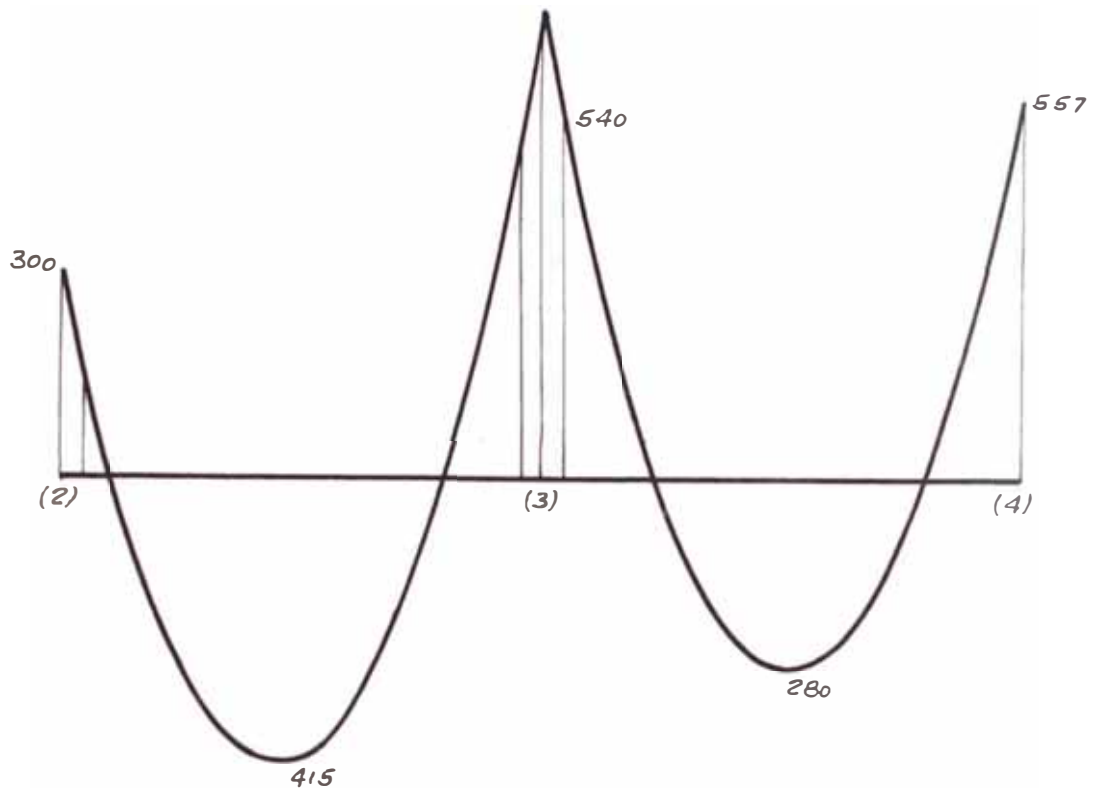
$$\frac{\omega l}{2} = \frac{588 \times 3.5}{2} = 1030 \text{ Kg}$$

Constantes de la Vigüeta doble:

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 20 \times 17^2 = 650 \text{ Kg.m.}$$

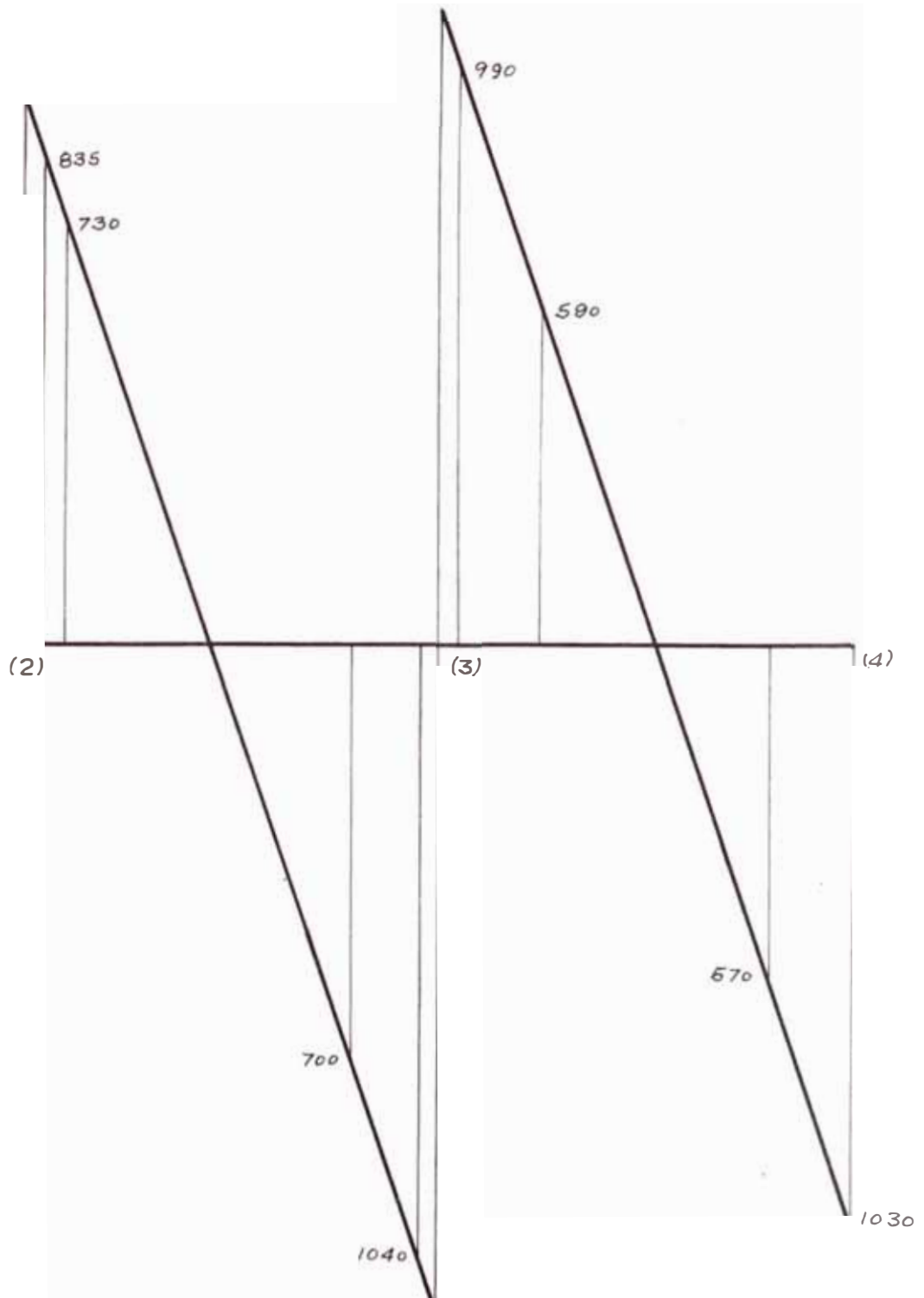
$$V_c = v b j d = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg.}$$

1.- Armadura Principal:



Envolvente de Momentos

Envolvente de Corte



$$(-) A_{s2} = \frac{30000}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{300}{206} = 1.46 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8"$$

$$(-) A_{s(3)} = \frac{540}{206} = 2.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2"$$

$$(-) A_{s(4)} = \frac{557}{206} = 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8" + 1 \phi 1/2"$$

$$+ A_{s2-3} = \frac{41500}{1,400(17-5/2)} = \frac{415}{203} = 2.04 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8"$$

$$+ A_{s3-4} = \frac{280}{203} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8"$$

2.- Estribos.-

$$V_c = 1240 \text{ Kg} \quad V_{max} = 1040 \text{ Kg} \quad V_c > V_{max} \text{ (No es necesario estribos por corte).}$$

3.- Adherencia: (En la cara de los apoyos).

$$\zeta_0 = \frac{V}{u_j d} = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{155}$$

$$\zeta_{02} = \frac{835}{155} = 5.4 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_{03} = \frac{1040}{155} = 6.7 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 1/2" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_{04} = \frac{1030}{155} = 6.65 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/8" + 1 \phi 1/2" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia (En los PI más desfavorables de cada tramo).

$$\zeta_{02-3} = \frac{730}{155} = 4.7 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\zeta_{03-4} = \frac{570}{155} = 3.7 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

c.) Vigüeta especial entre los ejes (2) - (3) (dormitorio). $h = 20 \text{ cm.}$
 Cargas que inciden sobre la vigüeta: $d = 17 \text{ cm.}$

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{aligerado}} = 670/2.5 = 268$$

$$W = 588 \text{ Kg/ml}$$

Cálculo de momentos y esfuerzos de corte:

$$(-) M_2 = \frac{wl^2}{10} = \frac{588 \times 3.2^2}{10} = \frac{6030}{10} = 603 \text{ Kg m}$$

$$(-) M_3 = \frac{wl^2}{11} = \frac{6030}{11} = 547 \text{ Kg m}$$

$$(+) M_{2-3} = \frac{wl^2}{16} = \frac{6030}{16} = 377 \text{ Kg m}$$

$$V_2 = V_3 = 0.5 wl = 0.5 \times 588 \times 3.2 = 940 \text{ Kg}$$

$$V_c = v_b j d = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg}$$

1.- Armadura Principal.-

$$(-) A_{s2} = \frac{60300}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{603}{206} = 2.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8"$$

$$(-) A_{s3} = \frac{547}{206} = 2.65 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8" + 1 \phi 1/2"$$

$$(+) A_{s2-3} = \frac{377}{1400 \times (17 - 5/2)} = \frac{377}{203} = 1.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8" + 1 \phi 3/8"$$

2.- Corte

$$V_c = 1240 \text{ Kg} \quad V_{max} = 940 \text{ Kg} \quad V_c > V_{max} \text{ (No se necesita estribos por corte).}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos.

$$\xi_0 = \frac{940}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{940}{155} = 6.1 \text{ cm.} \rightarrow \begin{array}{l} 2 \phi 1/2" + 1 \phi 3/8" \\ 2 \phi 3/8" + 1 \phi 1/2" \end{array}$$

4.- Positivo para 1/16 :

$$PI = 0.15 l' = 0.15 \times 3.2 = 0.48$$

$$V_{1/16} = 940 - 0.48 \times 588 = 940 - 283 = 657$$

$$\xi_0 = \frac{657}{155} = 4.25 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 3/8" + 1 \phi 1/2" \text{ (cumple adherencia).}$$

Vigueta especial entre los ejes (6)-(7)-(8) (Cocina, baño).

$$h = 20$$

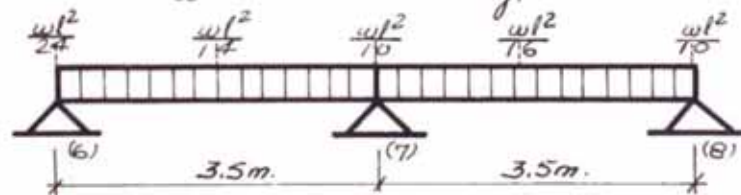
$$d = 17$$

Cargas que inciden sobre la vigueta :

$$W_{ladrillo} = 2/3 \times 200 \times 2.4 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{aligraado} = 670/2.5 = 268$$

$$W = 588 \text{ Kg/ml}$$



Cálculo de los momentos y Esfuerzos de Corte :

$$(-) M_c = \frac{wl^2}{24} = \frac{588 \times 3.2^2}{24} = \frac{6030}{24} = 252 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_7 = (-) M_8 = \frac{wl^2}{10} = \frac{6030}{10} = 603 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_{6-7} = \frac{wl^2}{14} = \frac{6030}{14} = 430 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_{7-8} = \frac{wl^2}{16} = \frac{6030}{16} = 377 \text{ Kg.m.}$$

$$V_6 = V_8 = 0.5 wl = 588 \times 3.2 \times 0.5 = 940 \text{ Kg.}$$

$$V_7 = 0.575 wl = 0.575 \times 588 \times 3.2 = 1080 \text{ Kg}$$

$$M_c = kb d^2 = 11 \times 20 \times 17^2 = 650 \text{ Kg-m}$$

$$V_c = v_b j d = 4.2 \times 20 \times 0.866 \times 17 = 1240 \text{ Kg.}$$

1.- Armadura Principal:

$$(-) A_{s_c} = \frac{25200}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{252}{206} = 1.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s_x} = (-) A_{s_y} = \frac{603}{206} = 2.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

$$(+) A_{s_{c-x}} = \frac{43000}{1400(17-5/2)} = \frac{430}{203} = 2.12 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/8''$$

$$(+) A_{s_{x-y}} = \frac{377}{203} = 1.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

2.- Corte:

$$V_c = 1240 \quad V_{max} = 1080 \text{ Kg} \quad V_c > V_{max} \text{ (No es necesario es- tribos por corte).}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\sum_0 = \frac{V}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{155} =$$

$$\sum_{0_c} = \frac{940}{155} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_{0_x} = \frac{1080}{155} = 7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

$$\sum_{0_y} = \frac{940}{155} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

4.- Positivo para 1/14: $PI = 0.125 l = 0.125 \times 3.2 = 0.40$

$$V_{1/14} = 1080 - 0.40 \times 588 = 1080 - 235.2 = 845$$

$$\sum_{0_{1/14}} = \frac{845}{155} = 5.45 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Positivo para 1/16: $PI = 0.15 l = 0.15 \times 3.20 = 0.48$

$$V_{1/16} = 1080 - 0.48 \times 588 = 1080 - 282 = 798 \text{ Kg.}$$

$$\sum_{0_{1/16}} = \frac{798}{155} = \frac{798}{155} = 5.15 \text{ cm.} \rightarrow 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

Viguetas Especiales 1° piso.

a-) Vigueta Especial entre los ejes 3-4 (junto al ascensor).

Cargas que inciden sobre la vigueta:

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.7 = 360 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{aligerado}} = 800 \div 2.5 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W = 680 \text{ Kg/ml}$$

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

Para el diseño de esta vigueta voy a emplear un método más simplificado que para las viguetas de los otros pisos y que prácticamente da los mismos resultados pero en forma mucho más rápida.

Solución:

1° Veo cuanto de sobrecarga puede resistir neto la vigueta de 10 cm. ya diseñada para este paño.

$$\text{Peso Propio} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso Muerto} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{s/c} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_r = 800 \text{ Kg/m}^2$$

Si divido $\frac{800}{2.5} = 320 \text{ Kg/m}$. esto es la carga para la cual ha sido diseñada la vigueta.

Si divido $\frac{300}{2.5} = 120 \text{ Kg/m}$. Esta cifra es el valor del peso propio que resiste la vigueta.

Ahora: $320 - 120 = 200 \text{ Kg/m}$ Este es el valor de s/c que puede resistir esta vigueta.

Para nuestro caso tenemos que resistir un tabique que pesa 360 Kg/ml . Por regla de tres tenemos cuantas viguetas necesitamos.

$$\begin{array}{r} 200 - 1 \\ 360 - x \end{array} \quad x = \frac{360}{200} = 1.8 \text{ viguetas.}$$

Viguetas Especiales 1° piso

b-) Vigueta Especial entre los ejes 6-7 (junto a la escalera).

Cargas que inciden sobre la vigueta:

$$W_{\text{tabique}} = 2/3 \times 200 \times 2.7 = 360 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{aligerado}} = 800 \div 2.5 = 320 \text{ Kg/ml}$$

$$W = 680 \text{ Kg/ml}$$

$$h = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

Solución

Para $h = 20 \text{ cm}$.

$$W_T = 800 \text{ Kg/m.}$$

$800 \div 2.5 = 320 \text{ Kg/m}$ Carga de diseño de la vigueta.

$300 \div 2.5 = 120 \text{ Kg/m}$ Es el valor de p.p. que resiste la vigueta

Ahora: $320 - 120 = 200 \text{ Kg/m}$, es el valor de s/c. que puede resistir esta vigueta.

En nuestro caso tenemos que resistir una s/c (el calique) de 360 Kg/m .

Por regla de 3:

$$\frac{200 - 1}{360 - x} = \frac{360}{200} = 1.8 \text{ viguetas.}$$

Solución: Solo se requiere juntar 2 viguetas de las que se diseñaron para este paño.

Cálculo de Porticos.

Generalidades.-

Se define como estructura aporticada aquella que está formada por la unión monolítica de vigas y columnas, es decir unidas rígidamente las unas con las otras.

En el conjunto del cálculo de los elementos de una estructura el diseño de los pórticos es uno de los capítulos de mayor importancia pues habrá que escoger la mejor distribución de columnas y sentido de los pórticos para lograr un buen diseño estructural. Para mayor claridad voy a enumerar a continuación los pasos a seguir para el diseño de los pórticos.

- 1.- Sentido de los pórticos resistentes y características de los pórticos
- 2.- Dimensionamiento Previo de Vigas.
- 3.- Medrado de Cargas de las columnas y dimensionamiento de las mismas.
- 4.- Medrado de cargas de las vigas.
- 5.- Determinación de los Momentos y Esfuerzos cortantes a la que están sometidos los elementos del pórtico.

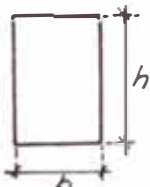
1.- El sentido de los pórticos resistentes se han escogido de tal manera que estos están en el sentido de menor luz de la planta del edificio pero se han escogido de esta manera debido a la misma distribución de columnas que tiene el edificio, ya que las crujeas

del pórtico en este sentido ofrecen mayor luz que si los hubiéramos ubicado en el sentido perpendicular, en que las luces son de 3.50 m, en cambio en el sentido sesgado tenemos en la mayoría de los pórticos crujeas de 5.50 m. y 6.00 m. y además un voladizo de 1.50 m. ubicando de esta manera pues los pórticos se consigue un diseño económico de aligerados. El número total de pórticos principales de que está compuesta esta estructura es pues de 10, de los cuales se calcularán 7, pues los 3 restantes son simétricos. De los 7 que hay que calcular 4 tienen las mismas características en lo que se refiere a dimensiones de sus elementos pero con condiciones de carga de carga diferentes, los otros 3 pórticos restantes con dimensionamiento diferente son: 2 que están ubicados en el eje (4), ambos empotrados en el ascensor, y el restante es el pórtico exterior que se caracteriza por tener un nivel menor que los otros pues debajo de las columnas del 1º piso está ubicado la viga pared, no así en los restantes que tienen columnas en el nivel del sótano.

2.- Dimensionamiento :

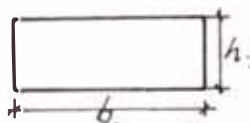
Para el dimensionamiento de las vigas he seguido las siguientes normas, dadas mayormente para la luz que cubren las vigas

$$h = \frac{l}{10} \quad \text{a} \quad \frac{l}{12}$$



$$b = \frac{h}{2} \quad \dots \quad b \geq \frac{l}{32}$$

En el caso que sean vigas chatas el ancho no debe exceder en 5 veces la altura $b \leq 5h$



En vigas de arriostramiento : Cuando no se diseña con carga de sismo .

Secciones: 20 x 35	a 25 x 35	$l \leq 4.00$ mts.
20 x 40	a 25 x 40	$l \leq 5.50$ mts.
25 x 50		$l \leq 7.00$ mts.

Ahora a base de estas normas tenemos para las vigas de los pórticos principales:

Para la luz de 6.00 m:	$h = \frac{6.00}{10} = 0.60$ m.	$h = \frac{6.00}{12} = 0.50$ m.
	$b = \frac{0.60}{2} = 0.30$	$b \geq \frac{l}{32} = \frac{6.00}{32} = 18.75$ cm.
Para $l = 5.50$ m:	$h = \frac{5.50}{10} = 0.50$	$h = \frac{5.50}{12} = 0.46$ cm.
	$b = \frac{0.50}{2} = 0.25$	$b \geq \frac{l}{32} = \frac{5.50}{32} = 17$ cm.

A base de estos valores y con el criterio de tener una sección uniforme para los 2 tramos adoptamos para todos los niveles la siguiente sección:

$$h = 0.55 \qquad b = 0.30$$

En los voladizos por razones arquitectónicas se ha adoptado la sección variable para las vigas, además en los voladizos la sección variable es mejor solución que la sección constante porque se puede obtener un diseño más económico. Para el dimensionamiento de esta viga tuvo que hacer verificaciones para diversas secciones para ver si la altura útil disponible satisficiera las condiciones de carga, esta verificación previa la hice para chequear los momentos.

Extremo del volado: $h = 20$ Adyacente a la columna: $h = 40$ cm.

Para el pórtico (4) de 1 sola crujía (empotrado en el ascensor) con una luz de 1.25 m., se adoptó la sección de viga: $h = 25$ $b = 30$

Para el pórtico (4) que consta de volado y 2 crujías de 5.50 m. y 1.70 m. (empotrado en el ascensor) se mantuvo la sección de 30 x 55, pues no se consideró práctico cambiar de sección por el reducido tramo de 1.70 m. de luz.

Para las vigas de arriostramiento determine una sección uniforme de $h = 20$ y $b = 35$ para todos los ejes y todos los pisos que requieran vigas secundarias; estas vienen a ser vigas chatas y se diseñarán de esta manera para que se confundan con el aligerado y se obtenga continuidad y limpieza en los cielorrasos. En los pisos que tengamos aligerado de 17 cm. se robará esa diferencia a 20 cm. con la aplicación directa del piso terminado sobre la viga, ya que normalmente esta torta significa 3 cm.

3- Metrado de cargas de las columnas y dimensionamiento de las mismas.

Una vez que tengo dimensionadas las vigas, procedo al metrado de cargas de las columnas, para esto se asume una cierta sección para considerar el peso propio de las columnas en este caso asumí una sección de 30×40 para todas las columnas de todos los pisos, para tomar en cuenta el efecto de la flexión a la que están sometidas las columnas, las cargas axiales son multiplicadas por un coeficiente cuyo valor depende de la ubicación de la columna en el pórtico, es decir si es columna perimetrica o interior. El valor de estos coeficientes está determinado por la excentricidad y la dimensión de la columna como se verá más adelante para el diseño de columnas; pero como no conocemos todavía estos valores se han determinados a base de la experiencia estos coeficientes.

A continuación los coeficientes empleados en este trabajo recomendado por Urquhart.

Nivel	Col. Perimétrica	Col. Exterior
4° piso	2 a 4p	1.5 P
3° piso	2 P	1.5 P
2° piso	1.5 P	1 a 1.1 P
1° piso	1.5 P	1 a 1.1 P
Sótano	1.5 P	1 a 1.1 P

P = carga axial

Estos coeficientes tienden a ser mayores para los pisos superiores debido a que la excentricidad en las columnas superiores es mayor que en las inferiores.

A continuación expongo la tabulación del metrado de cargas de las columnas:

Metrado de Columnas.-

Columna A - 1

4° piso.

$$\begin{aligned} \text{viga } \textcircled{AB} \textcircled{1} & 1323 \text{ Kg/m.} \times 2.75 = 3,640 \text{ Kg} \\ \text{viga } \textcircled{A} \textcircled{1-2} & 343 \text{ Kg/m.} \times 1.60 = 550 \text{ Kg} \\ & \underline{4190 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pp.} & \underline{690} \\ & 4880 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

3° piso :

$$\begin{aligned} \text{viga } \textcircled{AB} \textcircled{1} & 2146 \times 2.75 = 5920 \\ \text{viga } \textcircled{A} \textcircled{1-2} & 1008 \times 1.60 = 1610 \\ & \underline{7530 \text{ Kg.}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pp.} & \underline{690} \\ & 8220 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

2° piso :

$$\begin{aligned} \text{viga } \textcircled{AB} \textcircled{1} & 2146 \times 2.75 = 5920 \\ \text{viga } \textcircled{A} \textcircled{1-2} & 1008 \times 1.60 = 1610 \\ & \underline{7530 \text{ Kg.}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{pp.} & \underline{690} \\ & 8220 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4880 Kg	x 3	14640
13,100 Kg	x 2	26,200
21320 Kg.	x 1.5	32,000

1 piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{1} \quad 2306 \times 2.75 = 6350 \\
 \text{viga (A) } \textcircled{1-2} \quad 1008 \times 1.60 = 1610 \\
 \hline
 7960 \text{ Kg} \\
 \text{p.p.} \quad 780 \\
 \hline
 8740
 \end{array}$$

$$\overline{30,070 \text{ Kg.} \quad | \quad \times 1.5 \quad | \quad 45,000}$$

Columna B-1

4° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{1} \quad 1323 \times 2.75 = 3640 \text{ Kg} \\
 \text{viga (BC) } \textcircled{1} \quad 1323 \times 3.00 = 3969 \\
 \text{viga (B) } \textcircled{1-2} \quad 168 \times 1.60 = 268 \\
 \hline
 7877 \text{ Kg} \\
 \text{p.p.} \quad 690 \\
 \hline
 8567
 \end{array}$$

$$\begin{array}{|c|c|c|}
 \hline
 8567 \text{ Kg} & \times 3 & 25,701 \\
 \hline
 \end{array}$$

3° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{1} \quad 2146 \times 2.75 = 5920 \\
 \text{viga (BC) } \textcircled{1} \quad 2146 \times 3.00 = 6438 \\
 \text{viga (B) } \textcircled{1-2} \quad 168 \times 1.60 = 268 \\
 \text{muro } \perp \text{ BC} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} = 815 \\
 \hline
 13441 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} \quad 690 \\
 \hline
 14,131 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{|c|c|c|}
 \hline
 22,698 \text{ Kg.} & \times 2 & 45396 \\
 \hline
 \end{array}$$

2° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{1} \quad 2146 \times 2.75 = 5920 \\
 \text{viga (BC) } \textcircled{1} \quad 2146 \times 3.00 = 6438 \\
 \text{viga (B) } \textcircled{1-2} \quad 168 \times 1.60 = 268 \\
 \text{muro } \perp \text{ BC} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} = 815 \\
 \hline
 13441 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} \quad 690 \\
 \hline
 14,131 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{|c|c|c|}
 \hline
 36,869 \text{ Kg.} & \times 1.5 & 55,300 \\
 \hline
 \end{array}$$

1° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{1} \quad 2306 \times 2.75 = 6350 \\
 \text{viga (BC) } \textcircled{1} \quad 2306 \times 3.00 = 6918 \\
 \text{viga (B) } \textcircled{1-2} \quad 168 \times 1.60 = 268 \\
 \text{muro } \perp \text{ BC} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} = 815 \\
 \hline
 14351 \text{ Kg.} \\
 780 \\
 \hline
 15131 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{|c|c|c|}
 \hline
 51,960 \text{ Kg.} & \times 1.5 & 78,000 \\
 \hline
 \end{array}$$

Columna C - 1

4° piso

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{1} \quad 1323 \times 3.00 = 3969 \text{ Kg.} \\
 \text{viga } \textcircled{C} \textcircled{1-2} \quad 268 \times 1.60 = 428 \\
 \text{Peso voladizo } CC' - \textcircled{1} \quad \text{-----} = 1714 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 6111 \\
 \text{p.p.} \quad \phantom{\text{-----}} = 690 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 6801
 \end{array}$$

3° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{1} \quad 2146 \times 3.00 = 6438 \\
 \text{viga } \textcircled{C} \textcircled{1-2} \quad 408 \times 1.60 = 652 \\
 \text{Peso voladizo } CC' - \textcircled{1} \quad \text{-----} = 2952 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 10042 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} \quad \phantom{\text{-----}} = 690 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 10732 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

2° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{1} \quad 2146 \times 3.00 = 6438 \\
 \text{viga } \textcircled{C} \textcircled{1-2} \quad 408 \times 1.60 = 652 \\
 \text{Peso voladizo } \quad \text{-----} = 2952 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 10042 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} \quad \phantom{\text{-----}} = 690 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 10732 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

1° piso

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{1} \quad 2306 \times 3.00 = 6918 \\
 \text{viga } \textcircled{C} \textcircled{1-2} \quad 408 \times 1.60 = 652 \\
 \text{Peso voladizo } \quad \text{-----} = 3192 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 10762 \\
 \text{p.p.} \quad \phantom{\text{-----}} = 780 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{Peso}} \phantom{\textcircled{1}} \phantom{\text{-----}} = 11542 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

Columna A - 2 :

4° piso

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} : 1896 \text{ Kg/m.} \times 2.75 = 5210 \\
 \text{Carga concentrada } P_2 \quad \text{-----} = 0 \\
 \text{viga } \textcircled{A} \textcircled{2-3} : 343 \times 1.60 = 550 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{Carga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{-----}} = 5760 \text{ Kg} \\
 \text{p.p.} \quad \phantom{\text{-----}} = 690 \\
 \hline
 \phantom{\text{Viga}} \phantom{\text{Carga}} \phantom{\text{viga}} \phantom{\text{-----}} = 6450 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

6801 Kg.	x 3	20,403
17533 Kg.	x 2	35066
28,265 Kg.	x 1.5	42,400
39,807 Kg.	x 1.5	59,700
6450 Kg.	x 3	19,350

3° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} &: 2696 \times 2.0 &= 5392 \\
 &2126 \times 0.60 &= 1280 \\
 \text{C. concentrada } P_2 &----- &= 768 \\
 \text{Viga } \textcircled{A} - \textcircled{2-3} &: 2 \text{ ventana } 1.30 \times 793 \text{ Kg/m.} &= 1030 \\
 &2 \text{ muro } 0.30 \times 1008 &= 302 \\
 &&8772 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} &&= 690 \\
 &&9462 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

2° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} &: 2696 \times 2.0 &= 5392 \\
 &2126 \times 0.60 &= 1280 \\
 \text{C. concentrada } P_2 &----- &= 768 \\
 \text{Viga } \textcircled{A} - \textcircled{2-3} &: 2 \text{ ventana } 1.30 \times 793 &= 1030 \\
 &2 \text{ muro } 0.30 \times 1008 &= 302 \\
 &&8772 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} &&= 690 \\
 &&9462 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

1° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} &: 3016 \times 2.0 &= 6032 \\
 &2346 \times 0.60 &= 1410 \\
 \text{C. concentrada } P_2 &----- &= 768 \\
 \text{Viga } \textcircled{A} \textcircled{2-3} &: 2 \text{ ventana } 1.30 \times 793 &= 1030 \\
 &2 \text{ muro } 0.30 \times 1008 &= 302 \\
 &&9542 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} &&= 780 \\
 &&10,332
 \end{aligned}$$

Columna B - 2

4° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} & 1896 \text{ Kg./m.} \times 2.0 &= 3792 \\
 & 1426 \text{ Kg./m.} \times 0.60 &= 855 \\
 \text{Carga concentrada } P_1 &----- &= 0 \\
 \text{Viga arriastre } \textcircled{B} \textcircled{1-2} && \\
 & \textcircled{B} \textcircled{2-3} 168 \times 3.2 &= 538 \\
 &&10873 \text{ Kg.} \\
 \text{p.p.} &&= 690 \\
 &&11,563
 \end{aligned}$$

3° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} & 2696 \times 2.0 &= 5392 \\
 & 2126 \times 0.60 &= 1280 \\
 \text{Carga concentrada } P_1 &----- &= 1063
 \end{aligned}$$

15,912 Kg.	x 2	31,824
25,374 Kg.	x 1.5	38,000
35,696 Kg.	x 1.5	53,500
11,563 Kg.	x 1.5	17,330

Viga (BC) (2) $2696 \times 3.0 = 8088$
 Carga concentrada P = 1063
 Viga arriastre (B) (1-2) $528 \times 1.60 = 845$
 (B) (2-3) $600 \times 1.60 = 960$
 Carga repartido $w \times l = 480 \text{ Kg/m} \times 0.8 = 384 \text{ Kg.}$
 $\underline{18,662}$
 p.p. $\underline{690}$
 $19,352$

2° piso:
 Viga (AB) (2) $2696 \times 2.0 = 5392$
 $2126 \times 0.6 = 1280$
 Carga concentrada P₁ = 650
 Viga (BC) (2) $2696 \times 3.0 = 8088$
 Carga concentrada P = 1063
 Viga arriastre (B) (1-2) $528 \times 1.60 = 845$
 (B) (2-3) $600 \times 1.60 = 960$
 Carga repartida $w \times l = 480 \times 0.80 = 384 \text{ Kg.}$
 $\underline{18,662}$
 p.p. $\underline{690}$
 $19,352 \text{ Kg.}$

1° piso:
 Viga (AB) (2) $3016 \times 2.0 = 6032$
 $2346 \times 0.60 = 1410$
 Carga concentrada P₁ = 650
 Viga (BC) (2) $3016 \times 3 = 9048$
 Carga concentrada P = 1063
 Viga arriastre (B) (1-2) $528 \times 1.60 = 845$
 (B) (2-3) $600 \times 1.60 = 960$
 Carga repartida $w \times l = 480 \times 0.80 = 384$
 $\underline{20392 \text{ Kg.}}$
 p.p. $\underline{780}$
 $21,172 \text{ Kg.}$

Sótano:
 Viga (AB) (2) $2956 \times 2.75 = 8120$
 Carga concentrada P₁ = 0
 Viga (BC) (2) $2956 \times 3.00 = 8868$
 Carga concentrada P = 0
 Viga arriastre $168 \times 3.20 = 537$
 Carga $w \times l \dots \dots \dots = 0$
 $\underline{17,525}$
 p.p. $\underline{780}$
 $18,305$

30915 Kg.	x 1.5	46,400
50,267 Kg.	x 1.1	55,300
71,439 Kg.	x 1.1	78,500
89,744 Kg.	x 1.1	98,700

Columna C-2

4° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{2} & 1896 \times 3.00 & = & 5688 \text{ Kg.} \\
 \text{Viga } \textcircled{C} \textcircled{2-3} & 268 \times 3.20 & = & 857 \\
 \text{Voladizo } \textcircled{CC} \textcircled{2} & \text{-----} & = & 2580 \\
 & & & 9,125 \text{ Kg.} \\
 & \text{p.p.} & & 690 \\
 & & & \underline{9,815}
 \end{aligned}$$

3° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{2} & 2696 \times 3.00 & = & 8088 \\
 \text{Viga } \textcircled{C} \textcircled{2-3} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo } \textcircled{CC} \textcircled{2} & \text{-----} & = & 3780 \\
 & & & 13,868 \text{ Kg.} \\
 & \text{p.p.} & & 690 \\
 & & & \underline{13,868 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

2° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{2} & 2696 \times 3.00 & = & 8088 \\
 \text{Viga } \textcircled{C} \textcircled{2-3} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo } \textcircled{CC} \textcircled{2} & \text{-----} & = & 3780 \\
 & & & 13,178 \text{ Kg.} \\
 & \text{p.p.} & & 690 \\
 & & & \underline{13,868 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

1° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{2} & 3016 \times 3 & = & 9048 \\
 \text{Viga } \textcircled{C} \textcircled{2-3} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo } \textcircled{CC} \textcircled{2} & \text{-----} & = & 4260 \\
 & & & 14,618 \\
 & \text{p.p.} & & 780 \\
 & & & \underline{15,398 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

Columna A-3

4° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{3} & : 1896 \times 2.75 & = & 5180 \\
 \text{Viga arriestre } \textcircled{A} \textcircled{2-3} & 343 \times 1.60 & = & 550 \\
 & \textcircled{A} \textcircled{3-4} & 343 \times 1.60 & = & 550 \\
 \text{Carga Concentrada } P_2 & \text{-----} & = & 0 \\
 & & & 6280 \text{ Kg.} \\
 & \text{p.p.} & & 690 \\
 & & & \underline{6,970 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

3° piso :

$$\text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{3} \quad 2696 \times 1.95 = 5250$$

9815 Kg.	x 3	29,445
23,683 Kg.	x 2	47,366
37,551 Kg.	x 1.5	56,350
52,949 Kg.	x 1.5	79,400
6,970 Kg.	x 3	20,910

$$2576 \times 0.80 = 2060$$

Carga concentrada $P_2 = 1165 \text{ Kg.}$

Viga arriestre: (A) (2-3) $1008 \times 1.6 = 1610$

(A) (3-4) $600 \times 1.6 = 960$

11,045 Kg.

p.p. 690

11,735 Kg.

2° piso:

Viga (AB) (3) $2696 \times 1.95 = 5,250$

$2896 \times 0.80 = 2060$

Carga concentrada $P_2 = 1165$

Viga arriestre: (A) (2-3) $1008 \times 1.6 = 1610$

(A) (3-4) $600 \times 1.6 = 960$

11,045 Kg.

p.p. 690

11,735 Kg.

1° piso:

Viga (AB) (3) $3016 \times 1.95 = 5,880$

$2896 \times 0.80 = 2320$

Carga concentrada $P_2 = 1165$

Viga arriestre (A) (2-3) $1008 \times 1.6 = 1610$

(A) (3-4) $600 \times 1.6 = 960$

11,935 Kg.

p.p. 780

12,715 Kg.

Columna B-3

4° piso:

Viga (AB) (3) : $1896 \times 2.75 = 5180$

Carga concentrada $P_1 = 770$

Viga (BC) (3) : $1896 \times 3.00 = 5700$

Carga concentrada $P = 0$

Viga arriestre (B) (2-3) $168 \times 320 = 537$

12,187 Kg.

p.p. 690

12,877 Kg.

3° piso:

Viga (AB) (3) $2696 \times 2.75 = 7410$

Carga concentrada $P_1 = 770$

Viga (BC) (3) $2216 \times 1.50 = 3320$

$2696 \times 1.50 = 4050$

Carga concentrada $P = 770$

18,705 Kg.	x 2	37,410
30,440 Kg.	x 1.5	45,650
43,155 Kg.	x 1.5	64,700
12,877 Kg.	x 1.5	19,300

Viga arriestre (B) (2-3) $648 \times 1.60 = 1040$
 (B) (3-4) $528 \times 1.60 = 845$
18205 Kg.
 p.p. 640
18,895 Kg.

2° piso:
 Viga (AB) (3) $2696 \times 2.75 = 7410$
 Carga concentrada P_i = 770
 Viga (BC) (3) $2216 \times 1.50 = 3320$
 $2696 \times 1.50 = 4050$
 Carga concentrada P = 770
 Viga arriestre (B) (2-3) $648 \times 1.60 = 1040$
 (B) (3-4) $528 \times 1.60 = 845$
18,205 Kg.
 p.p. 690
18,895 Kg.

1° piso:
 Viga (AB) (3) $3016 \times 2.75 = 8300$
 Carga concentrada P_i = 700
 Viga (BC) (3) $2536 \times 1.50 = 3800$
 $3016 \times 1.50 = 4524$
20,035 Kg.
 p.p. 780
20,815 Kg.

Sótano:
 Viga (AB) (3) $2956 \times 2.75 = 8130$
 Carga concentrada P_i = 0
 Viga (BC) (3) $2956 \times 3.00 = 8868$
 Carga concentrada P = 0
 Viga arriestre $168 \times 3.20 = 537$
17,537 Kg.
 p.p. 780
18,315 Kg.

Columna C - 3

4° piso:
 Viga (BC) (3) $1896 \times 3.00 = 5688$
 Viga (C) (2-3-4) $268 \times 3.20 = 856$
 Bladizo (CC) (3) ----- = 2580
9,124 Kg.
 p.p. 690
9814 Kg.

31,772 Kg.	x 1.5	47600
50667 Kg.	x 1.1	55700
71,482 Kg.	x 1.1	78,500
89,797 Kg.	x 1.1	98,800
9814 Kg.	x 3	29,442

3° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{3} & 2696 \times 3.00 & = & 8088 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{2-3-4} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo (CC') } \textcircled{3} & \text{-----} & = & 3780 \\
 & & & \underline{13,178 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{690} \\
 & & & 13,868 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

2° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{3} & 2696 \times 3.00 & = & 8088 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{2-3-4} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo (CC') } \textcircled{3} & \text{-----} & = & 3780 \\
 & & & \underline{13,178 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{690} \\
 & & & 13,868 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

1° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{3} & 3016 \times 3 & = & 9048 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{2-3-4} & 408 \times 3.20 & = & 1310 \\
 \text{Voladizo (CC') } \textcircled{3} & \text{-----} & = & 4260 \\
 & & & \underline{14,618 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{780} \\
 & & & 15,398 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Columna A-4

4° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (AB²) } \textcircled{4} & 1680 \times 1.10 & = & 1850 \text{ Kg.} \\
 \text{Viga arriestre (A) } \textcircled{3-4-5} & 343 \times 3.20 & = & 1,100 \\
 \text{Carga concentrada} & \text{-----} & = & 0 \\
 & & & \underline{2950 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{690} \\
 & & & 3640 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

3° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (AB²) } \textcircled{4} & 2480 \times 1.10 & = & 2720 \text{ Kg.} \\
 \text{Viga (A) } \textcircled{3-4-5} & 600 \times 3.20 & = & 1920 \\
 & & & \underline{4640 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{690} \\
 & & & 5330 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

2° piso:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (AB²) } \textcircled{4} & 2480 \times 1.10 & = & 2720 \text{ Kg.} \\
 \text{Viga (A) } \textcircled{3-4-5} & 600 \times 3.20 & = & 1920 \\
 & & & \underline{4640 \text{ Kg.}} \\
 \text{p.p.} & & & \underline{690} \\
 & & & 5,330 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

23,682 Kg	x 2	47,364
37,550 Kg.	x 1.5	56,400
52,948 Kg.	x 1.5	78,400
3640 Kg.	x 3	10,920
8970 Kg	x 2	17,940
14,300 Kg.	x 1.5	21,440

1° Piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 2800 \times 1.10 = 3080 \\
 \text{Viga } \textcircled{A} \textcircled{3-4-5} \quad 600 \times 3.20 = 1920 \\
 \hline
 5000 \text{ Kg.} \\
 + 80 \\
 \hline
 5,780 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

p.p

Columna B-4

4° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 1896 \times 1.70 = 3220 \\
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{4} \quad 1896 \times 3.00 = 5688 \\
 \text{Viga arriastre } \textcircled{B} \textcircled{3-4-5} \quad 168 \times 3.20 = 537 \\
 \hline
 9,445 \text{ Kg.} \\
 + 690 \\
 \hline
 10,135 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

p.p

3° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 2696 \times 1.70 = 4580 \\
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{4} \quad 2216 \times 3.00 = 6648 \\
 \text{Viga arriastre } \textcircled{B} \textcircled{3-4} \quad 648 \times 1.60 = 1040 \\
 \text{ } \textcircled{B} \textcircled{4-5} \quad 528 \times 1.60 = 845 \\
 \hline
 13,113 \text{ Kg.} \\
 + 690 \\
 \hline
 13,803 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

p.p

2° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 2696 \times 1.70 = 4580 \\
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{4} \quad 2216 \times 3.00 = 6648 \\
 \text{Viga arriastre } \textcircled{B} \textcircled{3-4} \quad 648 \times 1.60 = 1040 \\
 \text{ } \textcircled{B} \textcircled{4-5} \quad 528 \times 1.60 = 845 \\
 \hline
 13,113 \text{ Kg.} \\
 + 690 \\
 \hline
 13,803 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

p.p

1° piso :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 3016 \times 1.70 = 5120 \\
 \text{Viga } \textcircled{BC} \textcircled{4} \quad 2536 \times 3.00 = 7608 \\
 \text{Viga arriastre } \textcircled{B} \textcircled{3-4} \quad 648 \times 1.60 = 1040 \\
 \text{ } \quad \quad \quad 528 \times 1.60 = 845 \\
 \hline
 14,613 \text{ Kg.} \\
 + 80 \\
 \hline
 15,393 \text{ Kg.}
 \end{array}$$

p.p

Sótano :

$$\begin{array}{r}
 \text{Viga } \textcircled{AB} \textcircled{4} \quad 3496 \times 1.70 = 5950 \\
 \text{ } \textcircled{BC} \textcircled{4} \quad 3400 \times 3.00 = 10,000
 \end{array}$$

20080 Kg.	x1.5	30100
10,135 Kg.	x1.5	15,200
23,938 Kg.	x1.5	35,900
37,741 Kg.	x1.1	41,500
53,134 Kg.	x1.1	58,500

Viga arrioste (B) (3-4-5) 168 x 3.20 = 538
 16688 Kg
 p.p. 780
 17,468 Kg

Columna C-4

4° piso :

Viga (BC) (4) 1896 x 3.00 = 5688
 Viga (C) (3-4-5) 268 x 3.20 = 856
 Voladizo (CC) (4) ----- 2580
 9124 Kg.
 p.p. 690
 9,814 Kg.

3° piso :

Viga (BC) (4) 2216 x 3.00 = 6648
 Viga (C) (3-4-5) 408 x 3.20 = 1310
 Voladizo (CC) (4) ----- = 3780
 carga concentrada P = 288
 12026 Kg.
 p.p. 690
 12726 Kg.

2° piso :

Viga (BC) (4) 2216 x 3.00 = 6648
 Viga (C) (3-4-5) 408 x 3.20 = 1310
 Voladizo (CC) (4) ----- = 3780
 carga concentrada P = 288
 12026 Kg.
 p.p. 690
 12716 Kg.

1° piso :

Viga (BC) (4) 2536 x 3.00 = 7608
 Viga (C) (3-4-5) 408 x 3.20 = 1310
 Voladizo (CC) (4) ----- = 4260
 carga concentrada P = 288
 13,466 Kg.
 p.p. 780
 14,246 Kg.

Columna A-5

4° piso :

Viga (AB) (5) : 1896 Kg/m. x 1.20 = 2280

70,602Kg	x 1.1	77,600
9814Kg.	x 3	29,442
22530Kg.	x 2	45,060
35246Kg.	x 1.5	52,900
49,492Kg.	x 1.5	74,200

$$\begin{aligned}
 &631 \times 1.55 = 980 \\
 \text{Carga concentrada P: (Teatrina) (azteca)} &= 1070 \\
 \text{Viga arriastre (4-5-6)} &343 \times 3.2 = 1100 \\
 &5430 \text{ Kg.} \\
 &\text{p.p.} \quad \underline{690} \\
 &6120 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{3º piso:} \\
 \text{Viga (AB) (5)} &: 2216 \times 1.20 = 2660 \\
 &1981 \times 1.50 = 2970 \\
 \text{Viga arriastre (4-5-6)} &600 \times 3.20 = 1920 \\
 &7550 \text{ Kg.} \\
 &\text{p.p.} \quad \underline{690} \\
 &8240 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{2º piso} \\
 \text{Viga (AB) (5)} &: 2216 \times 1.20 = 2660 \\
 &1981 \times 1.50 = 2970 \\
 \text{Viga arriastre (4-5-6)} &600 \times 3.20 = 1920 \\
 &7550 \text{ Kg.} \\
 &\text{p.p.} \quad \underline{690} \\
 &8240 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{1º piso:} \\
 \text{Viga (AB) (5)} &: 2536 \times 1.20 = 3040 \\
 &2712 \times 1.50 = 4070 \\
 \text{Viga arriastre (4-5-6)} &600 \times 3.20 = 1920 \\
 &9030 \text{ Kg.} \\
 &\text{p.p.} \quad \underline{780} \\
 &9810 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Columna B-5

$$\begin{aligned}
 \text{4º Piso:} \\
 \text{Viga (AB) (5)} &1896 \times 1.60 = 3040 \\
 &2044 \times 1.20 = 2450 \\
 \text{Viga (BC) (5)} &1896 \times 3.00 = 5688 \\
 \text{C. Concentrada (P teatrina solamente azteca)} &= 1070 \\
 &\downarrow \text{Viga (AB) (5)} \\
 \text{Viga arriastre (4-5-6)} &168 \times 3.20 = 538 \\
 &12786 \text{ Kg.} \\
 &\text{p.p.} \quad \underline{690} \\
 &13476 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{3º piso:} \\
 \text{Viga (AB) (5)} &2216 \times 1.60 = 3540 \\
 &1981 \times 1.60 = 2180
 \end{aligned}$$

6120 Kg.	x3	18360
14360 Kg.	x2	28720
22,600 Kg.	x1.5	33,900
32410 Kg.	x1.5	48,600
13476 Kg.	x1.5	20,200

Viga (BC) (5) 2696 x 3.00 = 8088
 Viga arriestre (4-5-6) 648 x 3.20 = 2070
 15878 Kg.
 pp 690
 16568 Kg.

2º piso:
 Viga (AB) (5) 2216 x 1.60 = 3540
 1981 x 1.10 = 2180
 Viga (BC) (5) 2696 x 3.00 = 8088
 Viga arriestre 648 x 3.20 = 2070
 (4-5-6)
 15878 Kg.
 pp 690
 16568 Kg.

1º piso:
 Viga (AB) (5) 2536 x 1.60 = 4050
 2712 x 1.10 = 2980
 Viga (BC) (5) 3016 x 3.00 = 9048
 Viga arriestre (4-5-6) 648 x 3.20 = 2070
 18148 Kg.
 pp 780
 18928 Kg.

Sótano:
 Viga (AB) (5) 3361 x 1.60 = 5380
 2777 x 1.10 = 3050
 Viga (BC) (5) 3400 x 3.00 = 10200
 Viga de arriestre (B) (4-5) 168 x 1.00 = 269
 (B) (5-6) 648 x 1.60 = 1040
 19939 Kg.
 pp 780
 20719 Kg.

Columna C-5

4º piso:
 Viga (BC) (5) 1896 x 3.00 = 5688
 Viga (C) (4-5-6) 268 x 3.20 = 858
 Voladizo (CC) (5) ----- = 2580
 9126 Kg.
 pp 690
 9816 Kg.

3º piso:
 Viga (BC) (5) 2696 x 3.00 = 8088
 Viga (C) (4-5-6) 408 x 3.20 = 1310

30044 Kg.	x 1.5	45100
46,612 Kg.	x 1.1	51,300
65,540 Kg.	x 1.1	72,100
86,259 Kg.	x 1.1	95,000
9816 Kg.	x 3	29,448

Voladizo (C) ⑤ ----- = 3780
 13178 Kg.
 p.p. 690
 13,868 Kg.

2º piso:
 Viga (B) ⑤ 2696 x 3.00 = 8088
 Viga (C) ④-5-6 408 x 3.20 = 1310
 Voladizo (C) ⑤ ----- = 3780
 13,178 Kg.
 p.p. 690
 13,868 Kg.

1º piso:
 Viga (B) ⑤ 3016 x 3 = 9048
 Viga (C) ④-5-6 408 x 3.20 = 1340
 Voladizo (C) ⑤ ----- = 4260
 14,618 Kg.
 p.p. 780
 15,398 Kg.

23,684 Kg.	x2	47,368
37,552 Kg.	x15	56,300
52,950 Kg.	x15	79,400
6860 Kg.	x3	20,580
17,003 Kg.	x2	35,406

Columna A-6.

4º piso:
 Viga (A) ⑥ 1896 x 1.20 = 2280
 1148 x 1.50 = 1720
 C. concentrada P₁ (azotea) (Uatina) = 1070
 Viga ⑤ ⑥ ⑦ 343 x 3.20 = 1100
 6170 Kg.
 p.p. 690
 6,860 Kg.

3º piso:
 Viga (A) ⑥ 2576 x 1.20 = 3090
 1786 x 1.50 = 2680
 Carga concentrada P ----- = 1887
 Tabique P₂ ----- = 576
 Viga ⑤-6-7 600 x 3.20 = 1920
 10,153 Kg.
 p.p. 690
 10,843 Kg.

2º piso:
 Viga (A) ⑥ 2576 x 1.20 = 3480
 1786 x 1.50 = 2680
 Carga concentrada P (escalera) (columna) = 1887
 Tabique P₂ ----- = 576

Viga (5-6-7) $600 \times 3.20 = 1920$
 $\frac{10,153 \text{ Kg.}}{690}$
 pp $\frac{10,843 \text{ Kg.}}$

1º piso:
 Viga (AB) (6) $2896 \times 1.20 = 3480$
 $1946 \times 1.50 = 2920$
 C. Concentrada P (localera columna) = 1887
 Tabique P₂ ----- = 576
 Viga (5-6-7) $600 \times 3.20 = 1920$
 $\frac{10,783 \text{ Kg.}}{780}$
 pp $\frac{11,563 \text{ Kg.}}$

Columna B-6

4º piso:
 Viga (AB) (6) $1896 \times 1.60 = 3040$
 $1148 \times 1.10 = 1260$
 Viga (BC) (6) $1896 \times 3.00 = 5688$
 carga concentrada P₁ (escalera) = 1070
 Viga (5-6-7) $168 \times 3.20 = 538$
 $\frac{11,596 \text{ Kg.}}{690}$
 pp $\frac{12,286 \text{ Kg.}}$

3º piso:
 Viga (AB) (6) $2576 \times 1.60 = 4120$
 $1786 \times 1.10 = 1960$
 C. concentrada P (columna diverso localera) = 1887
 Viga (BC) (6) $2216 \times 3.00 = 6648$
 Viga (5-6-7) $648 \times 3.20 = 2070$
 $\frac{16,685 \text{ Kg.}}{690}$
 pp $\frac{17,375 \text{ Kg.}}$

2º piso:
 Viga (AB) (6) $2576 \times 1.60 = 4120$
 $1786 \times 1.10 = 1960$
 Carga concentrada P = 1887
 Viga (BC) (6) $2216 \times 3.00 = 6648$
 Viga (5-6-7) $648 \times 3.20 = 2070$
 $\frac{16,685 \text{ Kg.}}{690}$
 pp $\frac{17,375 \text{ Kg.}}$

28,546 Kg.	x1.5	42,800
40,109 Kg.	x1.5	60,200
12,286 Kg.	x1.5	18,400
29,661 Kg.	x1.5	44,500
47036 Kg.	x1.1	51,700

1° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{6} & 2896 \times 1.60 = 4630 \\
 & 1946 \times 1.10 = 2140 \\
 \text{Carga concentrada P} & \text{-----} = 1887 \\
 \text{Viga (BC) } \textcircled{6} & 2536 \times 3.00 = 7608 \\
 \text{Viga (5-6)} & 648 \times 3.20 = 2070 \\
 & \underline{18,335 \text{ Kg.}} \\
 & \text{pp} \quad \underline{780} \\
 & 19,115 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Sótano:

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (AB) } \textcircled{6} & 3496 \times 1.60 = 5590 \\
 & 2216 \times 1.10 = 2440 \\
 \text{Carga concentrada P} & \text{-----} = 1961 \\
 \text{Viga (BC) } \textcircled{6} & 2,956 \times 3.00 = 8868 \\
 \text{Viga (B) } \textcircled{5-6} & 708 \times 1.60 = 1130 \\
 \text{Viga (B) } \textcircled{6-7} & 168 \times 1.60 = 268 \\
 & \underline{20,257 \text{ Kg.}} \\
 & \text{pp.} \quad \underline{780} \\
 & 21,037 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

66,151 Kg.	x 1.1	72,800
------------	-------	--------

Columna C - 6.

4° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{6} & 1896 \times 3.00 = 5688 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{5-6} & 268 \times 3.20 = 856 \\
 \text{Voladizo (CC) } \textcircled{4} & \text{-----} = 2580 \\
 & \underline{9124 \text{ Kg.}} \\
 & \text{pp} \quad \underline{690} \\
 & 9814 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

9814 Kg.	x 3	29,442
----------	-----	--------

3° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{6} & 2216 \times 3.00 = 6648 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{5-6} & 408 \times 3.20 = 1310 \\
 \text{Voladizo (CC) } \textcircled{6} & \text{-----} = 3780 \\
 \text{C. Concentrada P} & = 288 \\
 & \underline{12,716 \text{ Kg.}} \\
 & \text{pp} \quad \underline{690} \\
 & 12,716 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

22530 Kg.	x 2	45060
-----------	-----	-------

2° piso :

$$\begin{aligned}
 \text{Viga (BC) } \textcircled{6} & 2216 \times 3.00 = 6648 \\
 \text{Viga (C) } \textcircled{5-6} & 408 \times 3.20 = 1310 \\
 \text{Voladizo (CC) } \textcircled{6} & \text{-----} = 3780 \\
 \text{C. Concentrada P} & = 288 \\
 & \underline{12,026 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

	P.P	690			
		12,716 Kg.	35246 Kg.	x1.5	52,900
1º piso :					
Viga (BC) (6)		2536 x 3.00 = 7608			
Viga (C) (5-6-7)		408 x 3.20 = 1310			
Voladizo (CC) - (4)		----- = 4260			
Carga concentrada P		= 288			
		13406 Kg.			
	PP	780			
		14,186 Kg.	49,432 Kg.	x1.5	74,100

Una vez obtenido el metrado de cargas de las columnas procedo a su dimensionamiento, en este sentido he tratado de seguir en lo posible las siguientes recomendaciones prácticas que existe al respecto:

A.- Dimensionar una sección uniforme por nivel.

B.- Obtener cuantías de acero mínimas, es decir tender al acero mínimo especificado por el ACI o sea $\rho_g = 0.01$, para poder conseguir diseños económicos.

C.- Mantener invariable uso de los lados de la columna en el sentido perpendicular al pórtico en todos los niveles con la finalidad de poder usar los mismos encofrados el mayor número de veces que sea posible.

De acuerdo a esto, procedo a continuación a tabular las cargas resistentes para diversas secciones de columnas para cuantías de acero de 0.01 y 0.02:

Sección de Columnas

Dimensionamiento

$$A_g = \frac{P}{0.8 (0.225 f'_c + f'_s p_g)}$$

$$f'_s = 1,400 \quad p_g = \begin{matrix} 0.01 \\ 0.02 \end{matrix}$$

$$p_g = 0.01$$

$$A_g = \frac{P}{0.8(0.225 \times 140 + 1,400 \times 0.01)} = \frac{P}{36.40}$$

$$p_g = 0.02$$

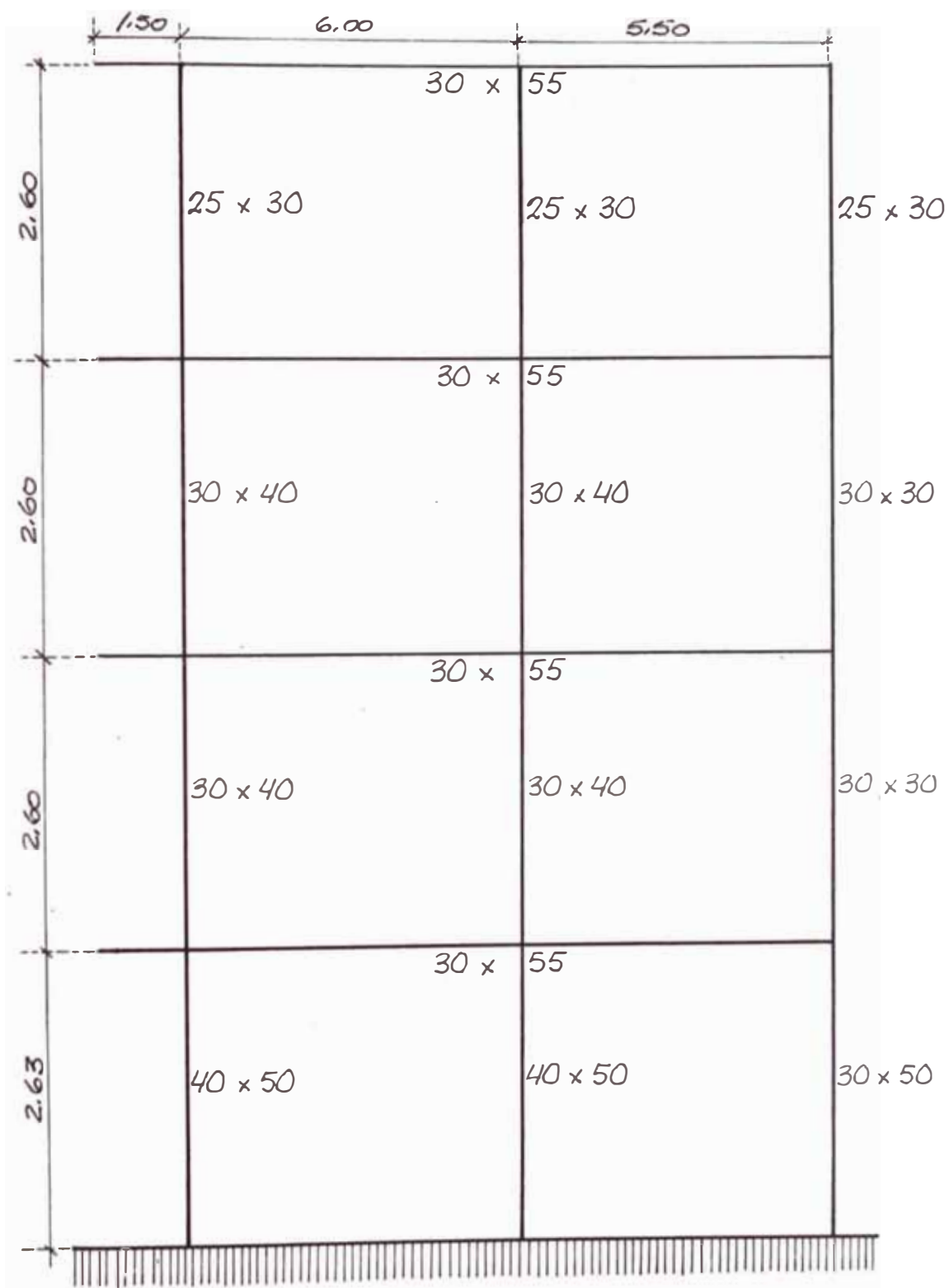
$$A_g = \frac{P}{0.8(0.225 \times 140 + 1,400 \times 0.02)} = \frac{P}{47.50}$$

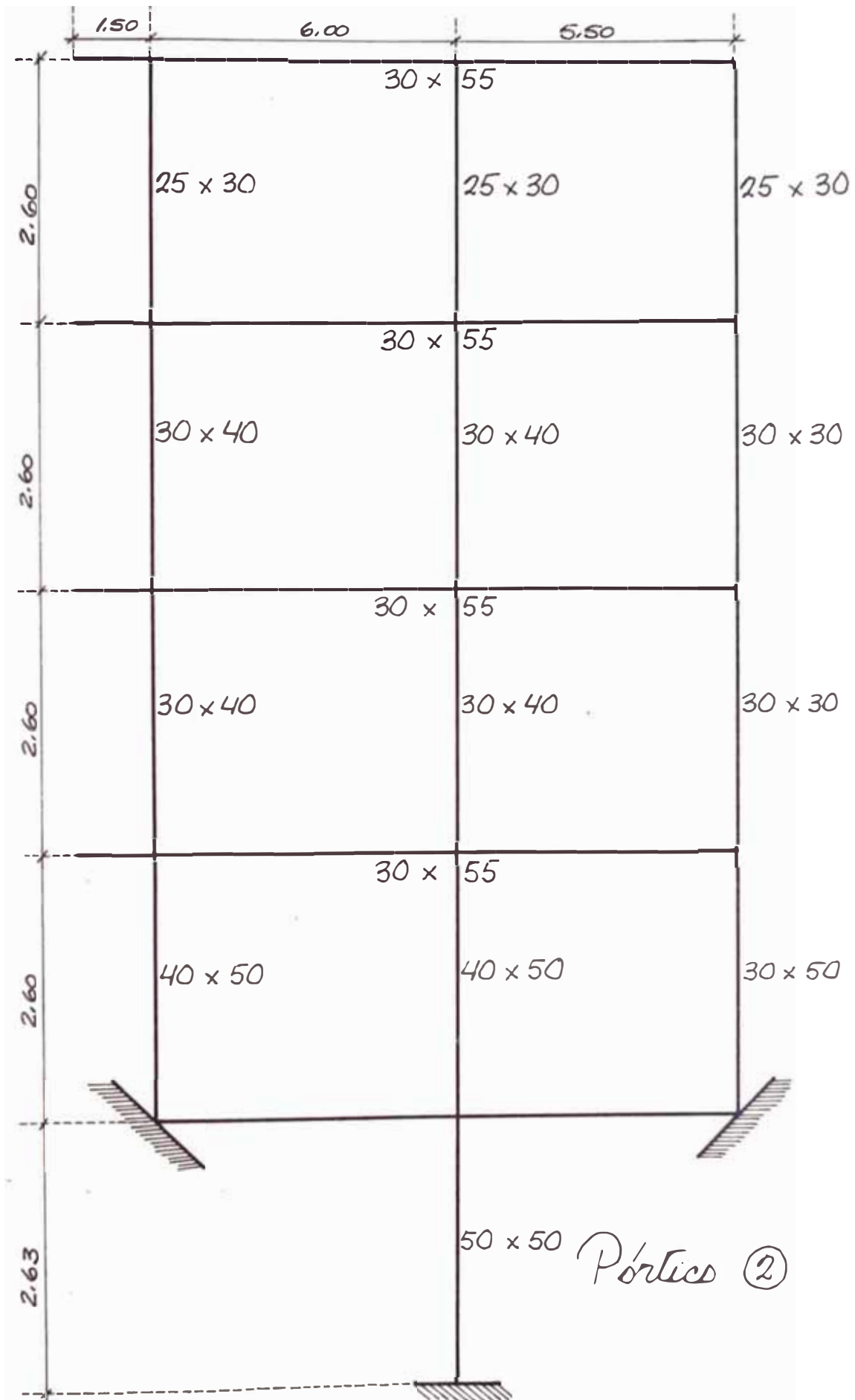
$$(1) 0.01 \rightarrow P = 36.40 A_g$$

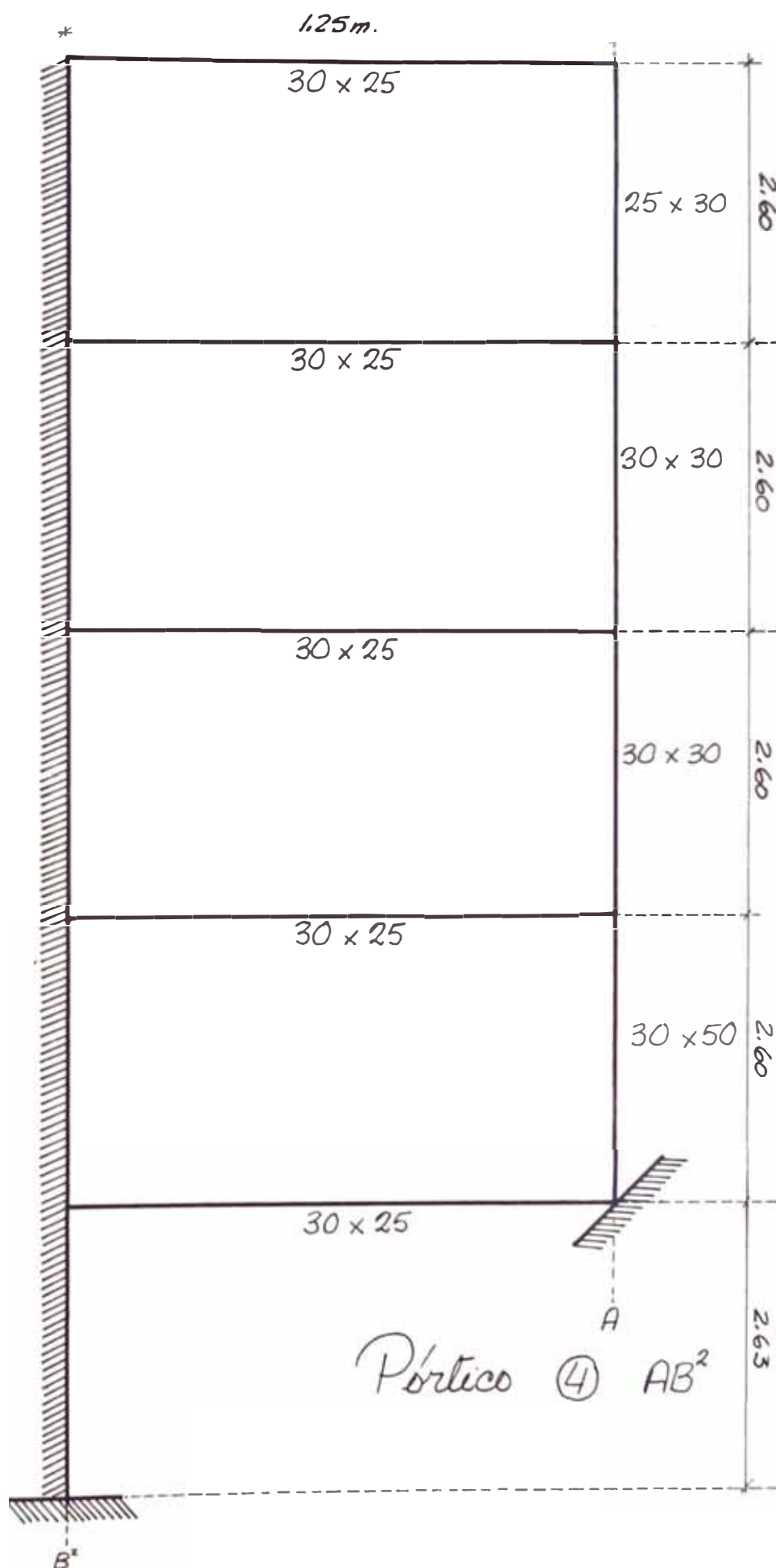
$$(2) 0.02 \rightarrow P = 47.50 A_g$$

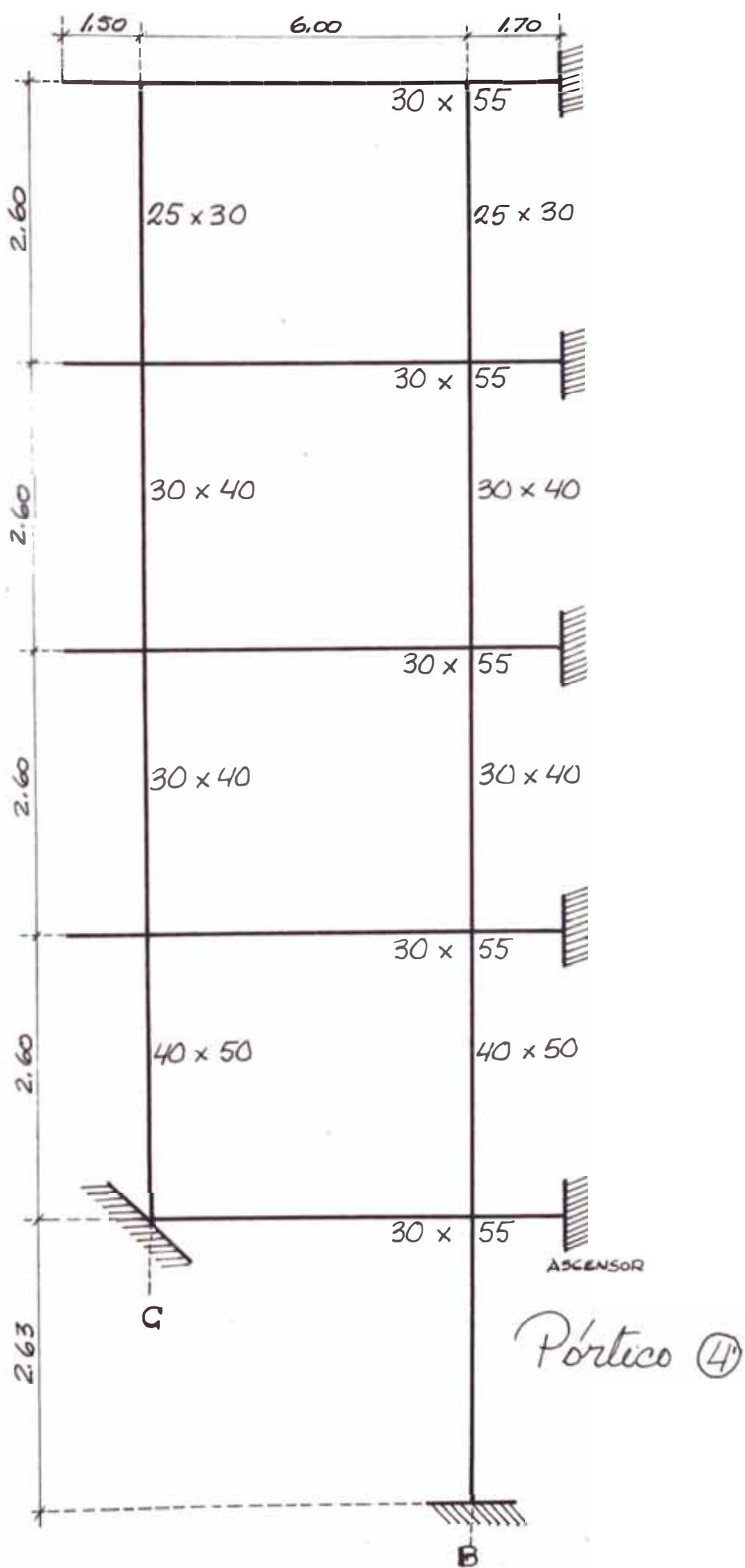
$A_g = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 750 = 27,300 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 750 = 37,600 \text{ Kg.}$
$A_g = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 900 = 32,800 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 900 = 42,700 \text{ Kg.}$
$A_g = 30 \times 40 = 1,200 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 1,200 = 43,600 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 1,200 = 57,000 \text{ Kg.}$
$A_g = 30 \times 50 = 1,500 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 1,500 = 54,500 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 1,500 = 71,300 \text{ Kg.}$
$A_g = 40 \times 40 = 1,600 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 1,600 = 58,200 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 1,600 = 76,000 \text{ Kg.}$
$A_g = 40 \times 50 = 2,000 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 2,000 = 72,800 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 2,000 = 95,000 \text{ Kg.}$
$A_g = 50 \times 50 = 2,500 \text{ cm}^2$
$\&n (1) P = 36.40 \times 2,500 = 91,000 \text{ Kg.}$
$\&n (2) P = 47.50 \times 2,500 = 119,000 \text{ Kg.}$

Pórtico ①









A base de estas cargas resistentes y al metrado de cargas propio de las columnas, podemos dimensionar las columnas siguiendo en lo posible las pautas ya dadas y así tenemos:

En el 4º piso: columnas de 25×30

En el 3º y 2º piso: columnas de 30×40 y

En el 1º piso: columnas de 40×50 y 30×50

En el sótano: columnas de 50×50 .

4.- Metrado de cargas de las vigas:

a.-) De las Vigas Principales (De los Pórticos).

El metrado de estas las realizo por pórticos, al igual que para las columnas. En general el metrado se realiza entre los ejes 1 al 6 ya que los ejes 9, 8, 7 son simétricos a los ejes 1, 2 y 3.

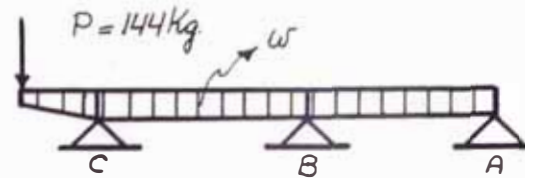
El metrado de las vigas las realizo para cargas repartidas en Kg./m., indicando las cargas concentradas que actúan sobre ellas. Este metrado lo he realizado en la forma más aproximada a la realidad, pero posteriormente para el cálculo de los momentos de empotramiento de carga repartida, para la iniciación del Cross he uniformizado la carga repartida en una misma cruzía, aproximándola a la mayor, esto se acostumbra siempre pues sino se alargarían los cálculos enormemente y complicaría el trazado de las envolventes. El metrado de la viga en voladizo la doy en la parte final del metrado de las vigas

Metrado de Vigas Principales.

① (A)(B)(C)

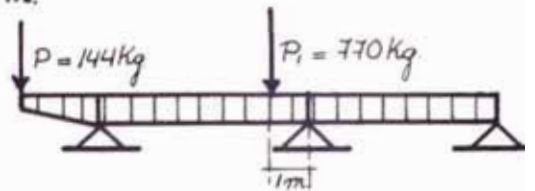
Azotea

Losa : s/c 1.60 x 100	= 160
p.p. 1.60 x 370	= 592
Muro : 1.00 x 0.50 x 350	= 175
Peso Propio 0.30 x 0.55 x 2,400	= 396
	$w = 1,323 \text{ Kg/m.}$



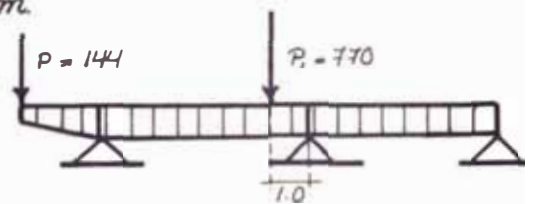
4º piso

Losa : s/c 1.60 x 200	= 320
p.p. 1.60 x 370	= 590
Muro : 2.40 x 1.0 x 350	= 840
Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400	= 396
	$2,146 \text{ Kg/m.}$



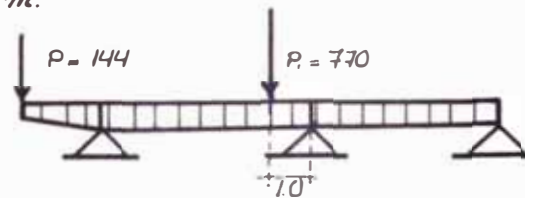
3º piso

Losa : s/c 1.60 x 200	= 320
p.p. 1.60 x 370	= 590
Muro : 2.40 x 1.0 x 350	= 840
Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400	= 396
	$2,146 \text{ Kg./m.}$



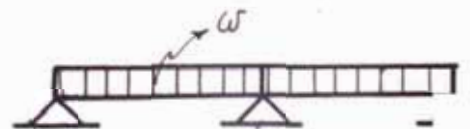
2º piso

Losa : s/c 1.60 x 300	= 480
p.p. 1.60 x 370	= 590
Muro : 2.40 x 1.0 x 350	= 840
Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400	= 396
	$2,306 \text{ Kg./m.}$



1º piso

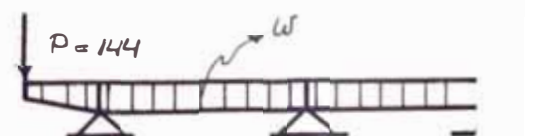
Losa : s/c 1.60 x 400	= 640
p.p. 1.60 x 400	= 640
Muro : 2.70 x 1.0 x 350	= 945
Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2400	= 396
	$w = 2,621 \text{ Kg./m.}$



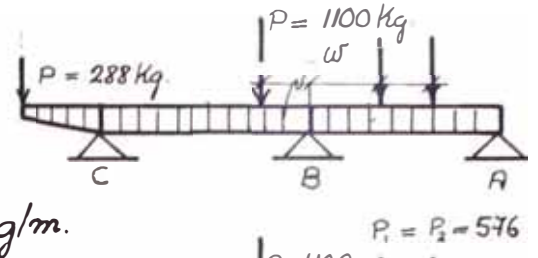
② (A)(B)(C)

Azotea

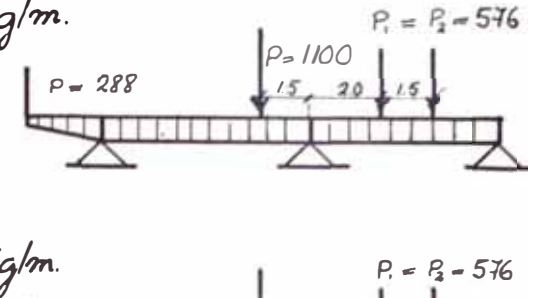
Losa : s/c 3.20 x 100	= 320
p.p. 3.20 x 370	= 1180
Muro :	= 0
Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400	= 396
	$w = 1,896 \text{ Kg./m.}$



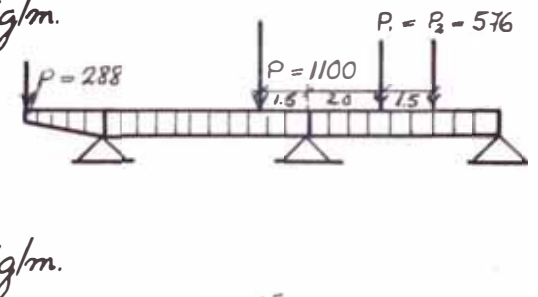
4° piso
 Losa : s/c 3.20 x 200 = 640
 p.p 3.20 x 370 = 1180
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200 = 480
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 2696 \text{ Kg/m.}$



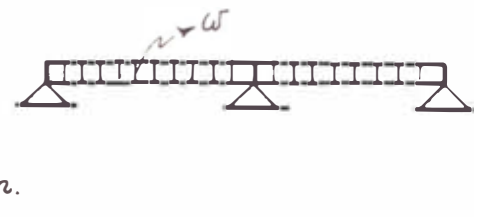
3° piso:
 Losa : s/c 3.20 x 200 = 640
 p.p 3.20 x 370 = 1180
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200 = 480
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 2696 \text{ Kg/m.}$



2° piso
 Losa : s/c 3.20 x 300 = 960
 p.p 3.20 x 370 = 1180
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200 = 480
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2400 = 396
 $w = 3016 \text{ Kg/m.}$

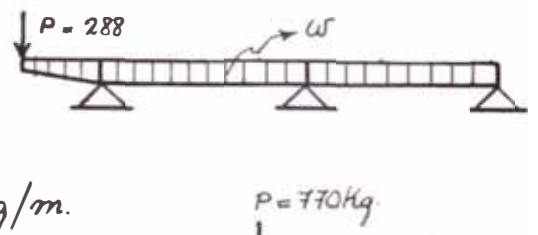


1° piso
 Losa : s/c 3.20 x 400 = 1280
 p.p 3.20 x 400 = 1280
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 2956 \text{ Kg/m.}$

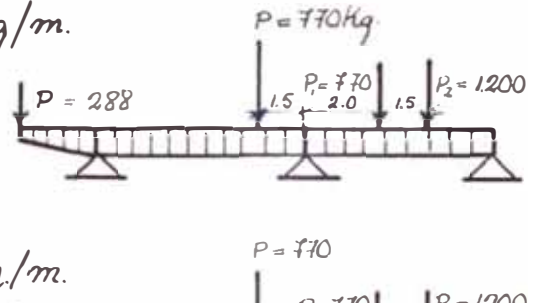


③ (A) (B) (C)

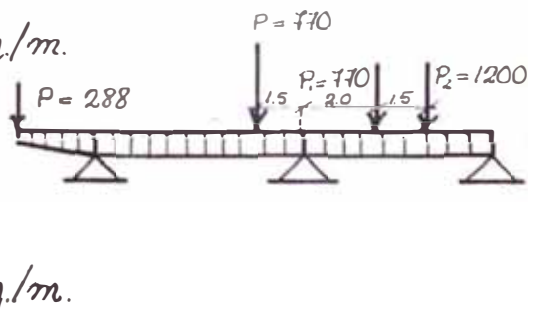
Alzalia
 Losa : s/c 3.20 x 100 = 320
 p.p. 3.20 x 370 = 1180
 Muro : = 0
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 1896 \text{ Kg/m.}$



4° piso :
 Losa : s/c 3.20 x 200 = 640
 p.p. 3.20 x 370 = 1180
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200 = 480
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 2696 \text{ Kg/m.}$



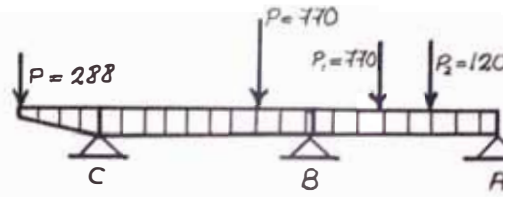
3° piso
 Losa : s/c : 3.20 x 200 = 640
 p.p : 3.20 x 370 = 1180
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200 = 480
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400 = 396
 $w = 2696 \text{ Kg/m.}$



2° piso
 Losa : s/c : 3.20 x 300
 p.p : 3.20 x 370
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400

= 960
 = 1180
 = 480
 = 396

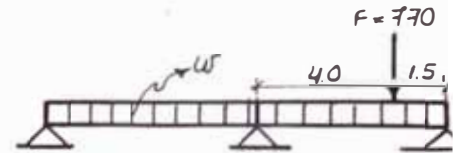
3016 Kg./m.



1° piso :
 Losa : s/c 3.20 x 400
 p.p. 3.20 x 400
 Muro :
 Peso Propio : 0.30 x 0.55 x 2,400

= 1280
 = 1280
 = 0
 = 396

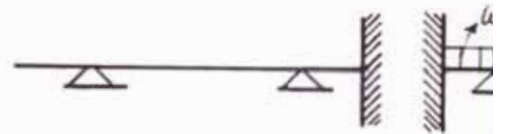
w = 2956 Kg./m.



4) (A-B)

Azotea
 Losa : s/c : 3.20 x 100
 p.p : 3.20 x 370
 Muro
 Peso Propio : 0.30 x 0.25 x 2,400

= 320
 = 1180
 = 0
 = 180
 w = 1680 Kg./m.



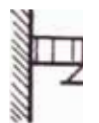
4° piso
 Losa s/c 3.20 x 200
 p.p. 3.20 x 370
 Muro 2.40 x 1.0 x 200
 Peso Propio : 0.30 x 0.25 x 2,400

= 640
 = 1180
 = 480
 = 180
 2,480 Kg./m.



3° piso
 Losa : s/c 3.20 x 200
 p.p. 3.20 x 370
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200
 Peso Propio : 0.30 x 0.25 x 2,400

= 640
 = 1180
 = 480
 = 180
 2480 Kg./m.



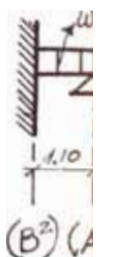
2° piso
 Losa s/c 3.20 x 300
 p.p 3.20 x 370
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200
 Peso Propio : 0.30 x 0.25 x 2,400

= 960
 = 1180
 = 480
 = 180
 2800 Kg./m.



1° piso
 Losa : s/c 3.20 x 400
 p.p. 3.20 x 400
 Muro : 2.40 x 1.0 x 200
 Peso Propio : 0.30 x 0.25 x 2,400

w = 3280 Kg./m.



(B²) (A)

④ ③ ③

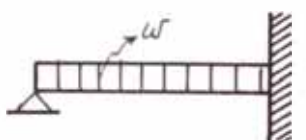
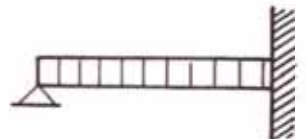
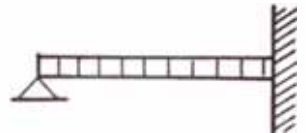
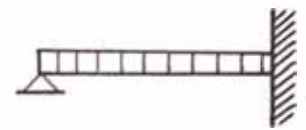
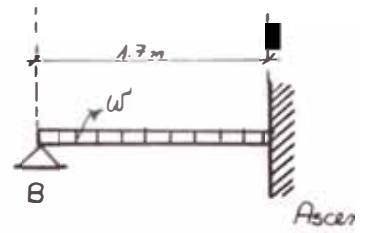
Azotea
 Losa : s/c $3.20 \times 100 = 320 \text{ Kg./m.}$
 p.p $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $= 0$
 Peso Propio : $0.30 \times 55 \times 2,400 = 396$
 $w = 1896 \text{ Kg./m.}$

4º piso
 Losa : s/c $3.20 \times 200 = 640$
 p.p. $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $240 \times 1.0 \times 200 = 480$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 $2,696 \text{ Kg./m.}$

3º piso
 Losa : s/c $3.20 \times 200 = 640$
 p.p $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $2.40 \times 1.0 \times 200 = 480$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2400 = 396$
 2696 Kg./m.

2º piso
 Losa : s/c $3.20 \times 300 = 960$
 p.p $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $2.40 \times 1.0 \times 200 = 480$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 3016 Kg./m.

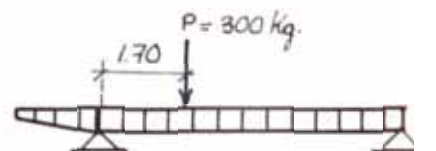
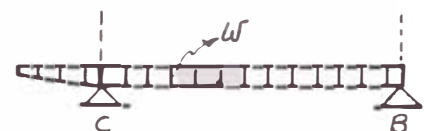
1º piso
 Losa : s/c $3.20 \times 400 = 1280$
 p.p $3.20 \times 400 = 1280$
 Muro : $2.70 \times 1.0 \times 200 = 540$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 $w = 3,496 \text{ Kg./m.}$



④ ③C

Azotea
 Losa s/c $3.20 \times 100 = 320$
 p.p $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $= 0$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 $w = 1896 \text{ Kg./m.}$

4º piso
 Losa s/c $3.20 \times 200 = 640$
 p.p. $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro : $= 0$



Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 2216 Kg./m.

Loza : s/c $3.20 \times 200 = 640$
 p.p $3.20 \times 370 = 1180$

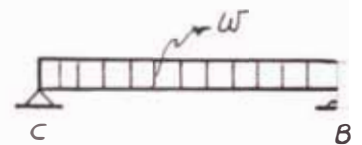
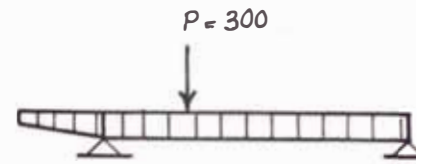
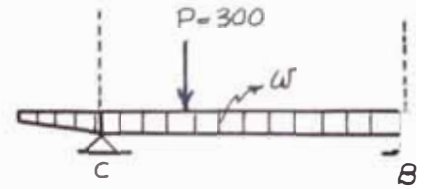
Muro : $= 0$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 2216 \text{ Kg./m.}$

Loza : s/c $3.20 \times 300 = 960$
 p.p $3.20 \times 370 = 1160$

Muro : $= 0$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 2536 Kg./m.

Loza s/c $3.20 \times 400 = 1260$
 p.p. $3.20 \times 400 = 1260$

Muro : $2.70 \times 1.00 \times 200 = 540$
 Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 3,496 \text{ Kg./m.}$



5) (AB)

Azotea

Cálculo del peso de la escalera:

$1.20 \times 1.20 \times 0.15 \times 2,400 = 518 \text{ Kg.}$
 $2.56 \times 1.20 \times 0.15 \times 2,400 = 1105 + 552$
 $2.26 \times 1.20 \times 0.15 \times 2,400 = 976 + 488$
 3600 Kg.

$\frac{3,600}{4} = 900 \text{ Kg.}$

$W \text{ Kg./m.} = \frac{900}{1.20} = 750 \text{ Kg./m.}$

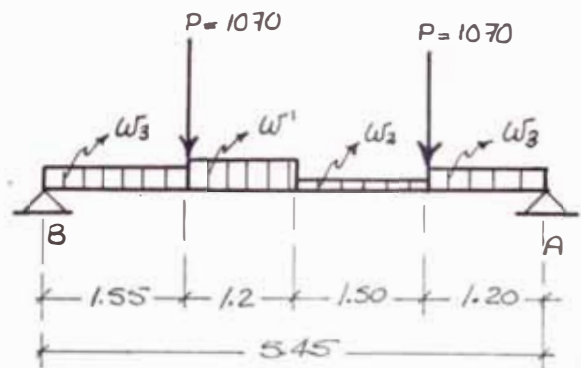
s/c de la Escalera :

$2.60 \times 3.50 \times 350 \text{ Kg./m}^2 = 3180 \text{ Kg.}$
 (Reacción) s/c $= \frac{3180}{4} = 795 \text{ Kg.}$

por metro : $\frac{795}{1.20} = 660 \text{ Kg./m.}$

$W_1 = 750 + 660 = 1410 \text{ Kg./m.}$

$W_1 = 1410 \text{ Kg./m.}$



Carga W de la losa entre el ascensor y la viga

$$\begin{aligned}
 W &= \text{s/c} : 0.50 \times 100 &= 50 \\
 &\text{p.p.} : 0.50 \times 370 &= 185 \\
 \text{Muro} & &= 0 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\
 W_2 & &= \underline{631 \text{ Kg./m}^2}
 \end{aligned}$$

$$W' = W_1 + W_2 = 1410 + 631 = 2041 \text{ Kg./m.}$$

Cálculo de W_3 :

$$\begin{aligned}
 \text{Losa} &: \text{s/c} \quad 3.20 \times 100 &= 320 \\
 &\text{p.p.} \quad 3.20 \times 370 &= 1180 \\
 \text{Muro} & &= 0 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\
 & &= \underline{1896 \text{ Kg./m.}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_3 &= 1896 \text{ Kg./m.} : \text{s/c} = 320 \text{ Kg./m.} \\
 & &\text{cp} = 1576 \text{ Kg./m.} \\
 W' &= 2041 \text{ Kg./m.} : \text{s/c} = 710 \text{ Kg./m.} \\
 & &\text{cp} = 1331 \text{ Kg./m.} \\
 W_2 &= 631 \text{ Kg./m.} \quad \text{s/c} = 50 \text{ Kg./m.} \\
 & &\text{cp} = 581 \text{ Kg./m.}
 \end{aligned}$$

Azotea

Adoflamos:

$$\begin{aligned}
 \text{s/c} &: 700 \text{ Kg./m.} \\
 \text{cp} &: 1,500 \text{ Kg./m.}
 \end{aligned}$$

Cálculo de W_1 (Kg./m.) ^{4º piso}

$$\begin{aligned}
 \text{losa} &: \text{s/c} = \text{-----} = 640 \\
 &\text{p.p.} \quad \text{-----} = 1180 \\
 \text{Muro} & &= 0 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396 \\
 W_1 &= \underline{2216 \text{ Kg./m}} \rightarrow
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{s/c} &= 640 \text{ Kg./m} \\
 \text{cp} &= 1576 \text{ Kg./m}
 \end{aligned}$$

Cálculo de W_2 :

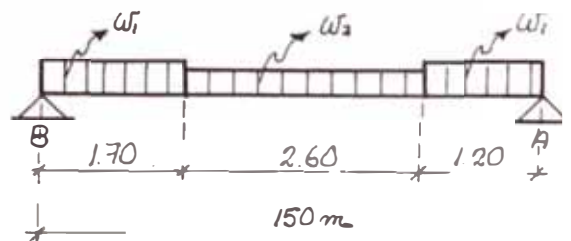
$$\begin{aligned}
 \text{Peso de la escalera} &= 3600 \\
 \text{s/c} &= \underline{3180} \\
 &6780 \quad \underline{6780} = 3390 \\
 &2
 \end{aligned}$$

Reacción W Kg./m. de la escalera sobre la viga.

$$\frac{3390 \text{ Kg}}{2.60} = 1300 \text{ Kg./m.}$$

Losa entre ascensor y la viga

$$\text{Peso Propio} : 0,30 \times 0,55 \times 2,400 \Rightarrow 396$$



$$W_2 = 1,300 + 235 + 396$$

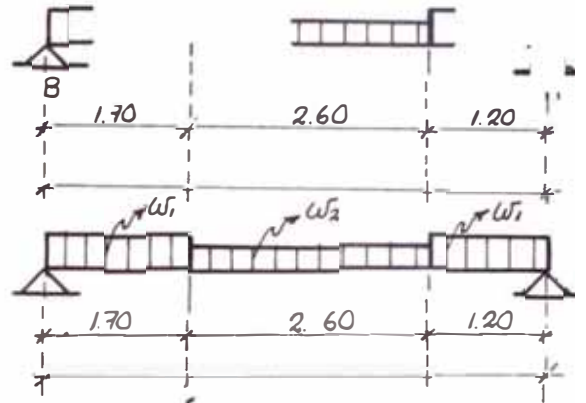
$$W_2 = 1931 \text{ Kg./m.} \rightarrow \begin{matrix} s/c = 660 \text{ Kg./m.} \\ c_p = 1271 \text{ Kg./m.} \end{matrix}$$

Adoptamos: $s/c = 700 \text{ Kg./m.}$
 $c_p = 1,500 \text{ Kg./m.}$

⑤ (AB)

3° piso

Adoptamos: $s/c = 700 \text{ Kg./m.}$
 $c_p = 1500 \text{ Kg./m.}$
 (idem 4° piso).



2° piso

Cálculo de W_1 :

$$\begin{matrix} \text{Losas: } s/c = 3.20 \times 300 & = & 960 \\ \text{p.p.} = 3.20 \times 370 & = & 1180 \\ \text{Muro: } \text{-----} & = & 0 \\ \text{Peso Propio: } 0.30 \times 0.55 \times 2,400 & = & 396 \end{matrix}$$

$$W_1 = 2536 \text{ Kg./m.}$$

$$W_1 \left\{ \begin{matrix} s/c = 960 \\ c_p = 1576 \end{matrix} \right. \quad \begin{matrix} 2536 \text{ Kg./m.} \end{matrix}$$

Cálculo de W_2 :

$$\begin{matrix} \text{Reacción } W \text{ Kg./m. de la escalera sobre la viga} = s/c = & 610 \\ & p.p. = & 1321 \\ \text{Losas entre ascensor y la viga: } 0.50 \times 670 = s/c: 0.50 \times 300 = & 150 \\ & p.p.: 0.50 \times 370 = & 185 \\ \text{Peso Propio: } 0.30 \times 0.55 \times 2,400 \text{ -----} & & 396 \\ & & W_2 = 2662 \end{matrix}$$

$$W_2 \left\{ \begin{matrix} s/c = 760 \text{ Kg./m.} \\ c_p = 1902 \text{ Kg./m.} \end{matrix} \right. \quad \begin{matrix} 2662 \text{ Kg./m.} \end{matrix}$$

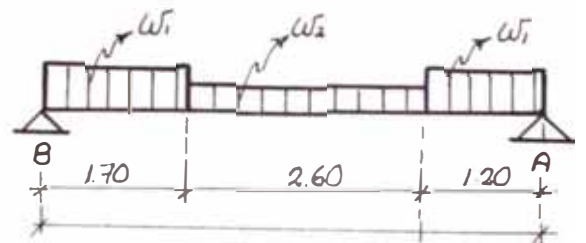
Adoptamos: $s/c = 960 \text{ Kg./m.}$
 $c_p = 1900 \text{ Kg./m.}$

1° piso

Cálculo de W_1 :

$$\begin{matrix} \text{Losas: } s/c = 3.20 \times 400 & = & 1280 \\ \text{p.p.} = 3.20 \times 400 & = & 1280 \\ \text{Muro: } \text{-----} & = & 0 \\ \text{Peso Propio: } 0.30 \times 0.55 \times 2,400 & = & 396 \end{matrix}$$

$$2956 \text{ Kg./m.}$$



$$W_1 \left\{ \begin{matrix} s/c = 1280 \text{ Kg./m.} \\ c_p = 1676 \text{ Kg./m.} \end{matrix} \right. \quad \begin{matrix} 2956 \end{matrix}$$

Cálculo de W_2 :

$$\begin{matrix} \text{Reacción } W \text{ Kg./m. de la escalera sobre la viga: } s/c = & 610 \\ & p.p. = & 1321 \\ \text{Losas entre ascensor y la viga } 0.50 \times 800 = s/c: & = & 200 \\ & p.p.: & = & 200 \end{matrix}$$

Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \frac{396}{2727 \text{ Kg./m.}}$

$$W_2 \begin{cases} \text{s/c : } 810 \text{ Kg./m.} \\ \text{c/p : } \frac{1917 \text{ Kg./m.}}{2727 \text{ Kg./m.}} \end{cases}$$

Adoptamos : s/c = 1200 Kg./m.
c/p = 1900 Kg./m.

⑤ (BC)

Azotea
Losas : s/c = $3.20 \times 100 = 320$
p.p = $3.20 \times 370 = 1180$

Muro : = 0

Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 1896 \text{ Kg./m.}$

4° piso
Losas : s/c = $3.20 \times 200 = 640$
p.p = $3.20 \times 370 = 1180$

Muro : $2.40 \times 1.00 \times 200 = 480$

Peso Propio = $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 2696 \text{ Kg./m.}$

3° piso
Losas : s/c = $3.20 \times 200 = 640$
p.p = $3.20 \times 370 = 1180$

Muro : $2.40 \times 1.0 \times 200 = 480$

Peso Propio = $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 2696 \text{ Kg./m.}$

2° piso
Losas : s/c : $3.20 \times 300 = 960$
p.p : $3.20 \times 370 = 1180$

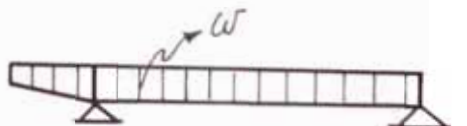
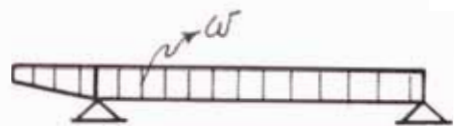
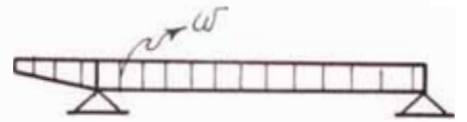
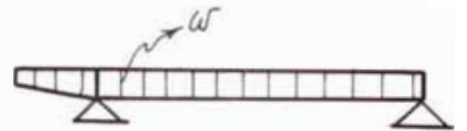
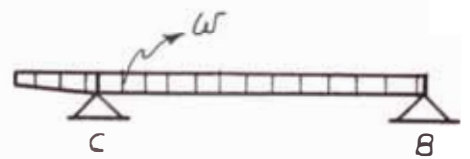
Muro : $2.40 \times 1.0 \times 200 = 480$

Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{398}$
 $W = 3016 \text{ Kg./m.}$

1° piso
Losas : s/c = $3.20 \times 400 = 1280$
p.p = $3.20 \times 400 = 1280$

Muro : $2.70 \times 1.00 \times 200 = 540$

Peso Propio : $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = \underline{396}$
 $W = 3496 \text{ Kg./m.}$



⑥ (AB)

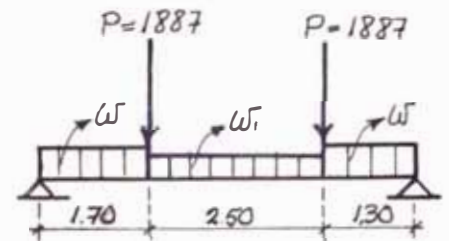
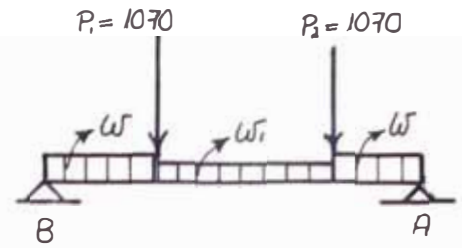
Azotea
Losas : s/c : $3.20 \times 100 = 320$

$p.p : 3.20 \times 370 = 1180$
 Muro: $= 0$
 Peso Propio: $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 $W = 1896 \text{ Kg./m.}$

$(W_i) :$
 Losa: $1.60 \times 470 = 752$
 Peso Propio: $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 $(W_i) = 1148 \text{ Kg./m.}$

4° piso
 Losa: s/c: $3.20 \times 200 = 640$
 p.p: $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro: $2.40 \times 1.00 \times 150 = 360$
 (considerando que hay puerta)
 Peso Propio: $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 369$
 $W = 2576 \text{ Kg./m.}$

Adoptamos: s/c = 640 Kg./m.
 c.p. = 1936 Kg./m.



Cálculo de $W_i :$
 Losa: s/c = $1.60 \times 200 = 320$
 p.p = $1.60 \times 370 = 590$
 Muro: $2.40 \times 1.0 \times 200 = 480$
 Peso Propio: $0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$
 1786 Kg./m.

Cálculo de P. (4°, 3° y 2° piso).

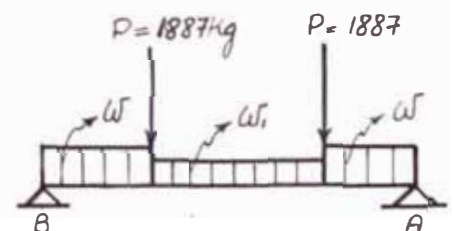
p. peso de la escalera 3600
 s/c $\frac{3180}{6780}$
 $\frac{6780}{4} = 1700 \text{ Kg.}$

$P = 1,700 \text{ Kg.} + \text{peso de la columna}$
 $P = 1700 + 0.30 \times 0.20 \times 1.30 \times 2,400$
 $P = 1700 + 187$
 $P = 1887$

3° piso
 Idem 4° piso.

2° piso

Cálculo de $W :$
 Losa: s/c = $3.20 \times 300 = 960$
 p.p = $3.20 \times 370 = 1180$
 Muro: $2.40 \times 1.00 \times 150 = 360$
 (muro con puerta).



$$\text{Peso Propio} : 0.30 \times 0.55 \times 2,400 = 396$$

$$\bar{w} = 2896 \text{ Kg./m.}$$

Cálculo de \bar{w}_i :

$$\begin{aligned} \text{Losas} : \text{s/c} : 1.60 \times 300 &= 480 \\ \text{p.p} : 1.60 \times 370 &= 590 \\ \text{Muro} : 2.40 \times 1.00 \times 200 &= 480 \\ \text{Peso Propio} : 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\ \bar{w}_i &= 1946 \text{ Kg./m.} \end{aligned}$$

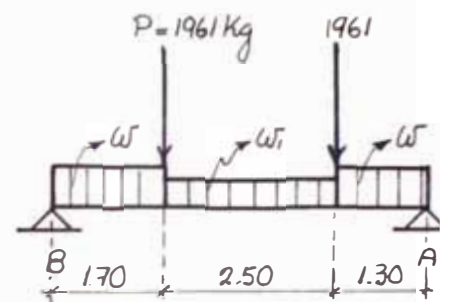
$$\text{Adoptamos} : \text{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{c.p.} = 1936 \text{ Kg./m.}$$

1° piso

Cálculo de \bar{w} :

$$\begin{aligned} \text{Losas} : \text{s/c} : 3.20 \times 400 &= 1280 \\ \text{p.p} : 3.20 \times 400 &= 1280 \\ \text{Muro} : 2.70 \times 1.00 \times 200 &= 540 \\ \text{Peso Propio} : 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\ \bar{w} &= 3496 \text{ Kg./m.} \end{aligned}$$



Cálculo de \bar{w}_i :

$$\begin{aligned} \text{Losas} : \text{s/c} : 1.60 \times 400 &= 640 \\ \text{p.p} : 1.60 \times 400 &= 640 \\ \text{Muro} : 2.70 \times 1.00 \times 200 &= 540 \\ \text{Peso Propio} : 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\ \bar{w}_i &= 2216 \text{ Kg./m.} \end{aligned}$$

$$\text{Adoptamos} : \text{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$\text{c.p.} = 2216 \text{ Kg./m.}$$

Cálculo P:

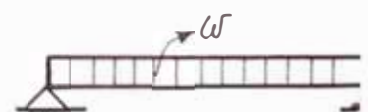
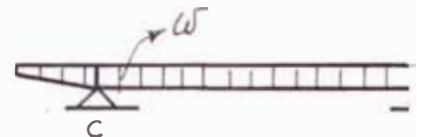
$$P = 1,700 + 0.20 \times 0.30 \times 1.45 \times 2,400$$

$$P = 1908 \text{ Kg.}$$

⑥ ③C :

Azotea, 4° piso, 3° piso, 2° piso
(Idem ④ ③C).

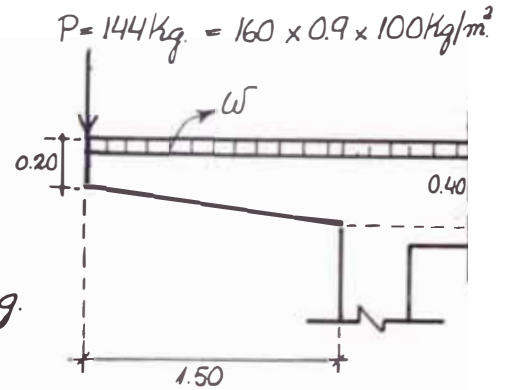
$$\begin{aligned} \text{Losas} : \text{s/c} : 3.20 \times 400 &= 1280 \\ \text{p.p} : 3.20 \times 400 &= 1280 \\ \text{Muro} : &= 0 \\ \text{Peso Propio} : 0.30 \times 0.55 \times 2,400 &= 396 \\ \bar{w} &= 2956 \text{ Kg./m.} \end{aligned}$$



Viga Voladizo (C) ①

Azotea

Losas: s/c : $100 \text{ Kg./m}^2 \times 1.60 \times 1.50$	= 240
p.p : $370 \times 1.60 \times 1.50$	= 888
Muro : $1.50 \times 0.50 \times 350$	= 262
Peso Propio : $0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400$	= 216
$\frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400$	= 108
$\omega = 1,714 \text{ Kg.}$	



4° piso

Losas: s/c : $200 \text{ Kg./m}^2 \times 1.60 \times 1.50$	= 480
p.p : $370 \times 1.60 \times 1.50$	= 888
Muro : $1.50 \times 240 \times 3.50$	= 1260
Peso Propio : $0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400$	= 216
$\frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400$	= 108
$\omega = 2,952 \text{ Kg.}$	

3° piso

Losas: s/c : $200 \text{ Kg./m}^2 \times 1.60 \times 1.50$	= 480
p.p : $370 \times 1.60 \times 1.50$	= 888
Muro : $1.50 \times 240 \times 350$	= 1260
Peso Propio : $0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400$	= 216
$\frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400$	= 108
$\omega = 2,952 \text{ Kg.}$	

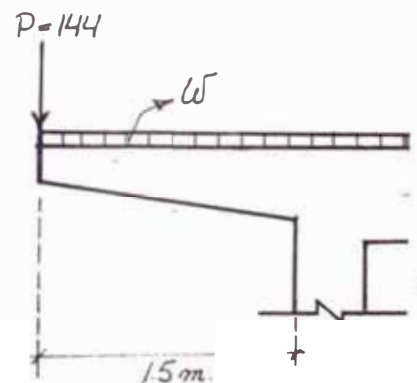
2° piso

Losas: s/c : $300 \text{ Kg./m}^2 \times 1.60 \times 1.50$	= 720
p.p : $370 \times 1.60 \times 1.50$	= 888
Muro : $1.50 \times 240 \times 350$	= 1260
Peso Propio : $0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400$	= 216
$\frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400$	= 108
$\omega = 3,192 \text{ Kg.}$	

Viga Voladizo (C) ②

Azotea

Losas: s/c : $100 \text{ Kg./m}^2 \times 3.20 \times 1.50$	= 480
p.p : $370 \times 3.20 \times 1.50$	= 1776
Muro	= 0
Peso Propio : $0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400$	= 216
$\frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400$	= 108
$\omega = 2,580 \text{ Kg.}$	



4° piso

Losas: s/c : $200 \text{ Kg./m}^2 \times 3.20 \times 1.50$	= 960
p.p : $370 \times 3.20 \times 1.50$	= 1776

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} &: 1.50 \times 2.40 \times 200 &= & 720 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400 &= & 216 \\
 & \frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400 &= & \frac{18}{3,780 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Losas: s/c} &: 200 \text{ Kg./m}^2 \times 3.20 \times 1.50 &= & 960 \\
 \text{p.p} &: 370 \times 3.20 \times 1.50 &= & 1776 \\
 \text{Muro} &: 1.50 \times 2.40 \times 200 &= & 720 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400 &= & 216 \\
 & \frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400 &= & \frac{108}{3,780 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Losas: s/c.} &: 300 \text{ Kg./m}^2 \times 3.20 \times 1.50 &= & 1440 \\
 \text{p.p} &: 370 \times 3.20 \times 1.50 &= & 1776 \\
 \text{Muro} &: 1.50 \times 2.40 \times 200 &= & 720 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.20 \times 0.30 \times 1.50 \times 2,400 &= & 216 \\
 & \frac{0.20 \times 1.50}{2} \times 0.30 \times 2,400 &= & \frac{108}{4,260 \text{ Kg.}}
 \end{aligned}$$

Metrado de Vigas Secundarias. -

(A) (1) (2)

$$\begin{aligned}
 & \text{Azotea} \\
 \text{Muro} &: 1.00 \times 0.50 \times 350 &= & 185 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= & \frac{168}{343 \text{ Kg/m.}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 4^\circ \text{ piso, } 3^\circ \text{ piso, } 2^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro} &: 1.00 \times 2.40 \times 350 &= & 840 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= & \frac{168}{1008 \text{ Kg/m.}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 1^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro} &: 1.00 \times 2.70 \times 350 &= & 945 \\
 \text{Peso Propio} &: 0.35 \times 0.25 \times 2,400 &= & \frac{210}{1155 \text{ Kg/m.}}
 \end{aligned}$$

Viga (B) (1) (2)

Azotea

$$\begin{aligned}
 \text{Muro:} &= 0 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &168 \text{ Kg./m.} \\
 &4^\circ \text{ piso, } 3^\circ \text{ piso, } 2^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro (parcial) } 1.00 \times 2.40 \times 150 &= 360 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= 168 \\
 &528 \text{ Kg./m.} \\
 &1^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro:} &= 0 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= 168 \text{ Kg./m.}
 \end{aligned}$$

Viga (C) (1-2)

$$\begin{aligned}
 &\text{Azotea} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 0.50 \times 200 &= 100 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &268 \text{ Kg./m.} \\
 &4^\circ \text{ piso, } 3^\circ \text{ piso, } 2^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.40 \times 100 &= 240 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &408 \text{ Kg./m.} \\
 &1^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.70 \times 100 &= 270 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &438 \text{ Kg./m.}
 \end{aligned}$$

Viga (A) (2) (3)

$$\begin{aligned}
 &\text{Azotea} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 0.50 \times 350 &= 175 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &343 \text{ Kg./m.} \\
 &4^\circ \text{ piso, } 3^\circ \text{ piso, } 2^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.40 \times 3.50 &= 840 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 &= \underline{168} \\
 &1008 \text{ Kg./m.} \\
 &\text{Zona de ventana (peso).} \\
 \text{Muro: } 1.30 \times 2.40 \times 200 &= 625 \\
 \text{Peso Propio:} &= 168 \\
 &793 \text{ Kg./m.} \\
 &1^\circ \text{ piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.70 \times 350 &= 945
 \end{aligned}$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$1713 \text{ Kg./m.}$$

Viga (B) (2) (3)

Azotea

$$\text{Muro} : = 0$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$168 \text{ Kg./m.}$$

4° piso, 3° piso, 2° piso

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.40 \times 1.80 \text{ Kg./m}^2 = 432$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$600 \text{ Kg./m.}$$

1° piso

$$\text{Muro} : = 0$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$168 \text{ Kg./m.}$$

Viga (C) (2) (3) :

Azotea

$$\text{Muro} : 1.00 \times 0.50 \times 200 = 100$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$268 \text{ Kg./m.}$$

4° piso, 3° piso, 2° piso

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.40 \times 100 = 240$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$408 \text{ Kg./m.}$$

1° piso :

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.70 \times 100 = 270$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$438 \text{ Kg./m.}$$

Viga (A) (3-4) :

Azotea

$$\text{Muro} : 1.00 \times 0.50 \times 350 = 175$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$343 \text{ Kg./m.}$$

4° piso, 3° piso, 2° piso

$$\text{Muro (ventana y muro)} : 1.00 \times 0.50 \times 350 = 432$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

$$600 \text{ Kg./m.}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.70 \times 350 \quad \text{1º piso} = 945 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 \hline
 1113 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

Viga (B) (3-4)

$$\begin{array}{r}
 \text{Azotea} \\
 \text{Muro: } \text{-----} = 0 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 168 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{4º piso, 3º piso, 2º piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.40 \times 200 = 480 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 648 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{1º piso} \\
 \text{Muro: } \text{-----} = 0 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 168 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

Viga (C) (3-4)

$$\begin{array}{r}
 \text{Azotea} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 0.50 \times 200 = 100 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 268 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{4º piso, 3º piso, 2º piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.40 \times 100 = 240 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 408 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{1º piso} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 2.70 \times 100 = 270 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 438 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

Viga (A) (4-5)

$$\begin{array}{r}
 \text{Azotea} \\
 \text{Muro: } 1.00 \times 0.50 \times 350 = 175 \\
 \text{Peso Propio: } 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168 \\
 343 \text{ Kg/m.}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{4º piso, 3º piso, 2º piso} \\
 \text{Muro: (ventana y muro) } 1.0 \times 2.40 \times 180 = 432
 \end{array}$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

600 Kg./m.

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.70 \times 350 = 945$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

1113 Kg./m.

Viga (B) (4-5)

$$\text{Muro} : \text{----- Azotea} = 0$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

168 Kg./m.

4° piso, 3° piso, 2° piso
Lado izquierdo viga (mitad izquierda incluye puerta)

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.40 \times 150 = 360$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

528 Kg./m.

Lado Derecho (mitad derecha).

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.40 \times 200 = 480$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

648 Kg./m.

$$\text{Muro} : \text{----- 1° piso} = 0$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

168 Kg./m.

Viga (C) (4-5)

$$\text{Muro} : 1.00 \times 0.50 \times 200 = 100$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

268 Kg./m.

$$\text{Muro} : 1.00 \times 2.40 \times 100 = 240$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

408 Kg./m.

$$\text{Muro} : \text{----- 1° piso} = 0$$

$$\text{Peso Propio} : 0.35 \times 0.20 \times 2,400 = 168$$

168 Kg./m.

5.- Determinación de los Momentos y Esfuerzos cortantes a los que están sometidos los elementos del Pórtico.

Una vez obtenidas las secciones de las vigas y columnas, es decir una vez que están dimensionados los elementos del pórtico y las cargas que soportan, podemos iniciar la solución del pórtico por cualquiera de los métodos existentes y determinar el valor de los momentos y esfuerzos cortantes a que están sometidos los elementos de la estructura para poder efectuar el diseño definitivo.

Es recomendable antes de entrar a calcular los momentos y esfuerzos cortantes, por cualquiera de los métodos que a continuación voy a exponer, verificar si las secciones diseñadas van a satisfacer los requerimientos de los esfuerzos a que están sometidos, para evitar así un cálculo doble (caso que no verificaran los esfuerzos) que significa pérdida inevitable de tiempo, por esto es aconsejable verificar estas secciones por medio de un método en el que se pueden obtener rápidamente el valor de los momentos y cortes, en este sentido el método del doble empotramiento por niveles del pórtico es el método indicado para chequear la sección, este sistema es muy conocido y lo exponen diversos autores entre ellos F. Casado y Urquharp.

Referente a estos cambios de sección Urquharp da una recomendación muy interesante tal como que se puede admitir hasta un 30% de variación de las rigideces de los elementos, sin que se requiera hacer una nueva distribución de momentos, esta recomendación se podría también aplicar no sólo por cambio de sección sino por ejemplo en lo que se refiere a la calidad del concreto, es decir que también se podría cambiar la calidad del

concreto, sin requerirse hacer una nueva distribución de momentos siempre y cuando las rigideces originales no difieran de las nuevas en más de 30 %.

En lo que se refiere a esta tesis no requirieron cambios de sección ni cambios de calidad del concreto en la solución integral de la estructura, y el dimensionamiento previo de los elementos resultó definitivo.

Otro de los factores que hay que tomar en cuenta antes de la solución propiamente dicha del pórtico, es las condiciones de sustentación a que están afectos los elementos del pórtico en sus extremos tales como las columnas en la cimentación y vigas que se entregan a muros por ejemplo.

Así tenemos que los límites extremos en que pueden variar las condiciones de sustentación son desde la articulación hasta lo perfectamente empotrado, es decir por las condiciones de giro y desplazamiento a que puede estar sujeto el elemento (grados de libertad).

Así por ejemplo las columnas y vigas que entregan a las vigas pared se han considerado perfectamente empotradas, por la gran rigidez que ofrece la viga pared, lo mismo las vigas que llegan al ascensor por la misma razón.

Las zapatas se han considerado que proporcionan empotramiento perfecto, la carga de trabajo del terreno 3.5 Kg/cm^2 , la buena compactación que se obtiene a la profundidad de la zapata, (profundidad del sótano), luego el volumen de las zapatas por el aumento de la altura útil debido a los requerimientos de adherencia hacen que se tienda a la condición de empotramiento perfecto, así en mis cálculos he considerado que las las columnas que entregan sus cargas a las zapatas están sujetas a condiciones de empotramiento perfecto.

Métodos para determinar los momentos y esfuerzos cortantes.

Para el cálculo de estas estructuras el que ofrece mayores ventajas es el método de Cross, conocido sólo desde 1932. El método de Cross es un proceso iterativo en el que se llega al resultado final por sucesivas aproximaciones. El procedimiento ofrece precisamente sus mayores ventajas en los casos en que los otros métodos resultan de muy complicada aplicación, vale decir en los sistemas estáticamente indeterminados de grado superior. En tratándose de un procedimiento de aproximaciones sucesivas, este método es equivalente a cualquier otro en lo que se refiere a la exactitud de los resultados, además mientras que en los otros métodos es necesario establecer desde un principio la precisión deseada y la cantidad de decimales correspondiente a mostrados en el cálculo, en el método de Cross la precisión del cálculo está a la vista en todo momento, de modo que se puede interrumpir el cálculo cuando se desea y si es necesario, reanudarlos después para mejorar la precisión final. Esta característica constituye la principal superioridad del método en comparación con cualquier otro procedimiento de cálculo. No me extenderé a explicar los fundamentos básicos del método de Cross debido a que su exposición es muy conocida y se les puede encontrar en libros de diversos autores tales como: Fernández Casado, P. Charon, Adolf Pucher, etc.

El método de Cross desde su creación es continuamente innovado por diversos autores y es así que en la actualidad se cuentan con una serie de sub-métodos, si se les podría llamar así; que van simplificando y encontrando diversas formas de cálculo que abrevian el método de Cross: así tenemos entre otros:

a.-) El método de los dos ciclos desarrollado por la Portland Cement.

El análisis de los elementos se hacen por niveles y es aplicable aun cuando las luces entre ejes difieren mucho entre si, por la aproximación misma del método no se hace necesario el dibujo de diagramas que si se hace necesario cuando se calcula por el método tradicional de Cross. El mecanismo de este método tampoco lo explico pues es muy conocido y apreciando los cálculos efectuados en este trabajo se puede dar una cuenta de su mecanismo, este método no considera desplazamiento.

b.-) Método de las Estructuras Secundarias por niveles, similar al anterior pues se subdivide al pórtico en pequeñas sub-estructuras, estando formada cada una de ellas por la viga continua del pórtico correspondiente a un nivel dado y las columnas superiores e inferiores que se suponen empotradas arriba y abajo. Efectuando las respectivas variaciones de sobrecarga para obtener los momentos máximos negativos y positivos en la viga, en el extremo superior de la columna inferior y en el extremo inferior de la columna superior, se pueden obtener rápidamente y con suficiente aproximación estos valores. Como se puede apreciar por lo expuesto este método sólo toma en cuenta dentro del pórtico la influencia de las partes adyacentes al elemento estudiado y desprecia los momentos debidos a desplazamientos laterales que para estructuras de poca altura y cargas no muy asimétricas, resultan pequeños en su valor. El mecanismo de cálculo por este método es similar a un Cross simple, sólo que se estudia a la estructura por niveles.

c.-) Coeficientes del libro Azul.

Existen también unos coeficientes que aparecen en las ta-

blas del manual del ACI (Reinforced Concrete Design Handbook) la aplicación de estas tablas está expuesta en el manual. Estos coeficientes son el resultado de cálculos en los cuales están incluidos las variaciones de sobrecarga.

Además de estos métodos enumerados existen varios sistemas, pero en su mayoría todos ellos se basan en el método de Cross.

Conveniencia y Factores que se toman en cuenta para la aplicación de un método.

Para ver cual es el método más apropiado que se requeriría para el cálculo de un pórtico, habría que tomar en cuenta algunos factores tales como el grado de exactitud que se desea lograr, condiciones de sustentación de la estructura, naturaleza, magnitud y distribución de las cargas, similitud entre los lucos de un tramo y las de otro, número y características de los tramos. Así por ejemplo en este trabajo no se han podido hacer uso de los coeficientes del Libro Azul pues todos los pórticos tenían un tramo en volado que no contemplan los coeficientes.

Métodos Utilizados en los Pórticos de esta Estructura.-

Pórtico ①.-

Si calculó este pórtico por el método de Cross Directo, que considera desplazamiento de columnas, se le llama directo pues a la terminación de cada ciclo corrige el desequilibrio en las cabezas de las columnas, esta corrección se efectúa por niveles, se diferencia del método indirecto que utiliza ecuaciones para

la corrección de los desplazamientos, este método directo es mucho más simple y abrevia los cálculos en comparación con el llamado Método Indirecto.

Puedo también decir en lo referente al estudio de las variaciones de sobrecarga, que estas se efectuaron conjuntamente con la carga permanente, esta modalidad la tomo para el estudio de todos los pórticos, ya que de esta manera se evita el estar sumando el momento producido por la carga permanente a las producidas por las variaciones de sobrecarga. En esto difiero de los cálculos de aligerados, en que los momentos producidos por variaciones de sobrecarga los obtenía independientemente de la carga permanente. Se redujeron también los momentos actuantes sobre las vigas a las caras de las columnas, y los momentos actuantes sobre las columnas en su mayoría no se redujeron. En el estudio de este pórtico se obtuvieron la envolvente de momentos y de corte.

Pórtico (2) y Pórtico (6).-

Para la solución de estos pórticos utilicé el método de los 2 Cielos, que no considera desplazamiento, los momentos que se obtienen son a ejes, y para la reducción de momentos a caras del elemento de apoyo multipliqué el momento a ejes por la relación $\frac{l'^2}{l^2}$ donde l' = luz a caras de los apoyos y l = luz

entre ejes de apoyo. Puedo decir también que efectué reducción de momentos en todos los casos para los momentos de las vigas, pero para los momentos actuantes sobre las columnas casi en su totalidad no se redujo los momentos a ejes. Para el cálculo de estos pórticos no grafiqué la envolvente de momentos, el doblado de fierros se efectuó por coeficientes, sin embargo si grafiqué las

envolventes de corte pues consideré que su fácil obtención facilitaba el cálculo de estribos.

Pórticos ④ y ④'.

Estos pórticos están empotrados en el ascensor, por lo tanto no tienen desplazamiento, los resolví por el método de Cross Tradicional, pero considerando en conjunto a la estructura. Se obtuvo la envolvente de momentos y corte de estos pórticos.

Pórticos ③ y ⑤.

Estos pórticos por el método de Estructuras Secundarias por niveles, o sea resolviendo las sub-estructuras por crosses simple que desprecian los desplazamientos. Se obtuvo la envolvente de momentos y corte de estos pórticos.

Conclusiones. - Ventajas y Desventajas.

En lo que se refiere a exactitud y mayor aproximación a la realidad física yo creo que el método más apropiado para resolver en general un pórtico cualquiera es el método de Cross Directo (caso de estructura y cargas no simétricas donde existen desplazamiento de columnas) pero como ya lo he dicho hay muchos factores que intervienen en el cálculo de un pórtico y por lo tanto muchas veces no se justifica el empleo de un determinado método que requiere mayor tiempo y cuidado en el cálculo.

Por ejemplo en el cálculo de esta tesis en que la estructura no es asimétrica al igual que las cargas se justifica el empleo del sistema de estructuras secundarias por niveles ya que con este método se ahorra lo menos a una tercera parte el tiempo de cálculo comparándolo con el método de Cross Directo

que considera desplazamiento, y se consigue de esta manera un grado de aproximación suficiente y bastante aproximado al que se hubiera conseguido considerando en conjunto a la estructura

El método de los 2 Ciclos es prácticamente lo mismo que el método de Estructuras Secundarias por niveles, y sólo difiere de este porque tiene un mecanismo particular en el que se consigue abreviar las operaciones que se realizan en el cross simple, por lo tanto tiene las mismas ventajas y desventajas de este.

En lo que se refiere a facilitar el cálculo, el pórtico ideal sería aquel que tuviera lucos iguales, vigas de sección uniforme y de igual rigidez.

Calculo del Pórtico ①

Cálculo de la altura entre ejes de las columnas (4º, 3º y 2º piso).

Altura de piso a techo: 2.43

Altura de superficie de viga a superficie de viga = $2.43 + .17 = 2.60 \text{ m.} =$
altura de columna entre ejes de las vigas.

Altura columna 1º piso:

Altura del piso al techo = 2.73 m.

Altura del piso al 2º piso = $2.73 + .17 = 2.90$

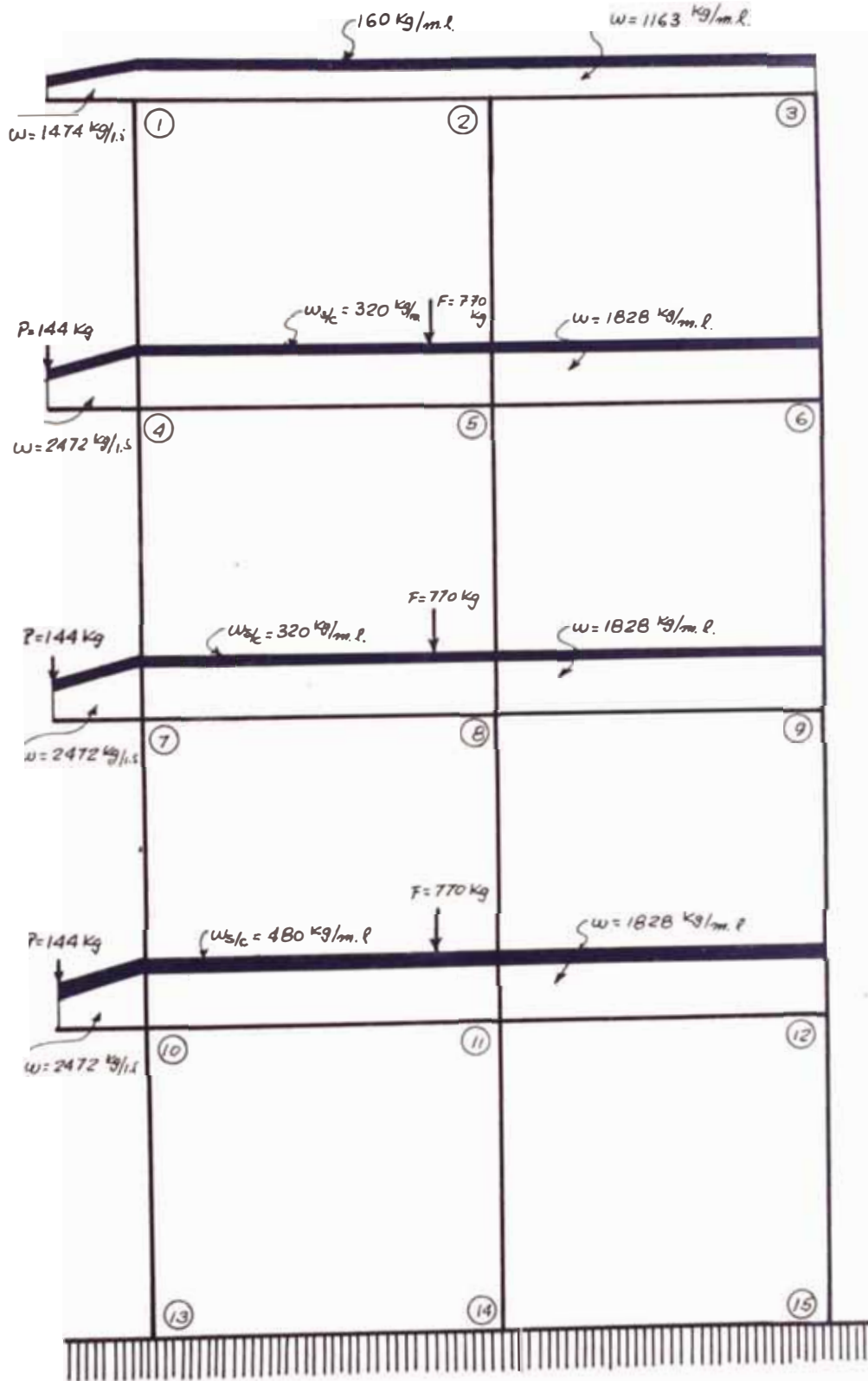
Altura entre ejes de la columna = $2.90 - \frac{0.55}{2} = 2.625 \text{ m.} = 2.63 \text{ m}$

Longitud entre ejes Vigas:

$l_{BC} = 6.00 \text{ m.}$

$l_{AB} = 5.50 \text{ m}$

Pórtico ①



Cálculo de Momentos de Empotramiento.

$$M = P \times \frac{l}{2}$$

Voladizo: s/c = 240 Kg/1.50 m.

a-) Azotea: $M_{s/c} = 240 \times 1.50 = 240 \times 0.75 = 180 \text{ Kg.m.}$

$$M_{s/c} = 180 \text{ Kg.m.}^2$$

M carga permanente: $\bar{W} = 888 + 262 + 216 = 1366.$

$$1,366 \times 0.75 = 1030 \text{ Kg.m.}$$

$$108 \times 1.50 = \frac{54 \text{ Kg.m.}}{1084 \text{ Kg.m.}}$$

$$1084 \text{ Kg.m.}$$

M carga permanente = 1,084 Kg.m.

Momento de carga concentrado:

$$P = 0 \quad M = 0.$$

b-) 4º piso:

$$s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 480 \times 0.75 = 360 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 360 \text{ Kg.m.}$$

Momento carga permanente: $\bar{W} = 888 + 1260 + 216 = 2364 \text{ Kg.}$

$$\frac{108}{2,472} = \frac{108}{2,472}$$

$$M_{CP1} = 2364 \times 0.75 = 1775 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP2} = 108 \times \frac{1.50}{3} = 54$$

$$M_{CC} = 144 \times 1.50 = \frac{216}{M_{CP} = 2045}$$

$$M_{CP} = 2045 \text{ Kg.m.}$$

c-) 3º piso:

$$s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 480 \times 0.75 = 360 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 360 \text{ Kg.m.}$$

Momento carga permanente: $\bar{W} = 888 + 1260 + 216 = 2364$

$$\frac{108}{2,472} = \frac{108}{2,472}$$

$$M_{CP1} = 2364 \times 0.75 = 1775 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP2} = 108 \times \frac{1.50}{3} = 54$$

$$M_{CC} = 144 \times 1.50 = \frac{216}{2045}$$

$$M_{CP} = 2045 \text{ Kg.m.}$$

d-) 2º piso:

$$s/c = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 720 \times 0.75 = 540 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 540 \text{ Kgm.}$$

$$\text{Momento carga permanente: } W = 888 + 1260 + 216 = 2364$$

$$M_{CP_1} = 2364 \times 0.75 = 1775 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP_2} = 108 \times 1.5/3 = 54$$

$$M_{CC} = 144 \times 1.50 = \underline{216}$$

$$M_{CP} = 2045$$

$$M_{CP} = 2045 \text{ Kgm.}$$

$$\triangle 108 = \frac{108}{2472 \text{ Kg.}}$$

Momentos de Empotramiento. Tramo BC.

Azotea:

$$W_{s/c} = 160 \text{ Kg./m.} \quad M_{s/c} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{160 \times 6.00^2}{12} = 480 \text{ Kgm.}$$

Momentos cargas permanentes:

$$W_{CP} = 592 + 175 + 396 = 1163 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{1163 \times 36}{12} = 3,489 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M_{CC} = + \frac{Fab^2}{L^2} \quad M_{CC} = - \frac{Fa^2b}{L^2}$$

$$M_{CC} = 0$$

$$M_{CC} = 0.$$

4º piso:

$$\text{Momento s/c } W_{s/c} = 320 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 6.00^2}{12} = 960 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 960 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas permanentes

$$W_{CP} = 592 + 840 + 396 = 1828 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1828 \times 6^2}{12} = 5,484 \text{ Kgm}$$

$$M_{CP} = 5484 \text{ Kgm.}$$

Momento carga concentrada:

$$M_{CC} = + \frac{Fab^2}{L^2} \quad M_{CC} = - \frac{Fba^2}{L^2}$$

$$(+)\ M_{CC} = \frac{770 \times 5 \times 1^2}{6^2} = +107 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC} = \frac{770 \times 1 \times 25}{36} = -535 \text{ Kgm.}$$

3° piso :

$$\text{Momento s/c } W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 6.00^2}{12} = 960 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 960 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas permanentes:

$$W_{cp} = 592 + 840 + 396 = 1828 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp} = \frac{1828 \times 6^2}{12} = 5484 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cp} = 5484 \text{ Kg.m.}$$

Momento carga concentrada:

$$M_{cc} = + \frac{F a b^2}{l^2} \quad M_{cc} = - \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+) M_{cc} = \frac{770 \times 5 \times 1^2}{6^2} = (+) 107 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_{cc} = \frac{770 \times 1 \times 5^2}{36} = (-) 535 \text{ Kg.m.}$$

2° piso :

$$\text{Momento s/c : } W_{s/c} = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{480 \times 6^2}{12} = 1440 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 1440 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas permanentes:

$$W_{cp} = 592 + 840 + 396 = 1828 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{1828 \times 6^2}{12} = 5484 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cp} = 5484 \text{ Kg.m.}$$

Momento de carga concentrada:

$$(+) M_{cc} = + 107 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_{cc} = - 535 \text{ Kg.m.}$$

Momentos de Empotramiento AB. $l = 5.50 \text{ m.}$

Azotea :

$$\text{Momento de s/c : } W_{s/c} = 160 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{160 \times 5.5^2}{12} = 403 \text{ Kg.m}$$

Momentos de cargas permanentes

$$W_{cp,} = 592 + 175 + 396 = 1163 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp,} = \frac{1163 \times 30.25}{12} = 2940 \text{ Kg.m.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M_{cc} = \frac{Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = -Fa^2b$$

$$M_{cc} = 0$$

$F = 0$ (no hay fuerzas concentradas).

4º piso

$M_{s/c}$ = Momento de sobrecarga.

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 5.5^2}{12} = \frac{320 \times 30.25}{12} = 806$$

$$M_{s/c} = 806 \text{ Kg/m.}$$

Momento de cargas permanentes:

$$W_{cp} = 592 + 840 + 396 = 1828 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp} = \frac{1828 \times 5.5^2}{12} = \frac{1828 \times 30.25}{12} = 4610 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{cp} = 4610 \text{ Kg/m.}$$

3º piso:

Momento s/c : $W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 5.5^2}{12} = \frac{320 \times 30.25}{12} = 806$$

$$M_{s/c} = 806 \text{ Kg/m.}$$

Momento de cargas permanentes:

$$W_{cp} = 592 + 840 + 396 = 1828 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp} = \frac{1828 \times 5.5^2}{12} = \frac{1828 \times 30.25}{12} = 4,610 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{cp} = 4,610 \text{ Kg/m.}$$

2º piso

Momento s/c : $W_{s/c} = 480 \text{ Kg/m.}$

$$M_{s/c} = \frac{480 \times 5.5^2}{12} = \frac{480 \times 30.25}{12} = 1210 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = 1210 \text{ Kg/m.}$$

Momento de cargas permanentes:

$$W_{cp} = 592 + 840 + 396$$

$$M_{cp} = \frac{1828 \times 5.5^2}{12} = 4,610 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{cp} = 4,610 \text{ Kg/m.}$$

Pórtico ①

Cálculo de los coeficientes del Pórtico ①

Momento de inercia de la sección 55×30 : (vigas).

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 55^3}{12} = \frac{30 \times 166000}{12} = 415,000.$$

Momento de Inercia de las Secciones: (columnas).

$$I = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56,200 \quad 25 \times 30$$

$$I = \frac{30^3 \times 30}{12} = 67,500 \quad 30 \times 30$$

$$I = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160,000 \quad 30 \times 40$$

$$I = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312,500 \quad 30 \times 50$$

$$I = \frac{40 \times 50^3}{12} = 416,000 \quad 40 \times 50.$$

Cálculo de los Coeficientes de Rigidez: $\frac{I}{l}$.

De la sección 55×30 (vigas).

$$K = \frac{415000}{l} : K_{Bc} = \frac{415000}{600} = 691 \quad K_{AB} = \frac{415000}{550} = 755.$$

De la sección 25×30 (columnas).

$$K = \frac{56200}{l} = \frac{56,200}{260} = 216$$

De la sección 30×30

$$K = \frac{67,500}{l} = \frac{67,500}{260} = 260$$

De la sección 30×40 :

$$K = \frac{160000}{l} = \frac{160000}{260} = 615$$

De la sección 30×50 .

$$K = \frac{312,500}{l} = \frac{312,500}{263} = 1,190$$

De la sección 40×50 .

$$K = \frac{416000}{l} = \frac{416000}{263} = 1580$$

Cálculo de los Coeficientes de Distribución (De los nudos).

Nudo ①:

$$C_{columna} = \frac{K_{col}}{K_{col} + K_{viga}} = \frac{216}{216 + 691} = \frac{216}{907} = 0.238 \approx 0.24.$$

$$C_{viga} = \frac{K_{viga}}{K_{col} + K_{viga}} = \frac{691}{216 + 691} = \frac{691}{907} = 0.762 \approx 0.76$$

Nudo ②

$$C_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_{BC} + K_{BA} + K_{col}} = \frac{691}{691 + 755 + 216} = \frac{691}{1662} = 0.415 \approx 0.42$$

$$C_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BC} + K_{BA} + K_{col}} = \frac{755}{691 + 755 + 216} = \frac{755}{1662} = 0.454 \approx 0.45$$

$$C_{col_{2-5}} = \frac{K_{col}}{K_{BC} + K_{BA} + K_{col}} = \frac{216}{691 + 755 + 216} = \frac{216}{1662} = 0.13 \approx 0.13$$

Nudo ③ :

$$C_{rigid_{3-2}} = \frac{K_{U3-2}}{K_{U3-2} + K_{C3-6}} = \frac{755}{755 + 216} = \frac{755}{971} = 0.778 \approx 0.78$$

$$C_{col_{3-6}} = \frac{K_{C3-6}}{K_{U3-2} + K_{C3-6}} = \frac{216}{755 + 216} = \frac{216}{971} = 0.222 \approx 0.22$$

Nudo ④ :

$$C_{U4-5} = \frac{K_{U4-5}}{K_{U4-5} + K_{C1-4} + K_{C4-7}} = \frac{691}{691 + 216 + 615} = \frac{691}{1522} = 0.454$$

$$C_{4-1} = \frac{K_{C1-4}}{K_{U4-5} + K_{C1-4} + K_{C4-7}} = \frac{216}{691 + 216 + 615} = \frac{216}{1522} = 0.142$$

$$C_{4-7} = \frac{K_{C4-7}}{K_{U4-5} + K_{C1-4} + K_{C4-7}} = \frac{615}{691 + 216 + 615} = \frac{615}{1522} = 0.404$$

Nudo ⑤ :

$$C_{U5-4} = \frac{K_{U5-4}}{K_{U5-4} + K_{U5-6} + K_{C5-2} + K_{C5-8}} = \frac{691}{691 + 755 + 216 + 615} = 0.303$$

$$C_{U5-6} = \frac{K_{U5-6}}{K_{U5-4} + K_{U5-6} + K_{C5-2} + K_{C5-8}} = \frac{755}{2277} = 0.332$$

$$C_{C5-2} = \frac{K_{C5-2}}{K_{U5-4} + K_{U5-6} + K_{C5-2} + K_{C5-8}} = \frac{216}{2277} = 0.0948$$

$$C_{C5-8} = \frac{K_{C5-8}}{K_{U5-4} + K_{U5-6} + K_{C5-2} + K_{C5-8}} = \frac{615}{2277} = 0.27$$

Nudo ⑥ :

$$C_{U6-5} = \frac{K_{U6-5}}{K_{U6-5} + K_{C6-3} + K_{C6-9}} = \frac{755}{755 + 216 + 260} = 0.613 \approx 0.61$$

$$C_{C6-3} = \frac{K_{C6-3}}{K_{U6-5} + K_{C6-3} + K_{C6-9}} = \frac{216}{1231} = 0.175 \approx 0.18$$

$$C_{C6-9} = \frac{K_{C6-9}}{K_{U6-5} + K_{C6-3} + K_{C6-9}} = \frac{260}{1231} = 0.211 \approx 0.21$$

Nudo ⑦

$$C_{U7-8} = \frac{K_{U7-8}}{K_{U7-8} + K_{C7-4} + K_{C7-10}} = \frac{691}{691 + 615 + 615} = 0.36$$

$$C_{C7-4} = \frac{K_{C7-4}}{\sum K} = \frac{615}{1921} = 0.32$$

$$C_{C7-10} = \frac{K_{C7-10}}{\sum K} = \frac{615}{1921} = 0.32$$

Nudo (8)

$$C_{U8-7} = \frac{K_{U8-7}}{K_{U8-7} + K_{U8-9} + K_{C8-5} + K_{C8-11}} = \frac{691}{691 + 755 + 615 + 615} = 0.26$$

$$C_{U8-9} = \frac{K_{U8-9}}{\sum K} = \frac{755}{2676} = 0.282 \approx 0.28$$

$$C_{C8-5} = \frac{K_{C8-5}}{\sum K} = \frac{615}{2676} = 0.23$$

$$C_{C8-11} = \frac{K_{C8-11}}{\sum K} = \frac{615}{2676} = 0.23$$

Nudo (9)

$$C_{U9-8} = \frac{K_{U9-8}}{K_{U9-8} + K_{C9-6} + K_{C9-12}} = \frac{755}{755 + 260 + 260} = \frac{755}{1275} = 0.592$$

$$C_{C9-6} = \frac{K_{C9-6}}{\sum K} = \frac{260}{1275} = 0.204$$

$$C_{C9-12} = \frac{K_{C9-12}}{\sum K} = \frac{260}{1275} = 0.204$$

Nudo (10):

$$C_{U10-11} = \frac{K_{U10-11}}{K_{U10-11} + K_{C10-7} + K_{C10-13}} = \frac{691}{691 + 615 + 1580} = 0.24$$

$$C_{C10-7} = \frac{K_{C10-7}}{\sum K} = \frac{615}{2886} = 0.213 \approx 0.21$$

$$C_{C10-13} = \frac{K_{C10-13}}{\sum K} = \frac{1580}{2886} = 0.546 \approx 0.55$$

Nudo (11):

$$C_{U11-10} = \frac{K_{U11-10}}{K_{U11-10} + K_{U11-12} + K_{C11-8} + K_{C11-14}} = \frac{691}{691 + 755 + 615 + 1580} = 0.19$$

$$C_{U11-12} = \frac{K_{U11-12}}{\sum K} = \frac{755}{3641} = 0.207 \approx 0.21$$

$$C_{C11-8} = \frac{K_{C11-8}}{\sum K} = \frac{615}{3641} = 0.169 \approx 0.17$$

$$C_{C11-14} = \frac{K_{C11-14}}{\sum K} = \frac{1580}{3641} = 0.434 \approx 0.43$$

Nudo (12):

$$C_{U12-11} = \frac{K_{U12-11}}{K_{U12-11} + K_{C12-9} + K_{C12-15}} = \frac{755}{755 + 260 + 1190} = 0.34$$

$$C_{c12-9} = \frac{K_{c12-9}}{\Sigma K} = \frac{260}{2205} = 0.118 \approx 0.12$$

$$C_{c12-15} = \frac{K_{c12-15}}{\Sigma K} = \frac{1190}{2205} = 0.539 \approx 0.54$$

Éramo (BC)

Azotia :

$$W_{s/c} = 160 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = \frac{1163 \text{ Kg.}}{8}$$

$$W_T = 1323 \text{ Kg.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1323 \times 6^2}{8} = \frac{1323 \times 36}{8} = 4.5 \times 1323 = 5955 \text{ Kg.m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 5955 \text{ Kg.m.}$$

$$W_{cp} = 1163 \text{ Kg.}$$

$$\frac{W_{cp} l^2}{8} = \frac{1163 \times 6^2}{8} = 4.5 \times 1163 = 5,240.$$

4° piso - 3° piso :

$$W_{s/c} = 320$$

$$W_{cp} = \frac{1828}{2148}$$

$$\frac{W_{cp} + s/c l^2}{8} = \frac{2148 \times 36}{8} = 2148 \times 4.5 = 9,670 \text{ Kg.m.}$$

$$\frac{W_{cp} l^2}{8} = \frac{1828 \times 36}{8} = 1828 \times 4.5 = 8,220 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cc} = \frac{F_{ab}}{l} = \frac{770 \times 5 \times 1}{6} = 641 \text{ Kg.m.}$$

2° piso :

$$W_{s/c} = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{cp} = \frac{1828 \text{ Kg/m.}}{8}$$

$$W_{s/c} + W_{cp} = 2,308$$

$$\frac{W_{s/c} + cp l^2}{8} = 2308 \times 4.5 = 10400 \text{ Kg.m.}$$

$$\frac{W_{cp} l^2}{8} = 1828 \times 4.5 = 8,230 \text{ Kg.m.}$$

Éramo (AB) :

Azotia :

$$W_{s/c} = 160 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{cp} = \frac{1123}{8}$$

$$W_T = 1323 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1323 \times 5.5^2}{8} = \frac{1323 \times 30.25}{8} = 3.78 \times 1323$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 1323 \times 3.78 = 5,000 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = 1163 \times 3.78 = 4,400$$

4° piso - 3° piso:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1828$$

$$2148 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c + CP} = 2148 \times 3.78 = 8,130 \text{ Kgm.} = \frac{W_{s/c} + CP l^2}{8}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{8} = 1828 \times 3.78 = 6,910 \text{ Kgm.}$$

2° piso:

$$W_{s/c} = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1828$$

$$2308 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c + CP} = \frac{W_{s/c} + CP l^2}{8} = 2308 \times 3.78 = 8730 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{8} = 1828 \times 3.78 = 6910 \text{ Kgm.}$$

Cálculo de Envolventes de Corte:

Eramo (BC):

Azotea:

$$W_{s/c} = 160 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1163 \text{ Kg/m.}$$

$$1323 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{Wl}{2} = \frac{1323 \times 6}{2} = 3969 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 2102 \quad + 2094 \quad + 2235$$

$$- 4549 \quad - 4731 \quad - 4502$$

$$- 2,447 \quad - 2,637 \quad - 2267$$

$$C_1 = \frac{2447}{6} = -408 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{2637}{6} = -440 \text{ Kg.}$$

$$C_3 = \frac{2267}{7} = -324 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1828 \text{ Kg/m.}$$

$$2,148 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{Wl}{2} = \frac{2148 \times 6}{2} = 6,444 \text{ Kg.}$$

$$R_c = \frac{770 \times 1}{6} = 128 \text{ Kg.}$$

$$R_o = \frac{770 \times 5}{6} = \frac{642 \text{ Kg.}}{770 \text{ Kg.}}$$

$$R_c = 6444 + 128 = 6572 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 6444 + 642 = 7,086 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática (4º piso).

$$+ 5048 - 7300 = - 2252$$

$$+ 4969 - 7556 = - 2587$$

$$+ 5225 - 7212 = - 1987$$

$$C_2 = - \frac{2587}{6} = - 431$$

$$C_3 = \frac{1987}{6} = - 331.$$

Corrección Hiper Estática: (3º piso).

$$+ 5440 - 7283 = - 1843$$

$$+ 5340 - 7493 = - 2153$$

$$+ 5599 - 7174 = - 1575$$

$$C_2 = - \frac{2153}{6} = - 359 \text{ Kg.}$$

$$C_3 = \frac{- 1575}{6} = - 262 \text{ Kg.}$$

2º piso

$$W_{s/c} = 480 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1828 \text{ Kg/m.}$$

$$2308 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{wl}{2} = \frac{2308 \times 6}{2} = 6,924 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = 128 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 642 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 6924 + 128 = 7,052 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 6,924 + 642 = 7,566 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiper Estática:

$$+ 6232 - 7458 = - 1226$$

$$+ 6147 - 7689 = - 1542$$

$$+ 6417 - 7351 = - 934$$

Enamo (AB)

Azotea:

$$\frac{wl}{2} = \frac{1323 \times 5.5}{2} = 3,640 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiper- Estática:

$$+ 4481 - 934 = + 3547$$

$$+ 4730 - 939 = + 3791$$

$$C_1 = \frac{3547}{5.5} = + 645 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{+ 3791}{5.5} = 690 \text{ Kg.}$$

$$4^{\circ} \text{ piso} - 3^{\circ} \text{ piso} : \\ \frac{w_l}{2} = \frac{2148 \times 5.5}{2} = 5910 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática: (4° piso).

$$+ 6872 - 2479 = + 4393$$

$$+ 7106 - 2491 = + 4615$$

$$C_1 = \frac{4393}{5.5} = + 798 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{4615}{5.5} = + 840 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática: (3° piso).

$$+ 6759 - 2661 = + 4098$$

$$+ 6867 - 2698 = + 4169$$

$$C_1 = \frac{4098}{5.5} = + 744 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{4169}{5.5} = + 758 \text{ Kg.}$$

2° piso :

$$\frac{w_l}{2} = \frac{2308 \times 5.5}{2} = 6350 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 6853 - 3815 = + 3038$$

$$+ 7054 - 3811 = + 3243$$

$$C_1 = \frac{3038}{5.5} = + 552 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{3243}{5.5} = + 590 \text{ Kg.}$$

Volado

Azotea :

Corte en la cara columna eje C

$$W_{s/c} = 240 \text{ Kg.}$$

$$W_{c/p} = 1474$$

$$c.c. = 0$$

$$1714$$

4° piso - 3er piso :

Corte en la cara columna eje C :

$$W_{s/c} = 480$$

$$W_{c/p} = 2472$$

$$cc = \frac{144}{3,096 \text{ Kg.}}$$

2° piso
Corte en la cara de columna ej. c.

$$W_{s/c} = 720 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 2472$$

$$cc = \frac{144}{3,336 \text{ Kg.}}$$

Pórtico (2)

Cálculo de Momentos de Empotramiento.-

Voladizo (cc) (2)

Azotea.-

Momento de Sobrecarga:

$$s/c = 480 \text{ Kg. en } 1.50 \text{ m. de voladizo.}$$

$$M_{s/c} = 480 \times 1.50/2 = 360 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 360 \text{ Kg.m.}$$

Momento de carga Permanente:

$$1776 + 216 = 1992 \text{ K}$$

$$M_{CP_1} = 1992 \times 0.75 = 1,500 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP_2} = 108 \times 1.50/3 = \frac{54}{1554 \text{ Kg.m.}}$$

$$M_{CP} = 1554 \text{ Kg.m.}$$

4° piso

Momento de Sobrecarga:

$$s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 960 \times 0.75 = 720 \text{ Kg.m.}$$

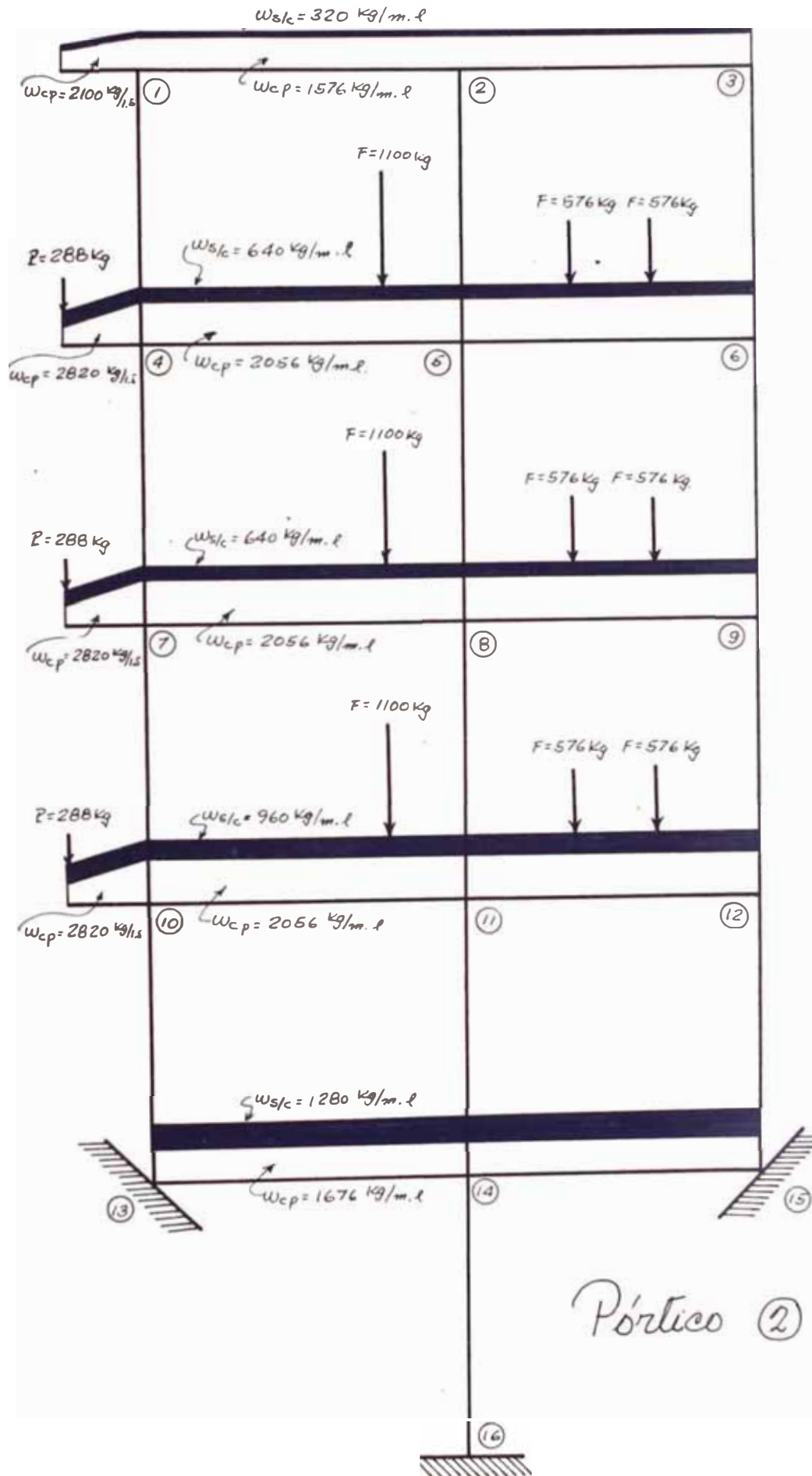
$$M_{s/c} = 720 \text{ Kg.m.}$$

Momento de carga Permanente:

$$W_{CP} = 1776 + 720 + 216 \square = 2712 \text{ Kg.}$$

$$108 \triangle = \frac{108}{2820 \text{ Kg.}}$$

$$M_{CP} = 2712 \times 0.75 = 2040$$



$$M_{CP_2} = 108 \times 1.50/3 = 54$$

$$M_{CC} = 288 \times 1.50 = \underline{432}$$

$$M_{CO} = 2526 \text{ Kgm.}$$

3° piso

$$s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 960 \times 0.75 = 720 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 720 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga Permanente:

$$W_{CP} = 1776 + 720 + 216 \square = 2712$$

$$108 \triangle = 108$$

$$M_{CP_1} = 2712 \times 0.75 = 2040$$

$$M_{CP_2} = 108 \times 1.50/3 = 54$$

$$M_{CC} = 288 \times 1.50 = \underline{432}$$

$$2526 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CO} = 2,526 \text{ Kgm.}$$

2° piso:

$$s/c = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{s/c} = 1440 \times 0.75 = 1080 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1080 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga Permanente:

$$W_{CP} = 1776 + 720 + 216 \square = 2712 \text{ Kg.}$$

$$108 \triangle = \frac{108}{2820}$$

$$M_{CP_1} = 2712 \times 0.75 = 2040$$

$$M_{CP_2} = 108 \times 1.5/3 = 54$$

$$M_{CC} = 288 \times 1.50 = \underline{432}$$

$$2,526 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CO} = 2,526 \text{ Kgm.}$$

Momentos de Empotramiento tramo (BC)

Azotea

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 36}{12} = 960 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 960 \text{ Kgm.}$$

Momento de Cargas Permanentes

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp} = \frac{wl^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4728 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cp} = 4728 \text{ Kg.m.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M_{cc} = \frac{Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = -\frac{Fa^2b}{l^2}$$

$F=0 \quad m=0$

4° piso

Momento de Sobrecarga:

$$w_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$w_{cp} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kg.m.}$$

Momento de Cargas Concentradas:

$$M_{cc} = +\frac{Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = -\frac{Fba^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 4.50 \times 1.50^2}{36} = 310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 1.50 \times 4.50^2}{36} = -925 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\ M_{cc} = +310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = -925 \text{ Kg.m.}$$

3° piso

Momento de Sobrecarga:

$$w_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

Momento de Cargas Permanente: (carga concentrada)

$$M_{cc} = +\frac{Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = -\frac{Fba^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 4.50 \times 1.50^2}{36} = +310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 1.50 \times 4.50^2}{36} = -925 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\ M_{cc} = +310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = -925 \text{ Kg.m.}$$

Carga Repartida:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP} = 6150 \text{ Kg.m.}$$

2° piso

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 36}{12} = 2880 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 2880 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6168 \text{ Kg.m.}$$

Momento de Carga Concentrada:

$$M_{cc} = + \frac{F a b^2}{l^2} \quad M_{cc} = - \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 4.50 \times 1.50^2}{36} = + 310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{1100 \times 1.50 \times 4.50^2}{36} = - 925 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\ M_{cc} = + 310 \text{ Kg.m.}$$

$$(-)\ M_{cc} = - 925 \text{ Kg.m.}$$

1° piso:

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 6^2}{12} = 3840 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 3840 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1280 + 396 = 1676 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1676 \times 36}{12} = 5028 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP} = 5028 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0 \quad M = 0$$

Momentos de Empotramiento tramo (AB) :

Azotea :

Momento de Sobrecarga :

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 30.25}{12} = 320 \times 2.52 = 806 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 806 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{c/p} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg.}$$

$$M_{c/p} = \frac{w l^2}{12} = \frac{1576 \times 5.5^2}{12} = 1576 \times 2.52 = 3980 \text{ Kgm.}$$

$$M_{c/p} = 3980 \text{ Kgm.}$$

Momento de Carga concentrada :

$$M_{cc} = (+) \frac{F a b^2}{l^2} \quad M_{cc} = - \frac{F a^2 b}{l^2}$$

$$F = 0$$

$$M = 0.$$

4º piso :

Momento de Sobrecarga :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 5.5^2}{12} = 640 \times 2.52 = 1610 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{c/p} = 1180 + 480 + 396 = 2050 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{c/p} = \frac{2050 \times 5.5^2}{12} = 2050 \times 2.52 = 5160 \text{ Kgm.}$$

$$M_{c/p} = 5160 \text{ Kgm.}$$

Momento de Cargas Concentradas :

$$M_{cc_1} = (+) \frac{F a b^2}{l^2} \quad M_{cc_1} = - \frac{F a^2 b}{l^2}$$

$$F = 576 \text{ Kg} \quad F_2 = 576 \text{ Kg.}$$

$$a = 2.00 \text{ m.} \quad a = 3.5$$

$$b = 3.5 \text{ m.} \quad b = 2.0 \text{ m.}$$

$$M_{cc_1} = (+) \frac{576 \times 2 \times 3.5^2}{30.25} = (+) 465 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cc_1} = (-) \frac{576 \times 3.5 \times 2^2}{30.25} = (-) 266 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{cc_1} = + 465 \text{ Kgm.}$$

$$(-)M_{cc_1} = - 266 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{cc_2} = + 266 \text{ Kgm.}$$

$$(-)M_{cc_2} = - 465 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CP} = + 5160 + 465 + 266 = + 5891$$

$$(-)\ M_{CP} = - 5160 - 266 - 465 = - 5891$$

$$(-)\ M_{CP} + M_{s/c} = - 5891 - 1610 = - 7501$$

$$(+)\ M_{CP} + M_{s/c} = + 5891 + 1610 = + 7501$$

3° piso :

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 5.5^2}{12} = 640 \times 2.52 = 1610 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 5.5^2}{12} = 20.56 \times 2.52 = 5180 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 5160 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas

$$(+)\ M_{cc1} = + 465 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{cc2} = + 266 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc1} = - 266 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc2} = - 465 \text{ Kgm.}$$

2° piso

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 30.25}{12} = 2420 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 2,420 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 5.5^2}{12} = 2056 \times 2.52 = 5,180 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 5,180 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{cc1} = + 465 \text{ Kgm}$$

$$(+)\ M_{cc2} = + 266 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc1} = - 266 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc2} = - 465 \text{ Kgm.}$$

1° piso :

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 5.5^2}{12} = 1280 \times 2.52 = 3220 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 3220 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{c/p} = 1280 + 396 = 1676 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{c/p} = \frac{1676 \times 5.5^2}{12} = 1676 \times 2.52 = 4,220 \text{ Kgm.}$$

$$M_{c/p} = 4,220 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0$$

$$M = 0$$

Cálculo de Coeficientes del Pórtico ②

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520,000$$

El resto de los I están calculados en el pórtico ①.

Cálculo de los coeficientes rigidez $\frac{I}{l}$

De la sección 50×50 :

$$K = \frac{520000}{263} = 1,980$$

$$K = 1980.$$

l = Altura columna sótano.

Altura del piso al techo 2.72

Altura del piso al 1º piso

$$2.70 + .20 = 2.90 \text{ m}$$

Altura entre ejes de la columna:

$$2.90 - 0.55/2 = 2.63$$

Cálculo de los Coeficientes de Distribución.-

Nudo ⑭

$$C_{V14-13} = \frac{K_{V14-13}}{K_{V14-13} + K_{V14-15} + K_{C14-11} + K_{C14-16}} = \frac{691}{691 + 755 + 1580 + 1980} = 0.14$$

$$C_{V14-15} = \frac{K_{V14-15}}{\sum K} = \frac{755}{5006} = 0.151 = 0.15$$

$$C_{C14-11} = \frac{K_{C14-11}}{\sum K} = \frac{1580}{5006} = 0.316 = 0.32$$

$$C_{C14-16} = \frac{K_{C14-16}}{\sum K} = \frac{1980}{5006} = 0.396 = 0.40$$

El resto de los coeficientes de distribución están calculados en el Pórtico ①

Envolvente de Corte
Azotea

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{1896 \times 6}{2} = 5688 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 2906 - 7005 = - 4099$$

$$+ 2634 - 6533 = - 3899$$

$$C_1 = \frac{4099}{6} = - 683 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{3899}{6} = - 650 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso:

$$W_T = 2696 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = 8088$$

$$F = 1100$$

$$a = 4.50$$

$$b = 1.50$$

$$R'_A = \frac{1100 \times 1.50}{6.00} = 275 \text{ Kg.}$$

$$R'_B = \frac{1100 \times 4.50}{6} = 825 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 8088 + 275 = 8363$$

$$R_B = 8088 + 825 = 8913.$$

Corrección Hiperestática (4° piso).

$$+ 6309 - 10163 = 3854$$

$$+ 5979 - 9525 = 3546$$

$$C_1 = - \frac{3854}{6} = - 642 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = - \frac{3546}{6} = - 590 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática (3° piso).

$$+ 6765 - 9963 = - 3198$$

$$+ 6531 - 9420 = - 2889$$

$$C_1 = - \frac{3189}{6} = - 531 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = - \frac{2889}{6} = - 482 \text{ Kg.}$$

2° piso:

$$W_T = 3016 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = 9048 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 9048 + 275 = 9323$$

$$R_B = 9048 + 825 = 9873$$

Corrección Hiperestática.-

$$+ 8272 - 10593 = -2321$$

$$+ 8011 - 10056 = -2045$$

$$C_1 = \frac{-2321}{6} = -387$$

$$C_2 = \frac{-2045}{6} = -342$$

1° piso :

$$W_T = 2956 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T L}{2} = 8868.$$

Corrección Hiperestática :

$$+ 9193 - 8668 = +525$$

$$+ 9193 - 8218 = +975$$

$$C_1 = \frac{+525}{6} = +87.5$$

$$C_2 = \frac{+975}{6} = +163$$

Envolvente de corte :

Tramo AB

Azotea :

$$\frac{W_T L}{2} = 5210$$

Corrección Hiperestática :

$$C_1 = +941$$

$$C_2 = +1072 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso :

$$\frac{W_T L}{2} = 7410 \text{ Kg.}$$

$$F = 576$$

$$a = 2.00 \text{ m.}$$

$$b = 3.5 \text{ m.}$$

$$R'_B = \frac{576 \times 3.5}{5.5} = 366$$

$$R'_A = \frac{576 \times 2.0}{5.5} = 210$$

$$F = 576$$

$$a = 3.5$$

$$b = 2.0$$

$$R''_B = \frac{576 \times 2.0}{5.5} = 210$$

$$R''_A = \frac{576 \times 3.5}{5.5} = 366$$

$$R_B = 7410 + 366 + 210 = 7986$$

$$R_A = 7410 + 210 + 366 = 7986$$

2° piso

$$\frac{W_T l}{2} = 8,300 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 8,300 + 366 + 210 = + 8876 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 8,300 + 366 + 210 = 8876$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 9966 - 5583 = + 4383$$

$$+ 9262 - 5583 = + 3677$$

$$C_1 = \frac{4383}{5.5} = + 796 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{3677}{5.5} = + 668 \text{ Kg.}$$

1° piso

$$\frac{W_T l}{2} = 8130 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 7654 - 7802 = - 148$$

$$+ 7078 - 7621 = - 543$$

$$C_1 = - \frac{148}{5.5} = - 27$$

$$C_2 = - \frac{543}{5.5} = - 99$$

Cálculo de momentos máximos Positivos de las vigas a partir de los momentos hallados por el Método de los dos ciclos:

Azteca:

Tramo CB:

$$W_{slc} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = \frac{1576}{1896}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 1896 \times 4.5 = 8540 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$2634 \times \frac{5.7^2}{6^2} = 2634 \times 0.902 = 2380$$

$$6533 \times 0.902 = 5890$$

$$5890 + 2380 \div 2 = 4135$$

$$(+) M_{cb} = 8540 - 4135 = 4405$$

$$(+) M_{cb} = 4405 \text{ Kgm.}$$

Eramo BA

$$\frac{W_T l^2}{8} = 1896 \times 3.78 = 7170 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Concentradas Isostático en el centro (No hay cargas Concentradas).

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$6268 \times \frac{5.20^2}{5.50^2} = 6268 \times 0.892 = 5600 \quad \frac{942 + 5,600}{2} = 3,271$$

$$1055 \times 0.892 = 942.$$

$$(+)\ M_{BA} = 7170 - 3271 = 3899 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 3899 \text{ Kgm.}$$

4º piso

Eramo CB:

$$W_{sk} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2696 \times 4.5 = 12,120 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga concentrada Isostático en el centro:

$$R_c = \frac{1100 \times 1.50}{6} = 275$$

$$M_{cc}^I = 275 \times 3 = 825 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{cc}^I = 12120 + 825 = 12,945 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$5979 \times 0.902 = 5400$$

$$\frac{5400 + 8,600}{2} = 7,000 \text{ Kgm.}$$

$$9525 \times 0.902 = 8600$$

$$(+)\ M_{CB} = 12945 - 7,000 = 5945 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 5945 \text{ Kgm.}$$

Eramo BA:

$$W_T = 2696$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2696 \times 3.78 = 10,200 \text{ Kgm.}$$

Momento Isostático por efecto de cargas concentradas en el centro:

$$R_B = 576 \text{ Kg.}$$

$$M_{cc} = 576 \times 2.75 - 576 \times (2.75 - 2.00) = 1585 - 432 = 1153 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cc}^I = 1153 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{cc}^I = 1153 + 10,200 = 11,353 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$9129 \times 0.892 = 8150 \text{ Kgm.}$$

$$2955 \times 0.892 = 2640 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{8150 + 2640}{2} = 5395 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 11353 - 5395 = 5958 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 5958 \text{ Kgm.}$$

3° piso

Tramo: CB.

$$W_T = 2696 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T L^2}{8} = 12120 \text{ Kgm.}$$

$$M_{Ec}^I = 825 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T L^2}{8} + M_{Ec}^I = 12,945 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$6531 \times \frac{5.60^2}{6^2} = 6531 \times 0.872 = 5700$$

$$9420 \times 0.872 = 8,220$$

$$\frac{5700 + 8220}{2} = 6960 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 12,945 - 6,960 = 5985 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 5,985 \text{ Kgm.}$$

Tramo AB.

$$\frac{W_T L^2}{8} = 10,200 \text{ Kgm.}$$

$$M_{Ec}^I = 1,153 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T L^2}{8} + M_{Ec}^I = 10,200 + 1153 = 11,353 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T L^2}{8} + M_{Ec}^I = 11,353 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$9143 \times \frac{5.15^2}{5.5^2} = 9143 \times 0.876 = 8,000$$

$$3083 \times 0.876 = 2700.$$

$$M_{AB} = 11,353 - 5,350 = 6,003 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{AB} = 6,003 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{8000 + 2,700}{2} = \frac{10,700}{2} = 5,350.$$

2° piso :

Eramo CB :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 2056 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 3016 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 3016 \times 4.5 = 13,570 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cc}^I = 825 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{cc}^I = 13570 + 825 = 14,395 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas.

$$8011 \times 0.872 = 6,980$$

$$10056 \times 0.872 = 8,770$$

$$\frac{6980 \times 8770}{2} = 8775$$

$$(+)\ M_{CB} = 14395 - 7875 = 6520 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 6520 \text{ Kgm.}$$

Eramo AB:

$$W_T = 3016 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 3016 \times 3.78 = 11,400 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cc}^I = 1,153 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{cc}^I = 11,400 + 1153 = 12,553 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{cc}^I = 12,553 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$9262 \times 0.876 = 8120 \text{ Kgm.}$$

$$5585 \times 0.876 = 4890 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{4890 \times 8120}{2} = 6,505 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{AB} = 12553 - 6505 = 6048 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{AB} = 6048 \text{ Kgm.}$$

1° piso :

Eramo CB :

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1676 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 2956 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2956 \times 4.5 = 13,300 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 13,300 \text{ Kgm.}$$

Método de los Dos Ciclos



Azotea

	0	0.76	0.42	0.45	0.78
1) CP	-1554	+4728	-4728	+3980	-3980
2) CP + sjk	-1914	+5688	-5688	+4786	-4786
3)		+ 358	-1571	+1868	- 13
4)	-1914	+6046	-7257	+6654	-4799
5)		-3140	+ 254	+ 272	+3742
6)	-1914	+2906	-1005	+6926	-1057

4º Piso

	0	0.454	0.303	0.332	0.61
1) CP	-2526	+6460	-7075	+5891	-5891
2) CP + sjk	-3246	+8380	-8995	+7501	-7501
3)	0	+ 472	-1332	+2288	- 71
4)	-3246	+8852	-10,327	+9,789	-7572
5)	0	-2543	+ 164	+ 179	+3284
6)	-3246	+6309	-10,163	+9968	-4288

3º Piso

	0	0.36	0.26	0.28	0.592
1) CP	-2526	+6460	-7075	+5891	-5891
2) CP + sjk	-3246	+8380	-8995	+7501	-7501
3)		+ 404	-1053	+2220	- 60
4)	-3246	+8744	-10048	+9721	-7561
5)		-1,979	+ 85	+ 92	+4480
6)	-3246	+6,765	-9963	+9813	-3081

2º Piso

	0	0.24	0.19	0.21	0.34
1) CP	-2526	+6478	-7093	+5911	-5911
2) CP + sjk	-3606	+9358	-9973	+8331	-8331
3)		+ 386	- 819	+1416	- 130
4)	-3606	+9744	-10,792	+9747	-8461
5)		-1472	+ 199	+ 219	+2873
6)	-3606	+8272	-10,593	+9966	-5583

1º Piso

		0.14	0.15	
1) CP		-5028	+4220	-4220
2) CP + sjk		-8868	+7440	-7440
3)		+ 325		- 181
4)		+9193	-8868	+7440
5)			+ 200	+ 214
6)		+9193	-8668	+7654

Portico ②

Método de los Dos Ciclos



Azotea

	0	0.76	0.42	0.45	0.78
1) CP		+4728	-4728		
2) CP + SK	-1914		+4786		-4786
3)		-2138	-24	-26	+3734
4)		-12	-1069	+1867	-13
5)		+9	-335	-359	+10
6)	-1914		+6268		-1055

4º Piso

	0	0.454	0.303	0.332	0.61
1) CP		+6460	-7075		-7501
2) CP + SK	-3246		+7501		+4574
3)	●	-1460	-129	-142	-71
4)		-65	-730	+2287	+43
5)		+29	-472	-517	-2955
6)	-3246		+9129		

3º Piso

	0	0.36	0.26	0.28	0.592
1) CP		+6460	-7075		-7501
2) CP + SK	-3246		+7501		+4442
3)	0	-1158	-111	-119	-60
4)		-56	-579	+2221	+36
5)	0	+20	-427	-460	-3083
6)	-3246		+9143		

2º Piso

	0	0.24	0.19	0.21	0.34
1) CP		+6478	-7093		-8331
2) CP + SK	-3606		+8331		+2832
3)	0	-690	-235	-260	-130
4)		-118	-345	+1416	+44
5)	0	+28	-204	-225	-5585
6)	-3606		+9262		

1º Piso

		0.14	0.15	
1) CP		+5028	-5028	
2) CP + SK			+7440	-7440
3)			-338	-362
4)	-169			-181
5)			+7078	-7621
6)				

Pórtico (2)

Método de los Dos Ciclos



Azotea

	0	0.76	0.42	0.45	0.78
1) CP	-1554			+3980	-3980
2) CP + sk		+5688	-5688		
3)	0	-3140	+717	+768	+3102
4)		+359	-1570	+1551	+384
5)	0	-273	+8	+9	-300
6)		+2634	-6533		

4º Piso

	0	0.454	0.303	0.332	0.61
1) CP	-2526			+5891	-5891
2) CP + sk		+8380	-8995		
3)	0	-2658	+941	+1031	+3592
4)		+471	-1329	+1796	+516
5)	0	-214	-142	-155	-315
6)		+5979	-9525		

3º Piso

	0	0.36	0.26	0.28	0.592
1) CP	-2526			+5891	-5891
2) CP + sk		+9358	-8995		
3)	0	-1641	+808	+870	+3488
4)		+387	-1054	+1744	+435
5)	0	-93	-179	-193	-258
6)		+8011	-9420		

2º Piso

	0	0.24	0.19	0.21	0.34
1) CP	-2526			+5911	-5911
2) CP + sk		+9358	-9973		
3)	0	-1641	+773	+854	+2010
4)		+387	-821	+1005	+427
5)	0	-93	-35	-39	-145
6)		+8011	-10056		

1º Piso

			0.14		
1) CP				+4220	-4220
2) CP + sk		+8868	-8868		
3)			+650	+697	
4)		+325			+349
5)					
6)		+9193	-8218		

Pórtico (2)

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$9193 \times \frac{5.5^2}{6^2} = 9193 \times 0.84 = 7720 \text{ Kgm.}$$

$$8218 \times 0.84 = 6,900 \text{ Kg-m.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 13,300 - 7,390 = 5,990 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CB} = 5,990 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{7720 + 6,900}{2} = 7,310 \text{ Kgm.}$$

Tramo BA:

$$W_T = 2956$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2956 \times 3.78 = 11,180 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos a las caras de las columnas:

$$7078 \times \frac{5^2}{5.5^2} = 7078 \times 0.826 = 5,850$$

$$7,621 \times \frac{5^2}{5.5^2} = 7621 \times 0.826 = 6,300$$

$$5850 + 6,300 \div 2 = 6075 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 11,180 - 6075 = 5,105 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 5,105 \text{ Kg-m.}$$

Pórtico (3)

Cálculo de momentos de Empotramiento

a.-) Por voladizo (CC') (3):

Momentos son similares a los producidos por CC' 2.

b.-) Tramo BC: $l = 6.00 \text{ m}$

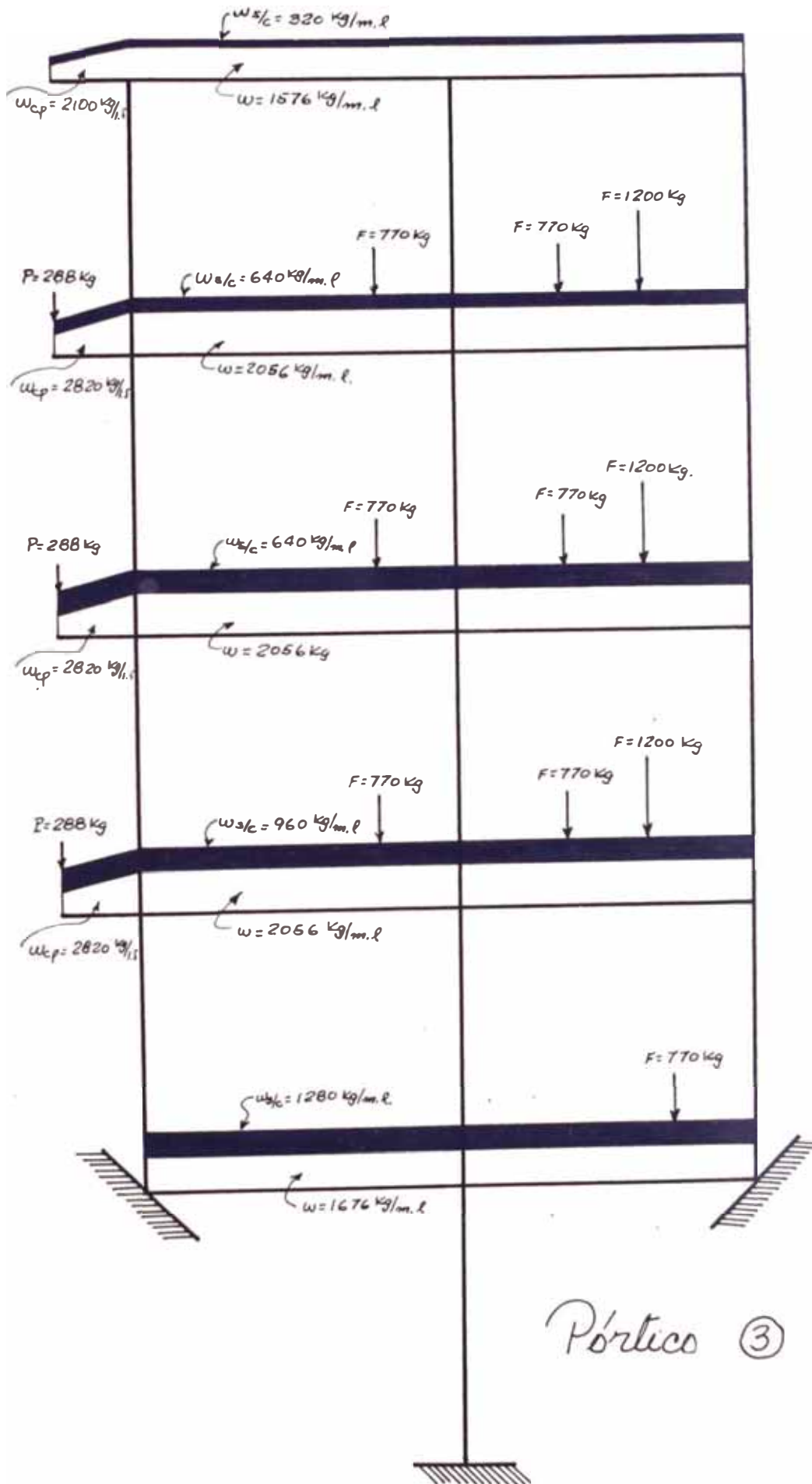
Azotea:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{w l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 36}{12} = 960 \text{ Kgm.}$$



$$M \text{ s/c} = 960 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{wl^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M_{cc} = \frac{Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = \frac{-Fa^2b}{l^2}$$

$$F = 0$$

$$M = 0$$

4º piso

Momento de s/c:

$$W \text{ s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kgm.}$$

$$M \text{ s/c} = 1920 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2050 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2050 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 6150 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$M_{cc} = \frac{+Fab^2}{l^2} \quad M_{cc} = \frac{-Fba^2}{l^2}$$

Donde: $F = 770 \text{ Kg.}$

$$a = 4.50 \text{ m.}$$

$$b = 1.50 \text{ m.}$$

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{770 \times 4.50 \times 1.50^2}{6^2} = +216 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{770 \times 1.50 \times 4.50^2}{6^2} = -650 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CP} = +6150 + 216 = +6366$$

$$(-)\ M_{CP} = -6150 - 650 = -6800$$

3º piso: (idem al 4º piso).

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2050 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2050 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 6150 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Concentradas :

$$(+)\ M_{CC} = + 216 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC} = - 650 \text{ Kgm.}$$

2º piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 36}{12} = 2880 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 2880 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6168 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 6168 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas :

$$(+)\ M_{CC} = + 216 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC} = - 650 \text{ Kgm.}$$

1º piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 36^2}{12} = 3840 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 3840 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1280 + 396 = 1676 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1676 \times 36}{12} = 5028 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP} = 5028 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0 \quad M = 0.$$

c-) Momentos de Empotramiento. Eramo AB:

Azotea:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{w l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 30.25}{12} = 320 \times 2.52 = 806 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{s/c} = 806 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{w l^2}{12} = \frac{1576 \times 5.5^2}{12} = 1576 \times 2.52 = 3980 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{CP} = 3980 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0 \quad M = 0$$

4º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{w l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 5.5^2}{12} = 640 \times 2.52 = 1610 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 5.5^2}{12} = 2056 \times 2.52 = 5160 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas concentradas

$$(+)\ M_{cc1} = (+)\ \frac{F a b^2}{l^2} \quad (-)\ M_{cc1} = (-)\ \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc1} = (+)\ \frac{770 \times 2 \times 3.5^2}{5.5^2} = 624$$

$$\begin{aligned} F_1 &= 770 \text{ Kg.} \\ a &= 2.00 \text{ m.} \\ b &= 3.50 \text{ m.} \\ l &= 5.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_2 &= 1,200 \\ a &= 3.5 \text{ m.} \\ b &= 2.0 \text{ m.} \\ l &= 5.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$(-) M_{cc_1} = - \frac{770 \times 3.50 \times 2.0^2}{5.5^2} = \frac{3080 \times 3.5}{30.25} = 356$$

$$(-) M_{cc_1} = (-) 356 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_{cc_1} = (-) 356 \text{ Kgm.}$$

$$(+) M_{cc_2} = (+) \frac{1,200 \times 3.5 \times 4}{30.25} = \frac{4,800 \times 3.5}{30.25} = 555$$

$$(+) M_{cc_2} = (+) 555 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_{cc_2} = (-) \frac{1,200 \times 2.0 \times 3.5^2}{30.25} = \frac{2,400 \times 12.25}{30.25} = 973$$

$$(-) M_{cc_2} = (-) 973 \text{ Kgm.}$$

3° piso: (Igual al 4° piso).

2° piso:

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{w l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 30.25}{12} = 2420 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 2420 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 5.5^2}{12} = 2056 \times 2.52 = 5180 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 5,180 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+) M_{cc_1} = +624 \text{ Kgm.}$$

$$(+) M_{cc_2} = +555 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_{cc_1} = -356 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_{cc_2} = -973 \text{ Kgm.}$$

$$(+) M_{CP} = 5180 + 624 + 555 = (+) 6,359$$

$$(-) M_{CP} = 5180 + 356 + 973 = - 6,509$$

1° piso:

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{w l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 5.5^2}{12} = 1280 \times 2.52 = 3,220 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 3,220 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP,} = 1280 + 396 = 1676 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP,} = \frac{1676 \times 5.5^2}{12} = 1676 \times 2.52 = 4,220 \text{ Kg.-m.}$$

$$M_{CP,} = 4,220 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{CC,} = (+)\ \frac{F a b^2}{l^2} \quad F = 770 \text{ Kg.}$$

$$a = 4.00 \text{ m.}$$

$$(-)\ M_{CC,} = -\ \frac{F b a^2}{l^2} \quad b = 1.5 \text{ m.}$$

$$l = 5.5 \text{ m.}$$

$$(+)\ M_{CC,} = \frac{770 \times 4.00 \times 2.25}{30.25} = \frac{3080 \times 2.25}{30.25} = 230.$$

$$(+)\ M_{CC,} = (+)\ 230 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CP} = 4220 + 230 = (+)\ 4450$$

$$(-)\ M_{CC,} = \frac{770 \times 1.5 \times 16}{30.25} = \frac{1175 \times 16}{30.25} = 610 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC,} = (-)\ 610 \text{ Kgm.}$$

Coefficientes del Pórtico ③
(Idem al Pórtico ②).

Cálculo de Momentos Estáticos:

Azotea: Eramo BC

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 36}{8} = 1896 \times 4.5 = 8,530 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = 1576 \times 4.5 = 7090 \text{ Kgm.}$$

Eramo AB:

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 5.5^2}{8} = \frac{1896 \times 3.78}{8} = 7170 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1576 \times 3.78}{8} = 5960 \text{ Kgm.}$$

4° piso - 3° piso : Eramo BC :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = \frac{2056 \text{ Kg./m.}}{2,696 \text{ Kg./m.}}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2696 \times 4.5}{8} = 12,130$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 4.5}{8} = 9,260$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = 770$$

$$M_{cc} = \frac{770 \times 4.50 \times 1.50}{6} = 866 \text{ Kgm.}$$

Eramo AB:

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2696 \times 5.5^2}{8} = \frac{2696 \times 3.78}{8} = 10,200 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 5.5^2}{8} = \frac{2056 \times 3.78}{8} = 7,780 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = \frac{770 \times 2 \times 3.5}{5.5} = 980 \text{ Kgm.}$$

$$a = 2.0 \text{ m.}$$

$$a = 3.5$$

$$b = 3.5 \text{ m.}$$

$$b = 2 \text{ m.}$$

$$F = 770$$

$$l = 5.5 \text{ m.}$$

$$l = 5.5$$

$$F_1 = 1,200$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = \frac{1,200 \times 3.5 \times 2}{5.5} = 1,528 \text{ Kgm.}$$

2° piso : Eramo BC:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 2056 \text{ Kg.}$$

$$3016 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{3016 \times 6^2}{8} = \frac{3016 \times 4.5}{8} = 13,560 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 36}{8} = \frac{2056 \times 4.5}{8} = 9,260.$$

Eramo AB:

$$\frac{W_{CP} + s/c l^2}{8} = \frac{3016 \times 5.5^2}{8} = \frac{3016 \times 3.78}{8} = 11,400 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 5.5^2}{8} = \frac{2056 \times 3.78}{8} = 7,770 \text{ Kgm.}$$

1º piso: Eramo BC:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1676 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2956 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2956 \times 6^2}{8} = 2956 \times 4.5 = 13,300 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1676 \times 6^2}{8} = 1676 \times 4.5 = 7,540 \text{ Kgm.}$$

Eramo AB:

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2956 \times 5.5^2}{8} = 2956 \times 3.78 = 11,170 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1676 \times 5.5^2}{8} = 1676 \times 3.78 = 6,340 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = \frac{770 \times 4 \times 1.5}{5.5} = 840 \text{ Kgm.}$$

$$F = 770 \text{ Kg.}$$

$$a = 4.00$$

$$b = 1.5 \text{ m.}$$

$$l = 5.5 \text{ m.}$$

Volado:

$$P = 288 \text{ Kg.}$$

$$Pl = 288 \times 1.5 = 432 \text{ Kgm.}$$

Cálculo de la Envolvente de Corte

Eramo BC:

Azotea:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 1896$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{1896 \times 6}{2} = 5,688 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 2915 - 6472 = -3557$$

$$+ 2583 - 7011 = -4428$$

$$+ 2652 - 6551 = -3899$$

$$C_1 = \frac{3557}{6} = -592$$

$$C_2 = \frac{4428}{6} = -738$$

4º piso - 3º piso:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{2696 \times 6}{2} = 8088 \text{ Kg.}$$

$$F = 770$$

$$a = 4.50$$

$$b = 1.50$$

$$R'a = \frac{770 \times 1.50}{6} = 192 \text{ Kg.}$$

$$R'b = \frac{770 \times 4.50}{6} = 578 \text{ Kg.}$$

$$R_a = 8088 + 192 = 8280 \text{ Kg}$$

$$R_b = 8088 + 578 = 8666 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática. (4º piso)

$$+ 6140 - 9409 = -3269$$

$$+ 5636 - 10142 = -4506$$

$$+ 5824 - 9526 = -3702$$

$$C_1 = \frac{3269}{6} = -545 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{4506}{6} = -751 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática (3º piso)

$$+ 6594 - 9280 = -2686$$

$$+ 6160 - 9906 = -3746$$

$$+ 6343 - 9380 = -3037$$

$$C_1 = \frac{2686}{6} = -448$$

$$C_2 = -\frac{3746}{6} = -625 \text{ Kg.}$$

2º piso:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 3016 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{3016 \times 6}{2} = 9048 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 9048 + 192 = 9240 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 9048 + 578 = 9626$$

Correcciones hiperestáticas:

$$+ 8120 - 9843 = -1723$$

$$+ 7661 - 10469 = -2809$$

$$+ 7873 - 9947 = -2074$$

$$C_1 = -\frac{1723}{6} = -287 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = -468 \text{ Kg}$$

1º piso

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1676 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2956 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_L}{2} = \frac{2956 \times 6}{2} = 8868 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 9177 - 8250 = + 927$$

$$+ 8952 - 8700 = + 252$$

$$C_1 = \frac{927}{6} = + 155$$

$$C_2 = \frac{+ 252}{6} = + 42$$

Enamo AB:

$$\frac{W_L}{2} = \frac{1896 \times 5.5}{2} = 5,210 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 6280 - 1104 = + 5176$$

$$+ 6916 - 1018 = + 5898$$

$$C_1 = + \frac{5176}{5.5} = + 941 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = + \frac{5898}{5.5} = + 1072 \text{ Kg.}$$

4º piso - 3º piso:

$$\frac{W_L}{2} = \frac{2696 \times 5.5}{2} = 7410 \text{ Kg.}$$

$$R_1 \times 5.5 - 770 \times 3.5 - 1,200 \times 2.0 = 0$$

$$R_1 = \frac{770 \times 3.5 + 2,400}{5.5} = \frac{5095}{5.5} = 927 \text{ Kg.}$$

$$-R_2 \times 5.5 + 1,200 \times 3.5 + 770 \times 2 = 0$$

$$R_2 = \frac{4,200 + 1540}{5.5} = \frac{5740}{5.5} = 1043$$

$$R_B = 7410 + 927 = 8,337$$

$$R_A = 7410 + 1043 = 8,453$$

Corrección Hiperestática: (4º piso).

$$+ 9526 - 3363 = + 6163$$

$$+ 10299 - 3185 = + 7114$$

$$C_1 = \frac{6163}{5.5} = + 1121 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{7114}{5.5} = +1295 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática (3º piso).

$$+9586 - 3484 = +6102$$

$$+10197 - 3340 = +6857$$

$$C_1 = \frac{6102}{5.5} = +1110 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{6857}{5.5} = +1248 \text{ Kg.}$$

2º piso :

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{3016 \times 5.5}{2} = 8300 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 8300 + 927 = 9227 \text{ Kg}$$

$$R_A = 8300 + 1043 = 9343 \text{ Kg}$$

Corrección hiperestática :

$$+9673 - 6119 = +3554$$

$$+10338 - 5878 = +4460$$

$$C_1 = \frac{3554}{5.5} = +646 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{4460}{5.5} = +811 \text{ Kg.}$$

1º piso :

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2956 \times 5.5}{2} = 8130 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = \frac{770 \times 1.5}{5.5} = 210 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{770 \times 4}{5.5} = 560$$

$$R_B = 8130 + 210 = 8340 \text{ Kg}$$

$$R_A = 8130 + 560 = 8690 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática :

$$+7274 - 8248 = -974$$

$$+7850 - 7960 = -110$$

$$C_1 = -\frac{974}{5.5} = -177 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = -\frac{110}{5.5} = -20 \text{ Kg.}$$

Volado:

Corte en la cara exterior de la columna A.

Azotea

$$W_{s/c} = 480 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 2100 \text{ Kg}$$

$$W_T = 2580 \text{ Kg}$$

4° piso - 3° piso:

$$W_{s/c} = 960$$

$$W_{CP} = 2820$$

$$CC = 288$$

$$\underline{4068 \text{ Kg.}}$$

2° piso

$$W_{s/c} = 1440$$

$$W_{CP} = 2820$$

$$CC = 288$$

$$\underline{4548 \text{ Kg.}}$$

Pórtico (4)

Cálculo de Momentos de Empotramiento:

Azotea

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 1.25^2}{12} = 41.6 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 41.6 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 180 = 1,360 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12} = \frac{1360 \times 1.25^2}{12} = \frac{1360 \times 1.56}{12} = 177$$

$$M_{CP} = 177 \text{ Kgm.}$$

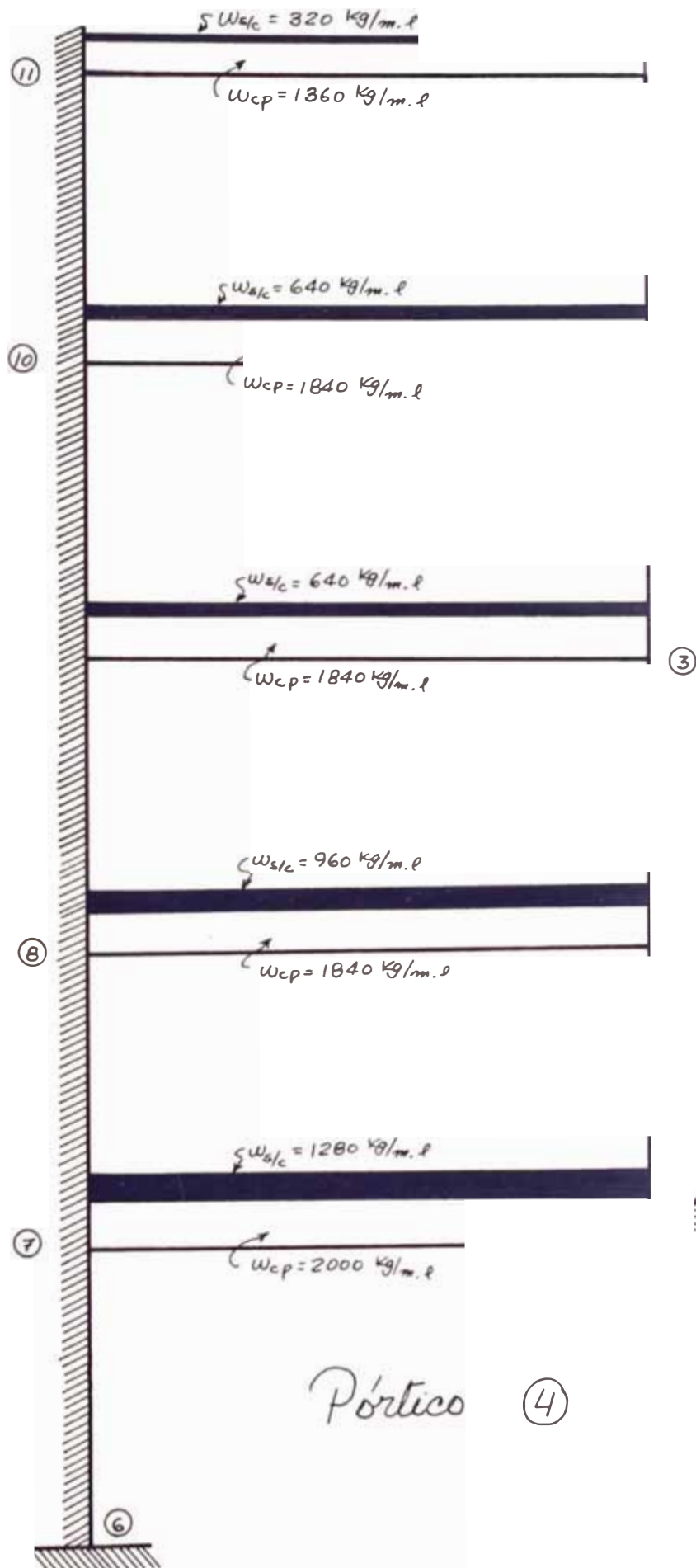
4° piso

Momento de Sobrecarga:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 1.56}{12} = 83.1 \text{ Kgm.}$$



Momento de cargas Permanentes

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 180 = 1840 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 1840 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12}$$

$$M_{CP} = \frac{1840 \times 1.56}{12} = 239 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 239 \text{ Kgm.}$$

3º piso

Momento de Sobrecarga:

$$W_{S/C} = 640 \text{ Kgm.}$$

$$M_{S/C} = \frac{640 \times 1.56}{12} = 83.1 \text{ Kgm.}$$

$$M_{S/C} = 83.1 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 180 = 1840 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 1840 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12}$$

$$M_{CP} = \frac{1840 \times 1.56}{12} = 239 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 239 \text{ Kgm.}$$

2º piso

Momento de Sobrecarga:

$$M_{S/C} = \frac{W_{S/C} l^2}{12}$$

$$M_{S/C} = \frac{960 \times 1.56}{12} = 125 \text{ Kgm.}$$

$$M_{S/C} = 125 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 180 =$$

$$W_{CP} = 1840$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12}$$

$$M_{CP} = \frac{1840 \times 1.56}{12} = 239 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 239 \text{ Kgm.}$$

1º piso:

Momento de Sobrecarga:

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 1.56}{12} = 166 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga Permanente:

$$W_{cp} = 1280 + 540 + 180 = 2,000 \text{ Kg.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{2,000 \times 1.56}{12} = 260 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cp} = 260 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo de Coeficientes:

Momento de inercia de la sección 30 x 25 (vigas).

30 x 25:

$$I = \frac{b l^3}{12} = \frac{30 \times 25^3}{12} = \frac{15600 \times 30}{12} = 39,000$$

Columnas

$$30 \times 30 \quad I = 67,500$$

$$25 \times 30 \quad I = 56,200$$

$$30 \times 50 \quad I = 312,500$$

Coeficientes de Rigidez $\frac{I}{l} = "K"$

Viga: 30 x 25:

$$K = \frac{39000}{125} = 312$$

Columnas:

25 x 30

$$K = \frac{56,200}{260} = 216$$

$$K = 216$$

30 x 30:

$$K = \frac{67,500}{260} = 260$$

$$K = 260$$

30 x 50:

$$K = \frac{312,500}{278} = 1,125$$

Cálculo de los coeficientes de Distribución:

Nudo 1:

$$C_{r1-11} = \frac{K_{r1-11}}{K_{r1-11} + K_{c1-2}} = \frac{312}{312 + 216} = \frac{312}{528} = 0.59$$

$$C_{c1-2} = \frac{K_{c1-2}}{K_{r1-11} + K_{c1-2}} = \frac{216}{528} = 0.41$$

Nudo 2:

$$C_{r2-10} = \frac{K_{r2-10}}{K_{r2-10} + K_{c2-1} + K_{c2-3}} = \frac{312}{312 + 216 + 260} = 0.396 \approx 0.40$$

$$C_{c2-1} = \frac{K_{c2-1}}{\Sigma K} = \frac{216}{788} = 0.274 \approx 0.27$$

$$C_{c2-3} = \frac{K_{c2-3}}{\Sigma K} = \frac{260}{788} = 0.33 \approx 0.33$$

Nudo 3:

$$C_{r3-9} = \frac{K_{r3-9}}{K_{r3-9} + K_{c3-2} + K_{c3-4}} = \frac{312}{312 + 260 + 260} = 0.375 \approx 0.38$$

$$C_{c3-2} = \frac{K_{c3-2}}{\Sigma K} = \frac{260}{832} = 0.312 \approx 0.31$$

$$C_{c3-4} = \frac{K_{c3-4}}{\Sigma K} = \frac{260}{832} = 0.312 \approx 0.31$$

Nudo 4:

$$C_{r4-8} = \frac{K_{r4-8}}{K_{r4-8} + K_{c4-3} + K_{c4-5}} = \frac{312}{312 + 260 + 1,125} = \frac{312}{1697} = 0.184$$

$$C_{c4-3} = \frac{K_{c4-3}}{\Sigma K} = \frac{260}{1697} = 0.153$$

$$C_{c4-5} = \frac{K_{c4-5}}{\Sigma K} = \frac{1225}{1697} = 0.663$$

Azotea: Momentos Isostáticos

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1360$$

$$W_T = 1680 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1680 \times 1.25^2}{8} = 328 \text{ Kgm.}$$

4º piso:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1840 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2,480 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2480 \times 1.25^2}{8} =$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2480 \times 0.195 = 484 \text{ Kgm.}$$

3º piso

$$W_T = 2,480 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 484 \text{ Kgm.}$$

2° piso

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 960 \text{ Kg./m.} \\
 W_{c/p} &= 1840 \text{ Kg./m.} \\
 W_T &= 2800 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l^2}{8} &= \frac{2800 \times 0.195}{8} = 546 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

1° piso :

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 1,280 \text{ Kg./m.} \\
 W_{c/p} &= 2,000 \text{ Kg./m.} \\
 W_T &= 3280 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l^2}{8} &= \frac{3280 \times 0.195}{8} = 640 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Cálculo de las envolventes de corte :

Azotea :

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 320 \text{ Kg./m.} \\
 W_{c/p} &= 1360 \\
 W_T &= 1680 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l^2}{2} &= \frac{1680 \times 1.25}{2} = 1035 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Corrección hiperestática

$$\begin{aligned}
 + 273.4 - 109.0 &= +164.4 \\
 + 1035 + 132 &= +1167 \text{ Kg} \\
 - 1035 + 132 &= -903 \text{ Kg.}
 \end{aligned}
 \quad C = \frac{164.4}{1.25} = +132 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso :

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 640 \text{ Kg./m.} \\
 W_{c/p} &= 1840 \\
 W_T &= 2480 \\
 \frac{W_T l^2}{2} &= \frac{2480 \times 1.25}{2} = 1550 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Corrección hiperestática :

$$\begin{aligned}
 + 371 - 224 &= +147 \\
 C &= \frac{147}{1.25} = (+) 118 \\
 + 118 + 1550 &= +1668
 \end{aligned}$$

2° piso :

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 960 \text{ Kg./m.} \\
 W_{c/p} &= 1840 \text{ Kg./m.} \\
 W_T &= 2,800 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l^2}{2} &= \frac{2800 \times 1.25}{2} = 1750 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Método de Cross

		Viga	Col.	
K/EK		0.59	0.41	
s/c	+41.6	-41.6	0	
c/p	+177	-177.0	0	
	+53.5	+107.0	+37.3	
	+1.3	+2.5	-4.2	
	+273.4	-109.0	+109.0	
K/EK		0.40	0.27	0.33
s/c	+83.1	-83.1	0	
c/p	+239	-239.0	0	
	+55.3	+110.6	+74.6	+45.6
			+37.2	+91.3
	+6.1	-12.2	-8.3	-6.6
	+371.0	-224.3	+104.0	+120.4
K/EK		0.38	0.31	0.31
s/c	+83.1	-83.1		
c/p	+239	-239.0		
	+56.0	+111.9	+91.2	+27.8
	-8.0	-16.0	+45.7	+91.2
			-13.1	-3.5
	+0.9	-5.1	-5.1	-13.1
	+371.0	+1.8	+1.4	+0.5
		-224.4	+119.8	+14.4
K/EK		0.184	0.153	0.663
s/c	+125	-125		
c/p	+239	-239		
	+33.5	+67	+55.6	+241.4
	-4.2	-8.4	+45.6	
			-7.0	30.2
	+0.6	-6.6	-6.6	
	+393.9	+1.2	+1.0	+44
		-304.3	+89.20	+215.10
K/EK				
s/c	+166	-166		
c/p	+260	-260		
			+20.7	
			-15.1	
			+2.2	
			-0.3	
	+426.0	-426.0	+107.5	

Portico (4)

Corrección Hiperestática:

$$+ 393.90 - 304.3 = + 89.6$$

$$C = \frac{+ 89.6}{1.25} = + 72 \text{ Kg.}$$

1º piso:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2000 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 3280 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_l}{2} = \frac{3280 \times 1.25}{2} = 2050$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 426 - 426 = 0$$

$$C = 0$$

Cálculo de la altura entre ejes de las columnas (4º, 3º, 2º pisos).

Altura de piso a techo: 2.43

Altura de viga a superficie de viga: $2.43 + 17 = 2.60 \text{ m.}$ (altura columna entre ejes de las vigas).

Altura columna 1º piso:

Altura de piso al techo: 2.73 m.

Altura de piso al 2º piso: $2.73 + .17 = 2.90$

Altura entre ejes de la columna: $2.90 - \frac{0.25}{2} = 2.775 \approx 2.78 \text{ m.}$

Longitud de entre ejes vigas:

$$l = 1.10 + 0.15 = 1.25 \text{ m.}$$

$$l = 1.25 \text{ m.}$$

Pórtico (4) B'BC'

Cálculo de momentos de Empotramiento:

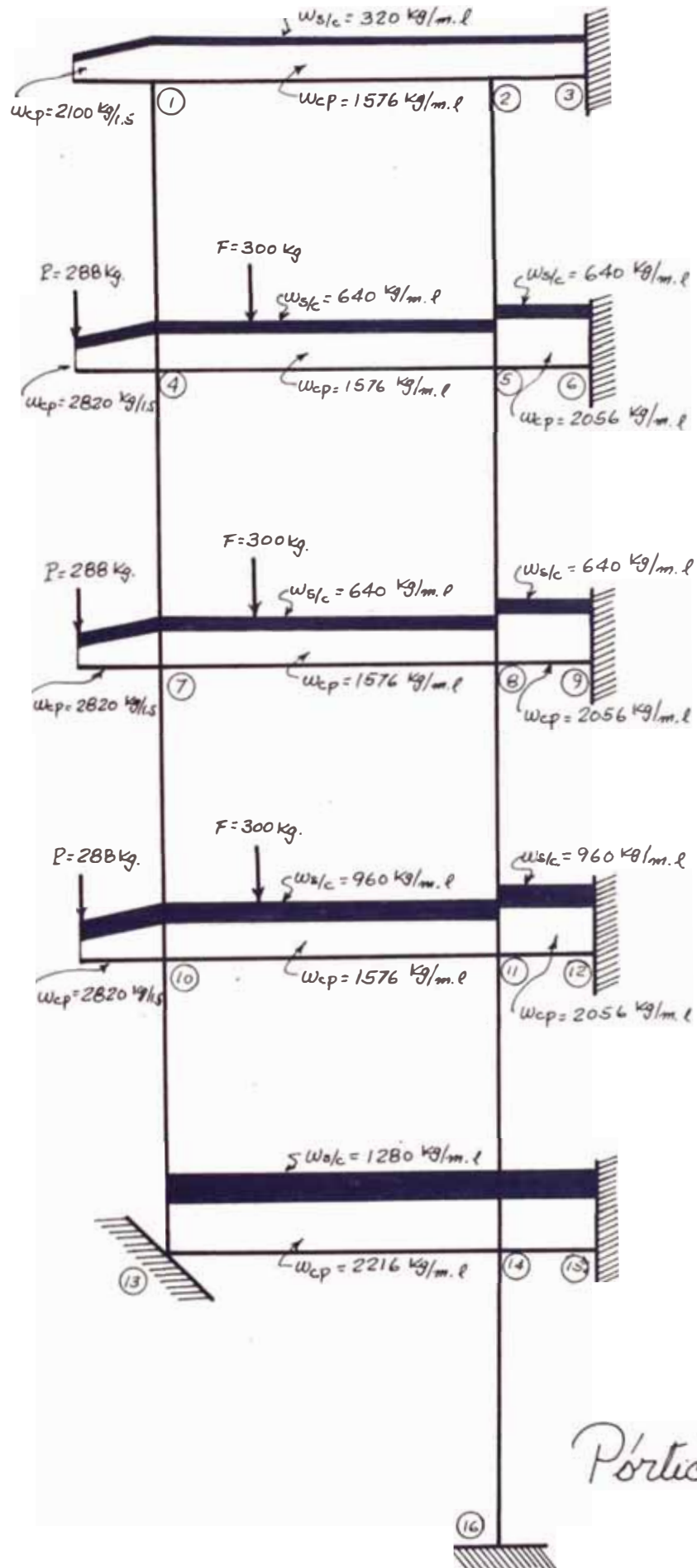
a.) Por voladizo (CC') (4):

Momentos son similares a los producidos por CC' 2.

b.) Eramo BC:

Azotea:

Momento de Sobrecarga:



Pórtico 4

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 6^2}{12} = \frac{320 \times 36}{12} = 960 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 960 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4728 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 4,728 \text{ Kg-m.}$$

Momento de carga concentrada

$$M = 0 \quad F = 0$$

4º piso

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{cc} = + \frac{F a b^2}{l^2} \quad (-)\ M_{cc} = - \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{300 \times 1.70 \times 4.3^2}{36} = \frac{300 \times 31.4}{36} = 262 \text{ Kgm.}$$

$$F = 300 \text{ Kg.}$$

$$a = 1.70 \text{ m.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

$$(+)\ M_{cc} = + 262 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{300 \times 4.30 \times 1.7^2}{36} = \frac{8.33 \times 4.30 \times 2.89}{36} = 103 \text{ Kgm.}$$

$$(-) M_{cc} = -103 \text{ Kg-m.}$$

3° piso (Idem al 4° piso).

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{cp} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4,728 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{cp} = 4,728 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas concentradas :

$$(+) M_{cc} = +262 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M_{cc} = -103 \text{ Kg-m.}$$

$$F = 300 \text{ Kg.}$$

$$a = 1.70 \text{ m.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

2° piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 36}{12} = 2880 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{cp} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4,728 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas concentradas :

$$(+) M_{cc} = +262 \text{ Kg-m.}$$

$$(-) M_{cc} = -103 \text{ Kg-m.}$$

1° piso

Momento de Sobrecarga :

$$W \text{ s/c} = 1280$$

$$M \text{ s/c} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{1280 \times 6^2}{12} = 3,840 \text{ Kg-m.}$$

$$M \text{ s/c} = 3,840 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1280 + 540 + 396 = 2,216 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2216 \times 36}{12} = 6,648 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 6,648 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0 \quad M = 0$$

c-) Momentos de Empotramiento en el tramo BB' $l = 1.70$.

Azotea:

Momento de s/c:

$$W \text{ s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{wl^2}{12}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{320 \times 1.7^2}{12} = 77 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{Wl^2}{12} = \frac{1576 \times 1.7^2}{12} = 380 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$F = 0 \quad M = 0.$$

4º piso

Momento de s/c:

$$W \text{ s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$M \text{ s/c} = \frac{640 \times 1.7^2}{12} = 154 \text{ Kgm.}$$

$$M \text{ s/c} = 154 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 1.7^2}{12} = 495 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 495 \text{ Kg-m.}$$

3° piso :

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 1.7^2}{12} = 154 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 154 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 1.7^2}{12} = 495 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 495 \text{ Kg-m.}$$

2° piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W l^2}{12} = \frac{960 \times 1.7^2}{12} = 231 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 231 \text{ Kg-m}$$

Momento de cargas Permanentes

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 1.7^2}{12} = 495 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 495 \text{ Kg-m.}$$

1° piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 1.7^2}{12} = 308 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 308 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1280 + 540 + 396 =$$

$$W_{CP} = 2216 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2216 \times 1.7^2}{12} = 534 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 534 \text{ Kg-m.}$$

Coefficientes de rigidez del tramo BB' (Viga).

$$I = 415,000$$

$$K = \frac{I}{l} = \frac{415,000}{170} = 2,440.$$

Coefficiente de Distribución:

Nudo 2:

$$C_{\nu 2-1} = \frac{K_{\nu 2-1}}{K_{\nu 2-1} + K_{\nu 2-3} + K_{c 2-5}} = \frac{691}{691 + 2,240 + 216} = 0.207$$

$$C_{\nu 2-3} = \frac{K_{\nu 2-3}}{K_{\nu 2-1} + K_{\nu 2-3} + K_{c 2-5}} = \frac{2440}{\sum K} = \frac{2440}{3347} = 0.728$$

$$C_{c 2-5} = \frac{K_{c 2-5}}{\sum K} = \frac{216}{3347} = 0.065$$

Nudo 5

$$C_{\nu 5-4} = \frac{K_{\nu 5-4}}{K_{\nu 5-4} + K_{\nu 5-6} + K_{c 5-2} + K_{c 5-8}} = \frac{691}{691 + 2440 + 216 + 615} = 0.175$$

$$C_{\nu 5-6} = \frac{K_{\nu 5-6}}{\sum K} = \frac{2440}{3962} = 0.615$$

$$C_{c 5-2} = \frac{216}{3962} = 0.055$$

$$C_{c 5-8} = \frac{615}{3962} = 0.155$$

Nudo 8:

$$C_{\nu 8-7} = \frac{K_{\nu 8-7}}{K_{\nu 8-7} + K_{\nu 8-9} + K_{c 8-5} + K_{c 8-11}} = \frac{691}{691 + 2440 + 615 + 615} = 0.16$$

$$C_{\nu 8-9} = \frac{K_{\nu 8-9}}{\sum K} = \frac{2440}{4361} = 0.559 \approx 0.56$$

$$C_{c 8-5} = \frac{K_{c 8-5}}{\sum K} = \frac{615}{4361} = 0.141 \approx 0.14$$

$$C_{c 8-11} = \frac{615}{4361} = 0.141 \approx 0.14$$

Nudo 11:

$$C_{\nu 11-10} = \frac{K_{\nu 11-10}}{K_{\nu 11-10} + K_{\nu 11-12} + K_{c 11-8} + K_{c 11-14}} = \frac{691}{691 + 2440 + 615 + 1580} = 0.13$$

$$C_{\nu 11-12} = \frac{2440}{\sum K} = \frac{2440}{5326} = 0.46 \approx 0.46$$

$$C_{c 11-8} = \frac{K_{c 11-8}}{\sum K} = \frac{615}{5326} = 0.115 \approx 0.11$$

$$C_{c 11-14} = \frac{K_{c 11-14}}{\sum K} = \frac{1580}{5326} = 0.297 \approx 0.30$$

Nudo 14:

$$C_{U14-13} = \frac{K_{U14-13}}{K_{U14-13} + K_{U14-15} + K_{C14-11} + K_{C14-16}} = \frac{691}{691 + 2440 + 1580 + 1980} \approx 0.1$$

$$C_{U14-15} = \frac{K_{U14-15}}{\sum K} = \frac{2440}{6691} = 0.364 \approx 0.36$$

$$C_{C14-11} = \frac{1580}{6691} = 0.236 \approx 0.24$$

$$C_{C14-16} = \frac{1980}{6691} = 0.296 \approx 0.30$$

Cálculo de Momentos Dostáticos:

Eramo BC:

Azotea

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 1576$$

$$W_T = 1896$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1576 \times 36}{8} = 7,100 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 8,540 \text{ Kgm.}$$

4º piso - 3º piso

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2216$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2216 \times 36}{8} = 2216 \times 4.5 = 9,960 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1576 \times 36}{8} = 1576 \times 4.5 = 7,100 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = \frac{300 \times 1.70 \times 4.30}{6.00} = 365 \text{ Kgm.}$$

$$a = 1.70$$

$$b = 4.30$$

$$l = 6.00$$

$$F = 300 \text{ Kg.}$$

2º piso:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2536 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1576 \times 36}{8} = 1576 \times 4.5 = 7,100 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2536 \times 36}{8} = 11,420 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = 365 \text{ Kg-m.}$$

$$a = 1.70 \text{ m.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

$$F = 300 \text{ Kg.}$$

1° piso :

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 2216$$

$$W_T = 3,496$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{3496 \times 36}{8} = 3496 \times 4.5 = 15730 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2216 \times 36}{8} = 2216 \times 4.5 = 9,960 \text{ Kgm.}$$

Eramo BB'

Azotea :

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg/m}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1576 \times 1.7^2}{8} = 1576 \times 0.361 = 569 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 1.7^2}{8} = 1896 \times 0.361 = 685 \text{ Kgm.}$$

4° piso - 3° piso :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = 2056 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = 2056 \times 0.361 = 742 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 2696 \times 0.361 = 974 \text{ Kgm.}$$

2° piso :

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_{s/c} = 960$$

$$W_T = 3016$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = 2056 \times 0.361 = 742 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = 3016 \times 0.361 = 1090 \text{ Kgm.}$$

1° piso :

$$W_{s/c} = 1280$$

$$W_{CP} = 2216$$

$$W_T = 3496$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{3496 \times 0.361}{8} = 1262 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2216 \times 0.361}{8} = 800 \text{ Kgm.}$$

Volado:

$$P = 288 \text{ Kg.}$$

$$Pl = 288 \times 1.50 = 432 \text{ Kgm.}$$

Envolvente de corte:

Eramo BC

Azotea:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{1896 \times 6}{2} = 5,688 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 2925 - 6003 = - 3078$$

$$+ 2923 - 6017 = - 3094$$

$$+ 3161 - 5905 = - 2744$$

$$C_1 = \frac{-3094}{6} = - 516 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{-2744}{6} = - 458 \text{ Kg.}$$

4º piso - 3º piso:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = \frac{1576}{2} = 2216 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2216 \times 6}{2} = 6648 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = \frac{Fb}{l} = \frac{300 \times 4.30}{6} = 215 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{Fa}{l} = \frac{300 \times 1.70}{6} = 85 \text{ Kg.}$$

$$R_c = 6648 + 215 = 6863 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 6648 + 85 = 6733 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática (4º piso).

$$+ 5739 - 6486 = - 747$$

$$+ 5730 - 6510 = -780$$

$$+ 6005 - 6370 = -365$$

$$C_1 = \frac{-780}{6} = -130 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = -\frac{365}{6} = 61 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática: (3º piso).

$$+ 6115 - 6423 = -308$$

$$+ 6107 - 6443 = -336$$

$$+ 6271 - 6351 = -80$$

$$C_1 = -\frac{336}{6} = -56 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = -\frac{80}{6} = -13 \text{ Kg.}$$

2º piso

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576$$

$$W_T = 2,536 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{2536 \times 6}{2} = 7608 \text{ Kg.}$$

$$R_c = 7608 + 215 = 7823 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 7608 + 85 = 7693 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática:

$$+ 7037 - 7510 = -473$$

$$+ 7029 - 7533 = -504$$

$$+ 7273 - 7404 = -131$$

$$C_1 = \frac{504}{6} = -84 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{131}{6} = -22 \text{ Kg.}$$

1º piso:

$$W_{s/c} = 1280$$

$$W_{CP} = 2216$$

$$W_T = 3496 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{3496 \times 6}{2} = 10,488 \text{ Kg.}$$

Corrección hiperestática:

$$+ 10939 - 9588 = +1351 \text{ Kg}$$

$$+ 10925 - 9615 = +1310 \text{ Kg.}$$

$$C_1 = \frac{1351}{6} = +225 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{1310}{2} = + 218 \text{ Kg.}$$

Tramo BB'
Azotea

$$W_{sk} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{cp} = 1576 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{1896 \times 1.7}{2} = 1610 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 5403 + 2017 = + 7420$$

$$+ 4391 + 1510 = + 5901$$

$$C_1 = \frac{7420}{1.7} = + 4360 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{5901}{1.7} = + 3470 \text{ Kg.}$$

4º piso - 3º piso:

$$W_{cp} = 2056$$

$$W_{sk} = 640$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{2696 \times 1.7}{2} = 2290 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática: (4º piso).

$$+ 4545 + 1299 = + 5844 \text{ Kg-m.}$$

$$+ 3144 + 599 = + 3743 \text{ Kg-m.}$$

$$C_1 = + \frac{5844}{1.7} = + 3440 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = + \frac{3743}{1.7} = + 2200 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática: (3º piso).

$$+ 3960 + 1006 = + 4966$$

$$+ 2874 + 464 = + 3338$$

$$C_1 = \frac{4966}{1.7} = + 2920 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{3338}{1.7} = + 1960 \text{ Kg.}$$

2º piso:

$$W_{s/c} = 960$$

$$W_{cp} = 2056$$

$$W_T = 3016$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{3016 \times 1.7}{2} = 2560 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned}
 &+ 3553 + 688 = + 4241 \\
 &+ 2268 + 45 = + 2313 \\
 C_1 &= \frac{4241}{1.7} = + 2495 \text{ Kg.} \\
 C_2 &= \frac{2313}{1.7} = + 1360 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

1º piso

$$\begin{aligned}
 \frac{W_T L}{2} &= \frac{3496 \times 1.7}{2} = 2970 \text{ Kg.} \\
 &+ 3983 + 729 = + 4712 \\
 &+ 2754 + 114 = + 2868
 \end{aligned}$$

Volado

Corte en la cara exterior de la columna A.

Azotea:

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 480 \text{ Kg.} \\
 W_{CP} &= 2100 \\
 W_T &= 2580 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

4º piso - 3º piso:

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 960 \\
 W_{CP} &= 2820 \\
 CC. &= 288 \\
 &4068 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

2º piso:

$$\begin{aligned}
 W_{s/c} &= 1440 \text{ Kg.} \\
 W_{CP} &= 2820 \\
 CC. &= 288 \\
 &4548 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Pórtico (5)

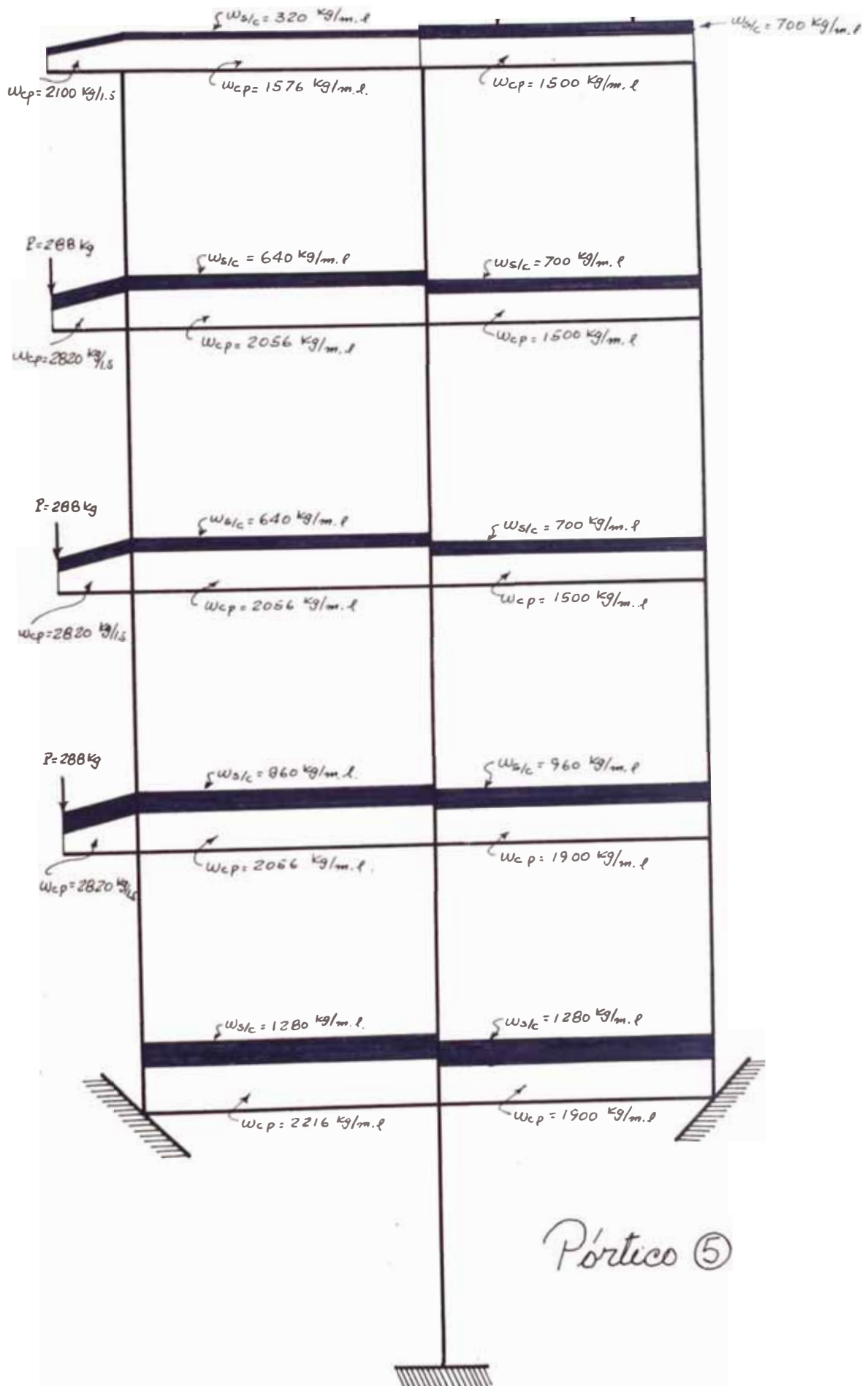
Cálculo de Momentos de Empotramiento:

a-) Por Voladizo (CC) (5)

Momentos son similares a los producidos por CC' 2.

b-) Eramo BC:

Azotea:



Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 36}{12} = 960 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 960 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP,} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP,} = \frac{Wl^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP,} = 4,728 \text{ Kgm.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M_{cc} = \frac{F a b^2}{l^2} \quad M_{cc} = -\frac{F a^2 b}{l^2}$$

$$F = 0$$

$$M = 0$$

4º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1,920 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes

$$W_{CP,} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP,} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP,} = 6150 \text{ Kgm.}$$

3º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{Wl^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1920 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6150 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 6150 \text{ Kgm.}$$

2° piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 36}{12} = 2880 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 2880 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1180 + 480 + 396 = 2056 \text{ Kg.}$$

$$M_{CP} = \frac{2056 \times 36}{12} = 6168 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 6168 \text{ Kgm.}$$

1° piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12} = \frac{1280 \times 36}{12} = 3840 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = 3840 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1280 + 540 + 396 = 2216 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{2216 \times 36}{12} = 6648 \text{ Kg.-m.}$$

$$M_{CP} = 6648 \text{ Kg.-m.}$$

C.-) Momentos de Empotramiento. Eramo AB:

Azotea

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{700 \times 5.5^2}{12} = 700 \times 2.52 = 1,760 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1,760 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1,500 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{W_{CP} l^2}{12} = \frac{1500 \times 5.5^2}{12} = 1500 \times 2.52 = 3780 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 3780 \text{ Kgm.}$$

Momentos de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{CC1} = \frac{F a b^2}{l^2} \quad (-)\ M_{CC1} = \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{CC1} = \frac{1070 \times 1.70 \times 3.90^2}{5.50^2} = 860 \text{ Kgm.}$$

$$F = 1070 \text{ Kg.} = F_2 = 1070$$

$$a = 1.60 \quad a = 4.30$$

$$b = 3.90 \quad b = 1.20$$

$$l = 5.50 \quad l = 5.50$$

$$(+)\ M_{CC1} = 860 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC1} = \frac{1070 \times 1.70^2 \times 3.90}{5.50^2} = 398$$

$$(-)\ M_{CC1} = 398 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CC2} = (+) 298 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{CC2} = (-) 785 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CC2} = \frac{1070 \times 4.30 \times 1.20^2}{5.50^2} = (+) 218$$

$$(-)\ M_{CC2} = \frac{1070 \times 1.20 \times 4.3^2}{5.50^2} = (-) 785 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{CP} = 3780 + 860 + 218 = + 4858$$

$$(-)\ M_{CP} = -3780 - 398 - 785 = - 4963$$

4º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{700 \times 5.5^2}{12} = 1760$$

$$M_{s/c} = 1760 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1500 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1500 \times 5.5^2}{12} = 3,780 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 3,780 \text{ Kgm.}$$

3º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{700 \times 5.5^2}{12} = 1,760 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 1760 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1,500 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1,500 \times 5.5^2}{12} = 3,780 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 3,780 \text{ Kgm}$$

2º piso

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 30.25}{12} = 2420 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = 2420 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes :

$$W_{CP} = 1,900 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1,900 \times 30.25}{12} = 4780 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CP} = 4,780 \text{ Kgm.}$$

1º piso :

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kgm.}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 30.25}{12} = 3,230$$

$$M_{s/c} = 3,230 \text{ Kgm.}$$

Coefficientes del Pórtico ⑤
Calculados en el Pórtico ② y ①.

Cálculo de Momentos Isostáticos :

Éramo BC :

Azotea

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 36}{8} = 8,530 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = 1576 \times 4.5 = 7,100 \text{ Kgm.}$$

Éramo AB :

Azotea

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1,500$$

$$W_T = 2,200 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2,200 \times 5.5^2}{8} = 8,320 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1,500 \times 3.78}{8} = 5,670 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{ab}}{l} = \frac{1070 \times 1.60 \times 3.90}{5.50} = 1214 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{F_{a,b}}{l} = \frac{1070 \times 4.30 \times 1.20}{5.50} =$$

$$\frac{F_{a,b}}{l} = 1010 \text{ Kgm.}$$

$$F = 1070$$

$$a = 1.60$$

$$b = 3.90$$

$$l = 5.50$$

$$F = 1070$$

$$a, = 4.30$$

$$b, = 1.20$$

$$l = 5.50$$

Éramo BC:

4° piso - 3° piso:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2696 \times 36}{8} = 12,140 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 36}{8} = 9,250 \text{ Kgm.}$$

Éramo AB:

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1,500 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2,200 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2,200 \times 5.5^2}{8} = 8,320 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{1,500 \times 5.5^2}{8} = 5,670 \text{ Kgm.}$$

Éramo BC:

2° piso:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_T = 3016 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{3016 \times 36}{8} = 13,570 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{CP} l^2}{8} = \frac{2056 \times 36}{8} = 9260 \text{ Kgm.}$$

Éramo AB:

2° piso

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$\begin{aligned}
 W_{CP} &= 1,900 \\
 W_T &= 2,860 \\
 \frac{W_T l^2}{8} &= \frac{2860 \times 5.5^2}{8} = 10,810 \text{ Kgm} \\
 \frac{W_{CP} l^2}{8} &= \frac{1,900 \times 3.78}{8} = 7,180 \text{ Kgm.}
 \end{aligned}$$

Enramo BC:

1º piso:

$$\begin{aligned}
 W_{sk} &= 1,280 \\
 W_{CP} &= 2,216 \\
 W_T &= 3,496 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l^2}{8} &= \frac{3496 \times 6^2}{8} = 15,720 \text{ Kgm.} \\
 \frac{W_{CP} l^2}{8} &= \frac{2216 \times 6^2}{8} = 9,980 \text{ Kgm.}
 \end{aligned}$$

Enramo AB:

$$\begin{aligned}
 W_{sk} &= 1,280 \\
 W_{CP} &= 1,900 \\
 W_T &= 3,180 \\
 \frac{W_T l^2}{8} &= \frac{3180 \times 5.5^2}{8} = 12,020 \text{ Kgm.} \\
 \frac{M_{CP} l^2}{8} &= \frac{1,900 \times 5.5^2}{8} = 7,180 \text{ Kgm.}
 \end{aligned}$$

Volado:

$$M_{Ec} = P_l = 288 \times 1.50 = 432 \text{ Kgm}$$

Cálculo de Envolvente de corte:

Enramo BC:

Azotea:

$$\begin{aligned}
 W_{sk} &= 320 \text{ Kg./m.} \\
 W_{CP} &= 1,576 \text{ Kg./m.} \\
 W_T &= 1,896 \text{ Kg./m.} \\
 \frac{W_T l}{2} &= \frac{1896 \times 6}{2} = 5,688 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 2840 - 6988 = -4148$$

$$+ 2426 - 8069 = -5643$$

$$+ 2576 - 7069 = -4493$$

$$C_1 = - \frac{4148}{6} = -691 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = - \frac{5643}{6} = -940 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso :

$$W_{sk} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2056 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2696 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2696 \times 6}{2} = 8088 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática : (4° piso).

$$+6265 - 7922 = -1657$$

$$+5744 - 8712 = -2968$$

$$+5948 - 8039 = -2091$$

$$C_1 = \frac{-1657}{6} = -276 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{-2968}{6} = -495 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática : (3° piso):

$$+6693 - 7917 = -1224$$

$$+6241 - 8591 = -2350$$

$$+6443 - 8015 = -1572$$

$$C_1 = \frac{-1224}{6} = -204 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{-2350}{6} = -392 \text{ Kg.}$$

2° piso :

$$W_{sk} = 960$$

$$W_{CP} = 2056$$

$$W_T = 3016$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{3016 \times 6}{2} = 9048 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática :

$$+8545 - 8947 = -902$$

$$+7585 - 9573 = -1988$$

$$+7797 - 9051 = -1254$$

$$C_1 = \frac{-902}{6} = -150 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{-1988}{6} = -331 \text{ Kg.}$$

1° piso :

$$W_{sk} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 2216 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 3,496 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{3496 \times 6}{2} = 10,488 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática :

$$+10888 - 9688 = +1,200$$

$$+10662 - 10141 = +521$$

$$C_1 = + \frac{1,200}{6} = + 200 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = + \frac{521}{6} = + 87 \text{ Kg.}$$

Enano AB:

Azotea

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1,500 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 2,200 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{2,200 \times 5.5}{2} = 6050 \text{ Kg.}$$

$$R_1 \times 5.50 - 1070 \times 3.90 - 1.20 =$$

$$R_1 = \frac{4170 + 1283}{5.50} = 992 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 1070 \times 4.30 + 1070 \times 1.60 = \frac{4,600 + 1712}{5.5} = 1,148 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 6050 + 992 = 7042 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 6050 + 1148 = 7198 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática

$$+ 8377 - 1596 = + 6781$$

$$+ 7519 - 1661 = + 5858$$

$$C_1 = \frac{6781}{5.5} = + 1233 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{5858}{5.5} = + 1068 \text{ Kg.}$$

4º piso - 3º piso:

$$W_{s/c} = 700 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1,500$$

$$W_T = 2,200 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_{Tl}}{2} = \frac{2,200 \times 5.5}{2} = 6050 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática: (4º piso).

$$+ 7875 - 2012 = + 5863$$

$$+ 7101 - 2189 = + 4912$$

$$C_1 = + \frac{5863}{5.5} = + 1068$$

$$C_2 = + \frac{4912}{5.5} = + 894$$

Corrección Hiperestática (3º piso).

$$+ 7051 - 2291 = + 4760$$

$$+ 7661 - 2145 = + 5516$$

$$C_1 = + \frac{4760}{5.5} = + 866$$

$$C_2 = \frac{+5516}{5.5} = +1002$$

2° piso:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1900$$

$$W_T = 2860 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2860 \times 5.5}{2} = 7,880 \text{ Kg./m.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 8037 - 4891 = +3146$$

$$+ 8705 - 4650 = +4055$$

$$C_1 = \frac{+3146}{5.5} = +571 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{+4055}{5.5} = +738 \text{ Kg.}$$

Tramo AB:

1° piso:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1,900 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 3,180 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{3180 \times 5.5}{2} = 8770 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática

$$+ 7806 - 8112 = -306$$

$$+ 8382 - 7824 = +558.$$

Volado

Corte en la cara exterior de la columna A

Azuleo

$$W_{s/c} = 480$$

$$W_{CP} = 2100$$

$$2580 \text{ Kg.}$$

4° piso - 3° piso:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg}$$

$$W_{CP} = 2820 \text{ Kg}$$

$$c.c. = 288 \text{ Kg}$$

$$4068 \text{ Kg.}$$

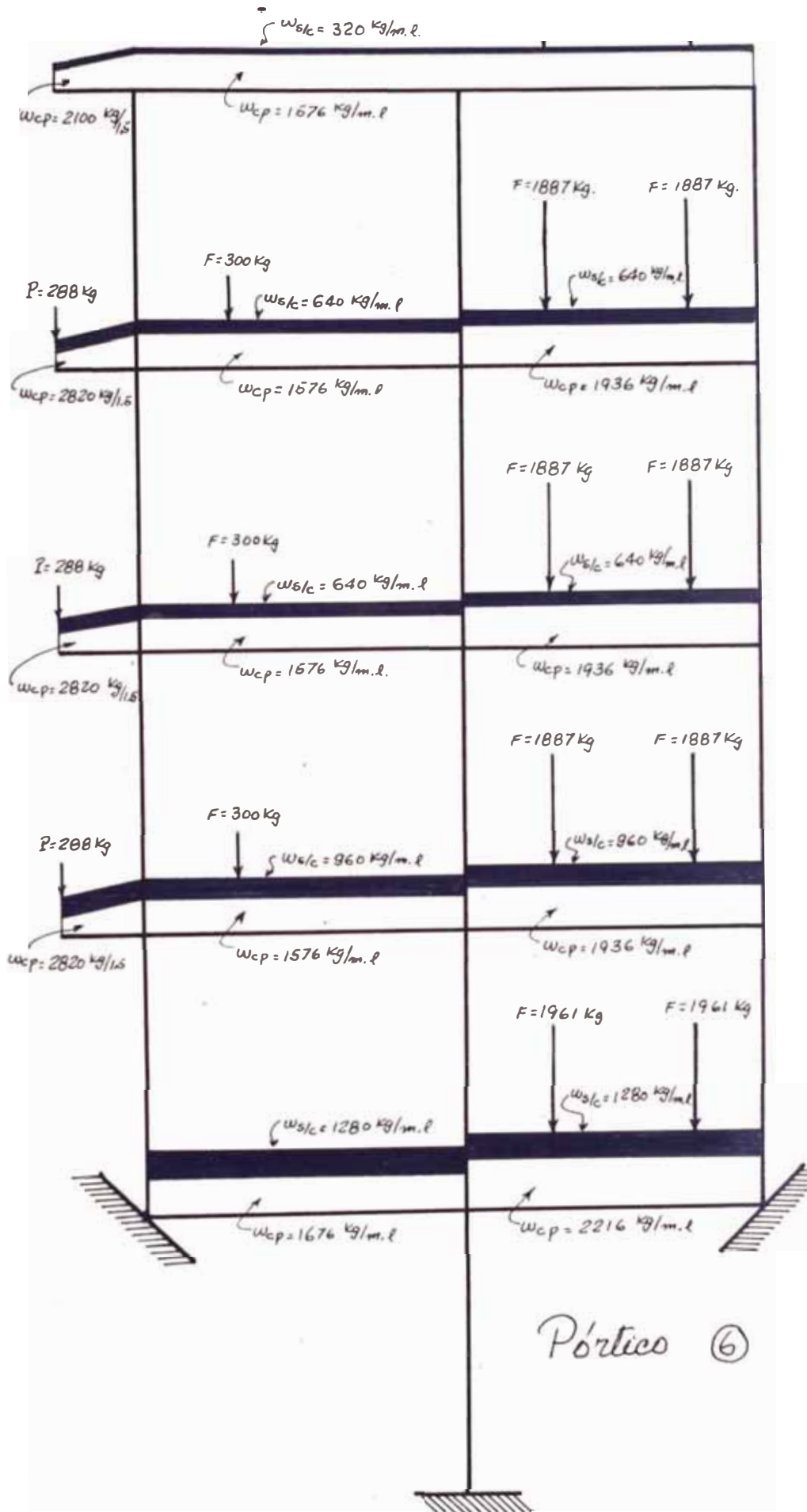
2° piso:

$$W_{s/c} = 1440 \text{ Kg.}$$

$$W_{CP} = 2820 \text{ Kg.}$$

$$c.c. = 288$$

$$4548 \text{ Kg.}$$



Pórtico ⑥

Cálculo de Momentos de Empotramiento:

a.) Por voladizo (CC) ⑥ :
Iguales al pórtico ②

b.) En el tramo BC: (Momentos de Empotramiento):

Azules:

Momento de s/c:

$$M_{sk} = \frac{W_{sk} l^2}{12} \quad W_{sk} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{sk} = \frac{320 \times 6^2}{12} = 960 \text{ Kg.-m.}$$

$$M_{sk} = 960 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{cp} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4728 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cp} = 4728 \text{ Kg.-m.}$$

Momento de carga concentrada:

$$M = 0 \quad F = 0.$$

4º piso:

Momento de s/c:

$$W_{sk} = 640 \text{ Kg./m.} \quad M_{sk} = \frac{W_{sk} l^2}{12}$$

$$M_{sk} = \frac{640 \times 36}{12} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{sk} = 1920 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{cp} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4728 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cp} = 4728 \text{ Kg.m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{cc} = + \frac{F a b^2}{l^2} \quad (-)\ M_{cc} = - \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc} = \frac{300 \times 1.70 \times 4.3^2}{36} = 262 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{cc} = + 262 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc} = \frac{300 \times 4.30 \times 1.7^2}{36} = 103 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc} = - 103 \text{ Kg-m.}$$

$$(+)\ M_{cp} = + 4728 + 262 = + 4990$$

$$(-)\ M_{cp} = - 4728 - 103 = - 4831$$

$$+ M_{cp} + M_{sk} = 4990 + 1920 = + 6910$$

$$- M_{cp} - M_{sk} = - 4831 - 1920 = - 6751$$

$$F = 300 \text{ Kg.}$$

$$a = 1.70 \text{ m.}$$

$$b = 4.30 \text{ m.}$$

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

3° piso (Idem al 4° piso).

2° piso

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg./m.} \quad M_{s/c} = W_{s/c} l^2$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 36}{12} = 2880 \text{ Kgm.} \quad 12$$

$$M_{s/c} = 2880 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{cp} = 1180 + 396 = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 36}{12} = 4728 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cp} = 4728 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas Concentradas:

$$(+)\ M_{cc} = (+) 262 \text{ Kgm.}$$

$$(-)\ M_{cc} = - 103 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{cp} = 4728 + 262 = (+) 4990$$

$$(-)\ M_{cp} = - 4728 - 103 = - 4831$$

$$+ M_{cp} + M_{sk} = + 4990 + 2880 = + 7870$$

$$- M_{cp} - M_{sk} = - 4831 - 2820 = - 7711$$

1° piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 1280 \text{ Kg./m.} \quad M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{1280 \times 6^2}{12} = 3840 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{sk} = 3840 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas Permanentes:

$$W_{cp} = 1676 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{cp} = \frac{1676 \times 6^2}{12} = 5,028 \text{ Kgm.}$$

$$M_{cp} = 5,028 \text{ Kg-m.}$$

Momento de Cargas concentradas:

$$F = 0$$

$$M = 0.$$

$$(+M_{sk} + M_{cp} = + 5028 + 3840 = 8868$$

$$(-)M_{sk} + M_{cp} = - 5028 - 3840 = 8868$$

Momentos de Empotramiento:

Eramo AB:

Azotea

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 320 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{320 \times 5.5^2}{12} = 806 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 806 \text{ Kg-m.}$$

Momento de carga Permanente:

$$W_{cp} = 1576 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{cp} = \frac{W_{cp} l^2}{12} = \frac{1576 \times 30.25}{12} = 3980$$

$$M_{cp} = 3980 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$(+M_{cc1} = \frac{F a b^2}{l^2} \quad (-)M_{cc1} = \frac{F b a^2}{l^2}$$

$$(+M_{cc1} = + 860 \text{ Kgm.}$$

$$F_1 = 1070$$

$$F_2 = 1070$$

$$(-)M_{cc1} = (-) 398 \text{ Kgm.}$$

$$a = 1.60$$

$$a = 4.30$$

$$(+M_{cc2} = (+) 218 \text{ Kgm.}$$

$$b = 3.90$$

$$b = 1.20$$

$$(-)M_{cc2} = (-) 785 \text{ Kgm.}$$

$$l = 5.50$$

$$l = 5.50$$

$$(+M_{cp} = + 3980 + 860 + 218 = + 5058$$

$$(-)M_{cp} = - 3980 - 398 - 785 = - 5163$$

$$(+M_{cp} + M_{s/c} = + 5058 + 806 = + 5864$$

$$(-)M_{cp} - M_{sk} = - 5163 - 806 = - 5969$$

4º piso:

Momento de s/c:

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{640 \times 30.25}{12} = 1,610 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 1,610 \text{ Kg-m.}$$

Momentos de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1936 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1936 \times 30.25}{12} = 4,870 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CP} = 4,870 \text{ Kg-m.}$$

Momentos de cargas concentradas:

$$(+)\ M_{cc1} = \frac{Fdb^2}{l^2} \quad (-)\ M_{cc1} = \frac{Fba^2}{l^2}$$

$$(+)\ M_{cc1} = \frac{1887 \times 1.60 \times 3.9^2}{5.5^2} = \quad F_1 = 1887 \text{ Kg.} \quad F_2 = 1887 \text{ Kg.}$$

$$a = 1.60 \quad a = 4.20$$

$$b = 3.90 \quad b = 1.30$$

$$l = 5.50 \quad l = 5.50$$

$$(-)\ M_{cc1} = (-) 623 \text{ Kg-m.}$$

$$(+)\ M_{cc2} = \frac{1887 \times 4.20 \times 1.3^2}{30.25} =$$

$$(+)\ M_{CP} = (+) 4870 + 1520 + 442$$

$$(+)\ M_{CP} = + 6832$$

$$(+)\ M_{cc2} = (+) 442 \text{ Kg-m.}$$

$$(-)\ M_{CP} = - 4870 - 623 - 1430$$

$$(-)\ M_{cc2} = \frac{1887 \times 1.3 \times 4.2^2}{30.25} =$$

$$(-)\ M_{CP} = - 6923.$$

$$(-)\ M_{cc2} = (-) 1430 \text{ Kg-m.}$$

$$(+)\ M_{CP} + M_{s/c} = 6832 + 1610$$

$$(+)\ M_{CP} + M_{s/c} = + 8442$$

$$- M_{CP} - M_{s/c} = - 6923 - 1610$$

$$- M_{CP} - M_{s/c} = - 8533.$$

3° piso : (idem 4° piso).

2° piso :

Momento de s/c :

$$W_{s/c} = 960 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{s/c} = \frac{W_{s/c} l^2}{12}$$

$$M_{s/c} = \frac{960 \times 30.25}{12} =$$

$$M_{s/c} = 2420 \text{ Kg-m.}$$

Momentos de cargas Permanentes:

$$W_{CP} = 1936 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{CP} = \frac{1936 \times 30.25}{12} = 4880$$

$$(+)\ M_{CP} = 4880 + 1520 + 442$$

$$(+)\ M_{CP} = + 6842$$

$$(-)\ M_{CP} = - 4880 - 623 - 1430$$

$$(-)\ M_{CP} = - 6933$$

$$M_{CP} = 4,880 \text{ Kg-m.}$$

Momento de cargas concentradas:

$$\begin{aligned} (+) M_{cc_1} &= (+) 9520 \text{ Kg-m.} & + M_{cp} + M_{s/c} &= +6842 + 2420 = \\ (-) M_{cc_1} &= (-) 623 \text{ Kg-m.} & + M_{cp} + M_{s/c} &= +9262 \\ (+) M_{cc_2} &= (+) 442 \text{ Kg-m.} & - M_{cp} - M_{s/c} &= -6933 - 2420 = \\ (-) M_{cc_2} &= (-) 1430 \text{ Kg-m.} & - M_{cp} - M_{s/c} &= -9353 \end{aligned}$$

1º piso

Momento de s/c:

$$\begin{aligned} W_{s/c} &= 1280 \text{ Kg./m} \\ M_{s/c} &= \frac{1280 \times 30.25}{12} = \\ M_{s/c} &= 3,220 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Momento de cargas Permanentes

$$\begin{aligned} W_{cp} &= 2216 \text{ Kg./m.} \\ M_{cp} &= \frac{2216 \times 30.25}{12} = 5,580 \\ M_{cp} &= 5,580 \text{ Kg-m.} \end{aligned}$$

Momento de cargas concentradas:

$$\begin{aligned} (+) M_{cc_1} &= \frac{F a b^2}{l^2} & (-) M_{cc_1} &= \frac{F b a^2}{l^2} & F_1 &= 1961 \text{ Kg.} & F &= 1961 \text{ Kg.} \\ & & & & a &= 1.60 & a &= 4.20 \\ (+) M_{cc_1} &= \frac{1961 \times 1.60 \times 3.9^2}{5.50^2} = & b &= 3.90 & b &= 1.30 \\ & & l &= 5.50 & l &= 5.50 \\ (+) M_{cc_1} &= (+) 1580 \text{ Kg-m.} \\ (-) M_{cc_1} &= \frac{1961 \times 3.90 \times 1.60^2}{5.50^2} = \\ (-) M_{cc_1} &= (-) 648 \text{ Kg-m.} \\ (+) M_{cc_2} &= \frac{1961 \times 4.20 \times 1.30^2}{30.25} = \\ (+) M_{cc_2} &= 460 \text{ Kg-m.} \\ (-) M_{cc_2} &= \frac{1961 \times 1.30 \times 4.20^2}{5.50^2} = \\ (-) M_{cc_2} &= (-) 1485 \text{ Kg-m.} \\ (+) M_{cp} &= 5580 + 1580 + 460 = (+) 7620 \\ (-) M_{cp} &= -5580 - 648 - 1485 = (-) 7713 \\ (+) M_{cp} + M_{s/c} &= +7620 + 3220 = (+) 10840 \\ - M_{cp} - M_{s/c} &= -7713 - 3220 = -10,933 \end{aligned}$$

Coefficientes del Pórtico ⑥.

Están calculados en el Pórtico ② y ①

Envolvente de corte :

Eramo CB :

Azotea

$$\begin{aligned} W_{s/c} &= 320 \text{ Kg./m.} & \frac{W_T l}{2} &= \frac{1896 \times 6}{2} = 5,688 \text{ Kg.} \\ W_{CP} &= \frac{1576}{2} \\ W_T &= 1896 \end{aligned}$$

Corrección Hiperestática :

$$+ 2852 - 7651 = -4799 \quad C_1 = \frac{-4799}{6} = -800$$

$$+ 2578 - 7181 = -4603$$

$$C_2 = \frac{-4603}{6} = -766$$

4º piso - 3º piso :

$$\begin{aligned} W_{s/c} &= 640 \text{ Kg./m.} \\ W_{CP} &= \frac{1576 \text{ Kg./m.}}{2} & \frac{W_T l}{2} &= \frac{2216 \times 6}{2} = 6,648 \text{ Kg.} \\ W_T &= 2,216 \text{ Kg./m.} \end{aligned}$$

$$F = 300 \quad R'_1 = \frac{300 \times 4.30}{6} = 215 \text{ Kg.}$$

$$a = 1.70$$

$$b = 4.30 \quad R'_2 = \frac{300 \times 1.70}{6} = 85 \text{ Kg.}$$

$$R_C = 6648 + 215 = 6863 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 6648 + 85 = 6733 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática (4º piso).

$$+ 5240 - 8746 = -3506$$

$$+ 4912 - 8110 = -3198$$

$$C_1 = \frac{-3506}{6} = -584$$

$$C_2 = \frac{-3198}{6} = -533$$

$$C_1 = \frac{-2849}{6} = -475$$

$$C_2 = \frac{-2565}{6} = -428$$

2º piso :

$$W_{s/c} = 960 \quad \frac{W_T l}{2} = \frac{2536 \times 6}{2} = 7,608 \text{ Kg.}$$

$$W_{EP} = \frac{1576}{2}$$

$$W_T = 2536 \text{ Kg.}$$

$$R_C = 7608 + 215 = 7823 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 7608 + 85 = 7693 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática :

$$+ 6910 - 8827 = -1917$$

$$+ 6651 - 8289 = - 1638$$

$$C_1 = - \frac{1638}{6} = - 319$$

$$C_2 = - \frac{1638}{6} = - 273$$

1º piso

$$W_{s/c} = 1280$$

$$W_{CP} = 1676$$

$$W_T = 2956$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2956 \times 6}{2} = 8868 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 8955 - 9144 = - 189$$

$$+ 8956 - 8693 = + 263$$

$$C_1 = - \frac{189}{6} = - 32$$

$$C_2 = + \frac{263}{6} = + 44$$

Eramo BA:

Azotea:

$$W_T = 1896$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{1896 \times 5.5}{2} = 5,220 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = \frac{1070 \times 3.90}{5.5} = 759$$

$$R_2 = \frac{1070 \times 1.60}{5.5} = 311$$

$$R_1 = \frac{1070 \times 1.30}{5.5} = 253$$

$$R_2 = \frac{1070 \times 4.20}{5.5} = 817$$

$$R_B = 5220 + 759 + 253 = 6232$$

$$R_A = 5220 + 311 + 817 = 6348$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 7772 - 1370 = + 6402$$

$$+ 7114 - 1370 = + 5744$$

$$C_1 = + \frac{6402}{5.5} = + 1165$$

$$C_2 = + \frac{5744}{5.5} = + 1045$$

4º piso - 3º piso:

$$W_{s/c} = 640$$

$$W_{CP} = 1936$$

$$W_T = 2576 \text{ Kg./m.}$$

$$\frac{W_T l}{2} = \frac{2576 \times 5.5}{2} = 7080 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = \frac{1887 \times 1.30}{5.5} = 446 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = \frac{F_1 b}{l} = \frac{1887 \times 3.90}{5.5} = 1340$$

$$R_2 = \frac{1887 \times 4.20}{5.5} = 1441 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{1887 \times 1.60}{5.5} = 547 \text{ Kg.}$$

$$a = 4.20, b = 1.30, l = 5.5$$

$$a = 1.60, b = 3.90, l = 5.5$$

$$R_B = 7080 + 1340 + 446 = 8866 \text{ Kg}$$

$$R_A = 7080 + 547 + 1441 = 9068 \text{ Kg}$$

Corrección Hiperestática: (4º piso).

$$+ 9949 - 3567 = + 6382$$

$$+ 9111 - 3563 = + 5548$$

$$C_1 = \frac{6382}{5.5} = + 1160 \text{ Kg.}$$

$$C_2 = \frac{5548}{5.5} = + 1010 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática (3º piso)

$$+ 10008 - 3687 = + 6321$$

$$+ 9337 - 3688 = + 5649$$

$$C_1 = \frac{6321}{5.5} = + 1150$$

$$C_2 = \frac{5649}{5.5} = + 1030$$

2º piso:

$$W_{sk} = 960 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{cp} = 1936 \text{ Kg/m.} \quad W_{tl} = \frac{2896 \times 5.5}{2} = 7960 \text{ Kg.}$$

$$W_T = 2896 \text{ Kg./m.} \quad \frac{2}{2}$$

$$R_B = 7960 + 1340 + 446 = 9746 \text{ Kg.}$$

$$R_A = 7960 + 547 + 1441 = 9948 \text{ Kg.}$$

Corrección Hiperestática:

$$+ 10327 - 6427 = + 3900$$

$$+ 9622 - 6481 = + 3141$$

$$C_1 = \frac{3900}{5.5} = + 710$$

$$C_2 = \frac{3141}{5.5} = + 572$$

1º piso:

$$W_{sk} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = 2216 \text{ Kg./m.} \quad W_{tl} = \frac{3496 \times 5.5}{2} = 9610 \text{ Kg.}$$

$$W_T = 3496 \text{ Kg./m.} \quad \frac{2}{2}$$

$$R_1 = \frac{1961 \times 3.9}{5.5} = 1391$$

$$R_2 = \frac{1961 \times 1.60}{5.5} = 570$$

$$R'_1 = \frac{1961 \times 1.30}{5.5} = 463$$

$$R'_2 = \frac{1961 \times 4.20}{5.5} = 1498$$

$$R_B = 9610 + 1391 + 463 = 11,464 \text{ Kg}$$

$$R_A = 9610 + 570 + 1498 = 11,678 \text{ Kg}$$

Corrección Hiperestática:

$$+10544 - 11369 = -825$$

$$+9968 - 11369 = -1401$$

$$C_1 = \frac{-825}{5.5} = -150$$

$$C_2 = \frac{-1401}{5.5} = -255$$

Cálculo de los momentos Máximos Positivos de las vigas a partir de los momentos hallados por el método de los Dos ciclos.

Azotea: Eramo BC:

$$W_{sk} = 320 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = \frac{1576}{5.5}$$

$$W_T = 1896 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 6^2}{8} = 8,540 \text{ Kgm.}$$

Para reducir los momentos a las caras de las columnas multiplico el momento al eje por la relación: $\frac{5.70^2}{6^2} = 0.902$

$$2578 \times 0.902 = 2330 \text{ Kgm.}$$

$$7181 \times 0.902 = 6480 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{6480 + 2320}{2} = \frac{8800}{2} = 4400 \text{ Kgm.}$$

$$+M_{CB} = 8540 - 4400 = 4140 \text{ Kgm.}$$

$$+M_{BC} = 4140 \text{ Kgm.}$$

Eramo BA:

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{1896 \times 5.5^2}{8} = 7170 \text{ Kgm.}$$

Momento de cargas concentradas isostático en el centro:

$$R_B \times 5.50 - 1070 \times 3.90 - 1070 \times 1.20 = 0$$

$$R_B = \frac{1070 \times 3.90 + 1070 \times 1.20}{5.5} = \frac{4180 + 1285}{5.5} = \frac{5465}{5.5} = 995 \text{ Kgm.}$$

$$M_{CC}^I = 995 \times 2.75 - 1070 \times (2.75 - 1.60) =$$

$$M_{CC}^I = 2740 - 1230 = 1510 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{CC}^I = 7170 + 1510 = 8680 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{CC}^I = 8680 \text{ Kgm}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos:

$$7144 \times \frac{5.20^2}{5.50^2} = 7144 \times 0.892 = 6360 = M_{HIPA}$$

$$1370 \times 0.892 = 1220 = M_{HIPA}$$

$$\frac{6360 + 1220}{2} = 3790 \text{ Kgm.}$$

$$\begin{aligned} (+) M_{BA} &= 8680 - 3790 = 4890 \text{ Kgm.} \\ + M_{BA} &= 4890 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

4º piso : Eramo BC :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = \frac{1576}{4.5} = 350.22 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 2216 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2216 \times 4.5^2}{8} = 9970 \text{ Kgm.}$$

Momento estático por efecto de carga concentrada en el centro :

$$R_c \times 6 - 300 \times 4.30 = 0 \quad R_c = \frac{1290}{6} = 215$$

$$M_{Ec}^I = 215 \times 3 - 300 \times 1.30 =$$

$$M_{Ec}^I = 255 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{Ec}^I = 9970 + 255 =$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{Ec}^I = 10,225 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos hiperestáticos :

Coefficiente de reducción : 0.902

$$4912 \times 0.902 = 4430 = M_{HIPC}$$

$$8110 \times 0.902 = 7300 = M_{HIPB}$$

$$\frac{4430 + 7300}{2} = 5865 \text{ Kgm.}$$

$$\begin{aligned} (+) M_{BC} &= 9970 - 5865 = 4105 \text{ Kgm.} \\ (+) M_{BC} &= 4105 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

Eramo AB :

$$W_{s/c} = 640 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{CP} = \frac{1936}{5.1} = 381.57 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 2576 \text{ Kg/m.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} = \frac{2576 \times 3.78^2}{8} = 9740 \text{ Kgm.}$$

Momento estático por efecto de cargas concentradas en el centro :

$$R_B \times 5.50 - 1887 \times 3.90 - 1887 \times 1.30 = 0$$

$$R_B = \frac{7360 + 2450}{5.50} = \frac{9810}{5.5} = 1784 \text{ Kg.}$$

$$M_{Ec}^I = 1784 \times 2.75 - 1887 \times (2.75 - 1.60) = 4910 - 2170 = 2740$$

$$M_{Ec}^I = 2740 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{Ec}^I = 9740 + 2740 = 12,480 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos:

$$9111 \times 0.892 = 8130 \text{ Kgm.} \quad \frac{8130 + 3180}{2} = 5655 \text{ Kgm.}$$

$$3563 \times 0.892 = 3180 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 12480 - 5655 = 6825 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 6825 \text{ Kgm.}$$

3° piso: Eramo BC:

$$W_T = 2216 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 9970 \text{ Kgm.}$$

M_{Ec}^I por efecto de carga concentrada en el centro:

$$M_{Ec}^I = 255 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{Ec}^I = 10225 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos:

$$\frac{5324 \times 5.60^2}{6.0^2} = 5324 \times 0.872 = 4640 \text{ Kgm.}$$

$$7889 \times 0.872 = 6880 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{4640 + 6880}{2} = \frac{11520}{2} = 5760 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{bc} = 10225 - 5760 = 4465 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{bc} = 4465 \text{ Kgm.}$$

Eramo AB:

$$W_T = 2576 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 2576 \times 3.78 = 9740 \text{ Kgm.}$$

$$M_{Ec}^I = 2740 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{Ec}^I = 12,480 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos:

$$9337 \times \frac{5.15^2}{5.50^2} = 9337 \times 0.876 = 8,170 \text{ Kgm.}$$

$$3688 \times 0.876 = 3,230 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{8170 + 3230}{2} = 5700 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 12480 - 5700 = 6780 \text{ Kgm.}$$

$$(+)\ M_{BA} = 6780 \text{ Kgm.}$$

2° piso: Eramo BC:

$$W_{sk} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{CP} = 1576 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 2536 \times 4.5 = 11,400 \text{ Kgm.}$$

$$W_T = 2536 \text{ Kg./m.}$$

$$M_{Ec}^I = 255 \text{ Kgm.}$$

$$M_{Ec}^I + \frac{W_T l^2}{8} = 11655 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos:

$$6651 \times 0.872 = 5800 \text{ Kgm.} \quad \frac{5800 + 7230}{2} = 6515$$

$$8289 \times 0.872 = 7230 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{bc} = 11655 - 6515 = 5140 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{bc} = 5140 \text{ Kgm.}$$

Tramo BA:

$$W_{sk} = 960 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = 1936$$

$$W_T = 2896 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 2896 \times 3.78 = 10950 \text{ Kgm.}$$

$$M_{\bar{e}c} = 2740 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{\bar{e}c} = 10950 + 2740 = 13,690 \text{ Kgm.}$$

Reducción de momentos Hiperestáticos:

$$9622 \times 0.876 = 8440 \text{ Kgm.} \quad \frac{8440 + 5680}{2} = \frac{14120}{2} = 7060 \text{ Kgm.}$$

$$6481 \times 0.876 = 5680 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{BA} = 13690 - 7060 = 6650 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{BA} = 6650 \text{ Kgm.}$$

1º piso: Tramo BC:

$$W_{sk} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = 1676$$

$$W_T = 2956 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 2956 \times 4.5 = 13,300 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos:

$$8956 \times \frac{5.5^2}{6^2} = 8956 \times 0.84 = 7520 \text{ Kgm.}$$

$$8693 \times 0.84 = 7300 \text{ Kgm.} \quad \frac{7520 + 7,300}{2} = 7,410 \text{ Kgm.}$$

$$(+M_{bc} = 13,300 - 7,300 =$$

$$(+M_{bc} = 6,000 \text{ Kgm.}$$

Tramo AB:

$$W_{sk} = 1280 \text{ Kg./m.}$$

$$W_{cp} = 2216 \text{ Kg./m.}$$

$$W_T = 3496 \text{ Kg./m.} \quad \frac{W_T l^2}{8} = 3496 \times 3.78 = 13,200 \text{ Kgm.}$$

Momento Estático por efecto de cargas concentradas en el centro:

$$R_B \times 5.50 - 1961 \times 3.90 - 1961 \times 1.30 = 0$$

$$R_B = \frac{7650 + 2550}{5.5} = \frac{10200}{5.5} = 1850 \text{ Kg.}$$

$$M_{\bar{e}c} = 1850 \times 2.75 - 1961 \times 1.15 = 5090 - 2250 =$$

$$M_{\bar{e}c} = 2840 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_T l^2}{8} + M_{\bar{e}c} = 13,200 + 2840 = 16040 \text{ Kgm.}$$

Reducción de Momentos Hiperestáticos:

$$9968 \times \frac{5^2}{5.5^2} - 9968 \times 0.826 = 8240 \text{ Kgm.}$$

$$11369 \times 0.826 = 9380 \text{ Kgm}$$

$$\frac{8240 + 9380}{2} = \frac{17620}{2} = 8810 \text{ Kgm.}$$

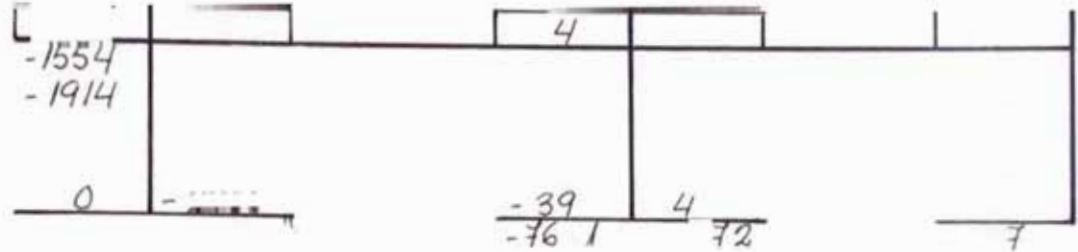
$$(+)\text{MAB} = 16040 - 8810 =$$

$$(+)\text{MAB} = 7230 \text{ Kgm.}$$

Método de los Dos Ciclos

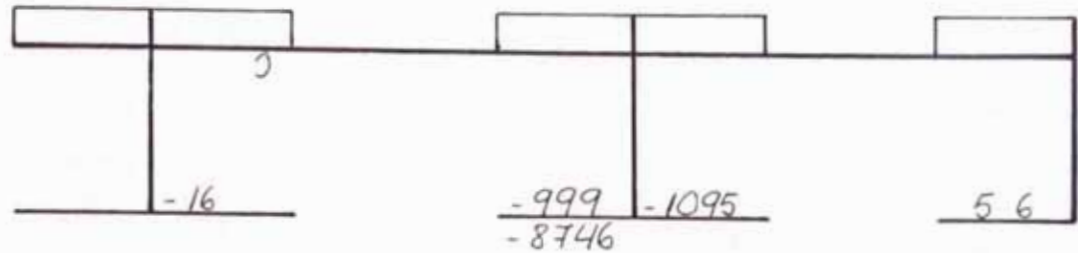
Azotea

- 1) CP
- 2) CP + S₁
- 3)
- 4)
- 5)
- 6)



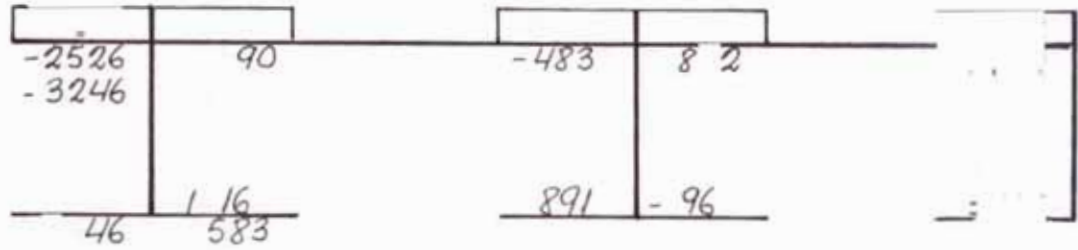
4º Piso

- 1) CP
- 2) CP + S_k
- 3)
- 4)
- 5)
- 6)



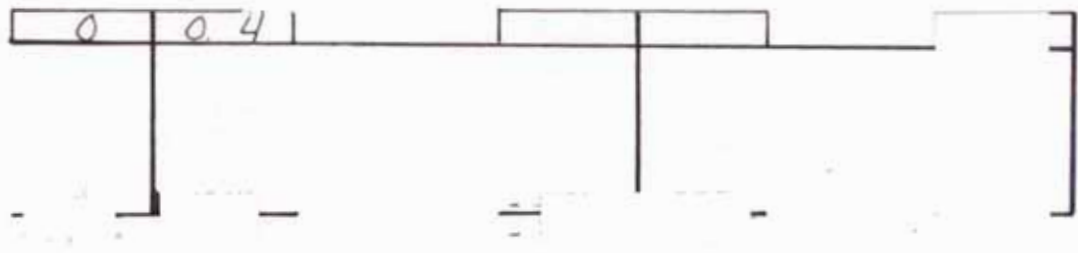
3º Piso

- 1) CP
- 2) CP + S_k
- 3)
- 4)
- 5)
- 6)



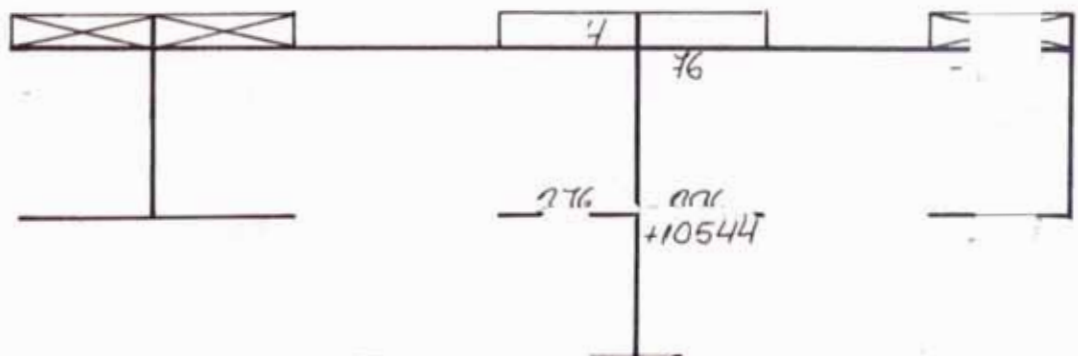
2º Piso

- 1) CP
- 2) CP + S_k
- 3)
- 4)
- 5)
- 6)



1º Piso

- 1) CP
- 2) CP + S_k
- 3)
- 4)
- 5)
- 6)



Pórtico ⑥

Método de los Dos Ciclos



Azotea

	0	0.76	0.42	0.45	0.78
1) CP		+4728	-4728		-5969
2) CP + s/c	-1914		+5864		+4655
3)	0	-2138	-477	-512	-256
4)		-239	-1069	+2328	+200
5)		+182	-528	-566	-1370
6)	-1914		+7114		

4º Piso

	0	0.454	0.303	0.332	0.61
1) CP		+4990	-4831		-8533
2) CP + s/c	-3246		+8442		+5204
3)	0	-793	-1093	-1200	-600
4)		-547	-397	+2602	+366
5)	0	-248	-668	-733	-3563
6)	-3246		+9111		

3º Piso

	0	0.36	0.26	0.28	0.34
1) CP		+4990	-4831		-9353
2) CP + s/c	-3246		+8442		+3180
3)	0	-628	-938	-1011	-466
4)		-469	-314	+2526	+158
5)	0	+169	-575	-620	-6481
6)	-3246		+9337		

2º Piso

	0	0.24	0.26	0.21	0.34
1) CP		+4990	-4831		-9353
2) CP + s/c	-3606		+9262		+3180
3)	0	-332	-842	-931	-466
4)		-421	-166	+1590	+158
5)	0	+101	-271	-299	-6481
6)	-3606		+9622		

1º Piso

			0.14	0.15	
1) CP		+5028	-5028		-10933
2) CP + s/c			+10840		-436
3)			-814	-872	
4)		-407			
5)					
6)			+9968		-11369

Pórtico ⑥

Método de los Ciclos



Azólea

	0	0.76	0.42	0.45	0.78
1) CP	-1554			+5058	-5163
2) CP + s/c		+5688	-5688		
3)	0	-3142	+265	+284	+4030
4)		+133	-1571	+2015	+142
5)	0	-101	-187	-200	-111
6)		+2578	-7181		

4º Piso

	0	0.454	0.303	0.332	0.61
1) CP	-2526			+6832	-6923
2) CP + s/c		+6910	-6751		
3)	0	-1991	-25	-27	+4223
4)		-13	-996	+2112	-14
5)	0	+6	-338	-371	+9
6)		+4912	-8110		

3º Piso

	0	0.36	0.26	0.28	0.592
1) CP	-2526			+6832	-6923
2) CP + s/c		+6910	-6751		
3)	0	-1579	-21	-23	+4100
4)		-11	-790	+2050	-12
5)	0	+4	-327	-353	+7
6)		+5324	-7889		

2º Piso

	0	0.24	0.19	0.21	0.34
1) CP	-2526			+6842	-6933
2) CP + s/c		+7870	-7711		
3)	0	-1282	+165	+182	+2358
4)		+83	-641	+1179	+91
5)	0	-20	-102	-113	-31
6)		+6651	-8289		

1º Piso

			0.14	0.15	
1) CP				+7620	-7713
2) CP + s/c		+8868	-8868		
3)			+175	+187	
4)		+88			+94
5)					
6)		+8956	-8693		

Pórtico ⑥

Diseño de las Vigas Principales

Generalidades

Una vez obtenidos los momentos actuantes sobre las vigas por los diversos métodos utilizados para el cálculo de los pórticos, procedo al diseño de estas.

Los momentos se han reducido a la cara de las columnas como ya se ha explicado en otro capítulo. No ha sido necesario efectuar cambios de acciones y las acciones originales de diseño han resultado satisfactorias.

El cálculo de estas vigas se han efectuado en forma ordenada por lo que para simplificar los cálculos y evitar repeticiones he calculado en forma separada, las constantes para cada tipo de viga.

Los estribos utilizados para el montaje de la armadura principal y para la absorción de esfuerzos debidos a la tensión diagonal se han tomado de $\phi 3/8''$ para las vigas de peralte $h = 55$ cm. y para las de $h = 25$ cm. se han tomado de $\phi 1/4''$.

El diámetro de los estribos de montaje está determinado por el peralte de la viga y por el diámetro de la armadura principal. En las zonas que se requieren is-

tribos por corte se han calculado la distancia a la que deben ir estos estribos, lo mismo para los estribos que cumplen solamente funciones de montaje según especificaciones dadas por el ACI

Tabla de constantes para las Vigas principales:

Vigas de sección rectangular de $b = 30 \text{ cm}$. $H = 55 \text{ cm}$. Se tienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} d &= 50 \text{ cm.} & f'_c &= 140 \text{ Kg/cm}^2 & K &= 11 & n &= 15 \\ d' &= 5 \text{ cm.} & f_s &= 1,400 \text{ Kg/cm}^2 & U_c &= 0.03 f'_c & U &= 0.075 f'_c \end{aligned}$$

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 30 \times 50^2 = 825000 \text{ Kgcm.}$$

$$M_c = 8250 \text{ Kgcm.}$$

$$U_c = ubjd = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 50 = 5460 \text{ Kg.}$$

$$U_c = 5,460 \text{ Kg.}$$

$$A_{s-\text{min}} = 0.005bd = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-\text{min}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$M_{As-\text{min}} = A_{s-\text{min}} \times f_s \times jd = 7.5 \times 1400 \times 0.866 \times 50 =$$

$$M_{As-\text{min}} = 4550 \text{ Kg-m.}$$

$$(+)\text{ o }(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1,400 \times 0.866 \times 50} =$$

$$\frac{M(\text{Kgcm.})}{60,700} = \frac{M(\text{Kg-m.})}{607} =$$

$$(+)\text{ o }(-) A_s = \frac{M(\text{Kg-m.})}{607}$$

$$\xi_0 = \frac{U}{U_c j d} = \frac{U}{10.5 \times 0.866 \times 50} = \frac{U}{455}$$

$$\begin{aligned} U &= 0.075 \times 140 = \\ U &= 10.5 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Para el acero en compresión:

$$A_{s-1} = pbd = 0.0091 \times 30 \times 50 =$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-2} = \frac{M_2}{f_s(d-d')} = \frac{M_2}{1,400(50-5)} =$$

$$A_{s-2} = \frac{M_2(\text{Kgcm.})}{630}$$

$$A's = \frac{M_2}{2f'_s(d-d')} = \frac{M_2}{1,400(50-5)} =$$

$$A's = \frac{M_2(\text{Kgcm.})}{630}$$

$$f'_s = \frac{n f_c (Kd - d')}{Kd} = \frac{15 \times 63 (0.403 \times 50 - 5)}{0.403 \times 50} =$$

$$f'_s = 710 \text{ Kg/cm}^2, \text{ luego } 2f'_s = 1420 > 1,400.$$

Por lo tanto $2f'_s = 1,400$

Para la armadura en compresión los estribos que la sujetan estarán separados de acuerdo a lo siguiente:

$$S \leq 16 \phi$$

o

$$S \leq 48 \phi_e$$

Cálculo de los estribos:

Estribos utilizados: ϕ 1/4" y de ϕ 3/8", cuyos espaciamientos los determinamos de acuerdo a las siguientes fórmulas

1.- Para ϕ 3/8" :

$$S = \frac{as f_s j d}{U_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 1,400 \times 0.866 \times 50}{U_s} = \frac{86000}{U_s - 5460}$$

$$S = \frac{86000}{U_s - 5460}$$

2.- Para ϕ 1/4"

$$S = \frac{as f_s j d}{U_s} = \frac{2 \times 0.31 \times 1,400 \times 0.866 \times 50}{U_s} = \frac{37500}{U_s - 5460}$$

$$S = \frac{37,500}{U_s - 5460}$$

Separación máxima entre Estribos:

Para: $U \leq 0.06 f'_c$ o hasta $U = 0.06 f'_c b j d$

$$U = 0.06 \times 140 \times b j d = 8.4 \times 30 \times 0.866 \times 50 = 10,920 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{max.}} = \frac{d}{2} = 25 \text{ cm.}$$

$$U = 10,920 \text{ Kg.}$$

$$S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$U \leq 0.08 f'_c$ o hasta $U = 0.08 \times f'_c b j d$

$$U = 0.08 \times 140 \times b j d = 11.2 \times 30 \times 0.866 \times 50 = 14,500 \text{ Kg.}$$

$$U = 14,500 \text{ Kg.} \quad S_{\text{max.}} = \frac{d}{4} = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm.}$$

Valores de " U_s " para distintos espaciamientos:

$$\text{Para } S = 10 \text{ cm.} \quad U_s = \frac{as f_s j d}{S} = \frac{0.62 \times 1,400 \times 0.866 \times 50}{10} = 3750 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } S = 15 \text{ cm.} \quad U_s = \frac{37,500}{15} = 2,500 \text{ Kg.}$$

$$\text{Para } S = 17.5 \text{ cm.} \quad U_s = \frac{37,500}{17.5} = 2,143 \text{ Kg.}$$

Estribos de Montaje:

Los estribos de montaje de ϕ 3/8" estarán espaciados sin exceder el valor de "S" de la fórmula que da el mínimo porcentaje de A_s permitido por el ACI:

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0015 b_s$$

$$S = \frac{1.425}{0.015 \times 30} = 32 \quad \phi \text{ 3/8" a } 32 \text{ cm.}$$

Tabla de constantes para las vigas principales de sección rectangular: $b = 30$, $h = 25$

$$\begin{array}{llll} d = 20 \text{ cm.} & f'_s = 140 \text{ Kg/cm}^2 & K = 11 & n = 15 \\ d' = 5 \text{ cm.} & f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2 & U_c = 0.03 f'_c & U = 0.075 f'_c \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} M_c = Kbd^2 = 11 \times 30 \times 20^2 = 13,200 \text{ Kgcm.} & M_c = 1320 \text{ Kgcm.} \\ U_c = U_bjd = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 20 = 2,180 \text{ Kg.} & U_c = 2180 \text{ Kg.} \\ A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2. & A_{s \text{ min}} = 3 \text{ cm}^2 \\ M A_{s \text{ min}} = A_{s \text{ min}} \times f_s j d = 3 \times 1,400 \times 0.866 \times 20 = & M A_{s \text{ min}} = 730 \text{ Kg-m.} \\ (+) \text{ o } (-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1,400 \times 0.866 \times 20} = & (+) \text{ o } (-) A_s = \frac{M (\text{Kg-m})}{243} \\ \xi_o = \frac{U}{U_j d} = \frac{U}{10.5 \times 0.866 \times 20} = \frac{U}{182} & \xi_o = \frac{U (\text{Kg})}{182} \\ U = 0.075 \times 140 = 10.5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

Estribos de Montaje:

Los estribos de montaje de $\phi 1/4$ " estarán espaciados sin exceder el valor de "s" de la fórmula que da el mínimo porcentaje de A_s permitido por el ACI:

$$A_{s \text{ mínimo}} = 0.0015 b s \text{ y reemplazando valores se halla:}$$

$$S = \frac{0.633}{0.0015 \times 30} = \phi 1/4" \text{ a } 14 \text{ cm.}$$

Tabla de constantes para la viga de sección variable del Voladizo: (Peralte Empotramiento 40 cm.) (Peralte extremo voladizo 20 cm.) ($b = 30 \text{ cm.}$)

Sección: $b = 30$ $h = 40$.

$$\begin{array}{llll} d = 35 & f'_c = 140 & K = 11 & n = 15 \\ d' = 5 & f_s = 1,400 & U_c = 0.03 f'_c & U = 0.075 f'_c \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} M_c = Kbd^2 = 11 \times 30 \times 35^2 = 404000 \text{ Kgcm.} & M_c = 4040 \text{ Kgcm.} \\ U_c = U_bjd = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 35 = 3820 \text{ Kg.} & U_c = 3820 \text{ Kg.} \\ A_{s \text{ min}} = 0.005bd = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2. & A_{s \text{ min}} = 5.25 \text{ cm}^2 \\ M A_{s \text{ min}} = A_{s \text{ min}} \times f_s j d = 5.25 \times 1,400 \times 0.866 \times 35 = & M A_{s \text{ min}} = 2230 \text{ Kg-m.} \\ (+) \text{ o } (-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1,400 \times 0.866 \times 35} = & (+) \text{ o } (-) A_s = \frac{M (\text{Kg-m})}{425} \\ \xi_o = \frac{U}{U_j d} = \frac{U}{10.5 \times 0.866 \times 35} = \frac{U}{318} & \xi_o = \frac{U}{318} \end{array}$$

Cálculo de Estribos:

Para ϕ 1/4":

$$S = \frac{A_s f_s j d}{U_s} = \frac{2 \times 0.31 \times 1,400 \times 0.866 \times 35}{\sqrt{-3820}} = \frac{26,300}{\sqrt{-5460}} = \frac{26,300}{U_s}$$

$$S = \frac{26,300}{U_s}$$

Separación máxima entre Estribos:

Para $U \leq 0.06 f'_c$ o hasta $U = 0.06 f'_c b j d = 7630 \text{ Kg}$.

$$U = 0.06 \times 140 \times b j d = 8.4 \times 30 \times 0.866 \times 35 = 7630 \text{ Kg}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = 17 \text{ cm.}$$

Hasta $U = 7630 \text{ Kg}$.

$$S_{\max} = 17 \text{ cm.}$$

$\sqrt{-1}$ Azteca

30 x 55

M	1,264	1700	2,750	4,200	2,500	550			
	(C)			(B)		(A)			
U		3400	2750	2750	4150	4150	2620	2600	2800
L_y		----		----	----		----		----

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 1,700$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 4,200$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 550$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo CB:

$$M = 2,750 \text{ Kg.}$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo BA:

$$M = 2,500$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Los U son menores que $U_c = 5460 \text{ Kg}$. (No es necesario estribos por corte).

3.- Adherencia:

En la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{3400}{455} = 7.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{4150}{455} = 9.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{2800}{455} = 6.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{2750}{455} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{2620}{455} = 5.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U- 1 4° piso

30 x 55

M	2405	4250	3900	6450	3750	1.600
	(C)			(B)		(A)
U	5900	4250	4100	7100	6450	4050 4050 4800
Lv	0.48m.		1.05	0.76		----

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 4250$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 6450$$

$$A_s = \frac{6450}{607} = 10.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 3/4''$$

Apoyo (A):

$$M = 1,600$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo BC:

$$M = 3,900$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo BA:

$$M = 3,750$$

$$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C)

$$U = 5,900$$

$$U_c = 5460$$

$$U_s = 440 \text{ Kg.}$$

$L_v = 0.48$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi \ 3/8''$: $S = \frac{86000}{440} = 195 \text{ cm.}$

$\phi \ 3/8''$: 1 a 10 cm , 1 a 25 cm.

Apoyo (B) izquierda:

$V = 7,100$ $V_c = 5460$ $V_s = 1640$
 $L_v = 1.05 \text{ m}$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi \ 3/8''$ $S = \frac{86000}{1640} = 52.5 \text{ cm.}$

$\phi \ 3/8''$: 1 a 5 cm. , 4 a 25 cm.

Apoyo (B) derecha:

$V = 6450$ $V_c = 5460$ $V_s = 990$
 $L_v = 0.76$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi \ 3/8''$ $S = \frac{86000}{990} = 87 \text{ cm}$

$\phi \ 3/8''$: 1 a 4 cm. , 3 a 25 cm.

3.- Adherencia en la cara de apoyo

$\Sigma_{oc} = \frac{V}{455} = \frac{5900}{455} = 13 \text{ cm.}$ *cumple adherencia*

$\Sigma_{ob} = \frac{7100}{455} = 15.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi$ *adherencia*

$\Sigma_{oa} = \frac{4800}{455} = 10.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavora

$\Sigma_{ocb} = \frac{4250}{455} = 9.3 \text{ cm.} \rightarrow$

$\Sigma_{ba} = \frac{4050}{455} = 8.9 \text{ cm.} \rightarrow$ *adherencia*

$V-1$ 3° piso

30 x 55

M	2405	4180	3900	5750	3600	1800					
V	(C)	5900	4200	4050	(B)	7050	6350	4000	3950	4800	(A)
L_v		0.48 m.		1.02	0.68						

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C) : $M = 4180$

Apoyo (B) : $M = 5750$

Apoyo (A) : $M = 1,800$

Tramo CB : $M = 3,900$

Tramo BA : $M = 3,600$

$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

$A_s = \frac{5750}{607} = 9.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$

$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

2.- Estructos:

Apoyo (C) : $V = 5,900$

$L_v = 0.48$

Para $\phi 3/8''$:

$V_c = 5460$

$V_s = 440 \text{ Kg.}$

$S_{\max} = 25 \text{ cm.}$

$S = \frac{86000}{440} = 195 \text{ cm.}$

Apoyo (B) (izquierda):

$V = 7050$

$L_v = 1.02 \text{ m.}$

Para $\phi 3/8''$:

$V_c = 5460$

$V_s = 1590 \text{ Kg.}$

$S_{\max} = 25 \text{ cm.}$

$S = \frac{86000}{1590} = 54 \text{ cm.}$

 $\phi 3/8''$:

1 a 4 cm.,

4 a 25 cm.

Apoyo (B) (derecha):

$V = 6350$

$L_v = 0.68$

Para $\phi 3/8''$:

$V_c = 5460$

$V_s = 890 \text{ Kg.}$

$S_{\max} = 25 \text{ cm.}$

$S = \frac{86000}{890} = 97 \text{ cm.}$

 $\phi 3/8''$:

1 a 9 cm.,

2 a 25 cm.

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$\Sigma_{oc} = \frac{V}{455} = \frac{5900}{455} = 13 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$

$\Sigma_{ob} = \frac{7050}{455} = 15.5 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$

$\Sigma_{oa} = \frac{4800}{455} = 10.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$\Sigma_{ocb} = \frac{4200}{455} = 9.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$

$\Sigma_{oba} = \frac{4000}{455} = 8.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$

V-1 2° piso

30 x 55

M	2585	4900	4000	6000	3,600	2,900					
\bar{V}	(C)	6,500	4450	4400	(B)	7250	6500	4100	4100	5100	(A)
\bar{L}_v		0.68m.			1.06	0.74					

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C): $M = 4,900$ $A_s = \frac{4,900}{607} = 8.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Apoyo (B): $M = 6,000$ $A_s = \frac{6,000}{607} = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$

Apoyo (A): $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Tramo CB: $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Tramo BA: $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

2.- Estribos:

Apoyo (C): $\bar{V} = 6,500$ $\bar{V}_c = 5460$ $\bar{V}_s = 1040 \text{ Kg.}$
 $\bar{L}_v = 0.68$ $S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi 3/8''$ $S = \frac{86000}{1040} = 83 \text{ cm.}$
 $\phi 3/8''$: 1 a 5 cm., 3 a 25 cm.

Apoyo (B) (Izquierda):

$\bar{V} = 7250$ $\bar{V}_c = 5460$ $\bar{V}_s = 1790 \text{ Kg.}$
 $\bar{L}_v = 1.06 \text{ m.}$ $S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi 3/8''$: $S = \frac{86000}{1790} = 48 \text{ cm.}$
 $\phi 3/8''$: 1 a 6 cm., 4 a 25 cm.

Apoyo (B) (Derecha):

$\bar{V} = 6500$ $\bar{V}_c = 5460$ $\bar{V}_s = 1040 \text{ Kg.}$
 $\bar{L}_v = 0.74$ $S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi 3/8''$: $S = \frac{86000}{1040} = 82 \text{ cm.}$
 $\phi 3/8''$ 1 a 12 cm., 2 a 25 cm.

3.- Anclamiento.- En la cara de los apoyos:

$\xi_{0c} = \frac{6500}{455} = 14.3 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8''$ (cumple adherencia).

$\xi_{0b} = \frac{7250}{455} = 16 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8''$ (cumple adherencia).

$\xi_{0a} = \frac{5100}{455} = 11.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8''$ (cumple adherencia).

4.- Adherencia en los (+) Pl :

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{OCB} = \frac{4450}{455} = 9.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{OBA} = \frac{4100}{455} = 9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

Diseño Voladizo cc' (Viga principal en los pórticos).

Apoyo c :

Azotea :

1.- Armadura Principal :

$$M = 1264 \quad A_{smin} = 5.25 \text{ cm}^2$$

2.- Estribos :

$$\sqrt{c} > \sqrt{v} \text{ (No necesito estribos por corte)}$$

3.- Adherencia : (En la cara del apoyo).

$$\Sigma_0 = \frac{1714}{318} = 5.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4° piso - 3° piso :

1.- Armadura Principal :

$$M = 2405 \quad A_s = \frac{2405}{425} = 5.65 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 5/8''$$

2.- Estribos :

$$\sqrt{c} > \sqrt{v} \text{ (No es necesario estribos por corte)}$$

3.- Adherencia : (En la cara del apoyo).

$$\Sigma_0 = \frac{3096}{318} = 9.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

2° piso :

1.- Armadura Principal :

$$M = 2585 \quad A_s = \frac{2585}{425} = 6.1 \text{ cm}^2$$

2.- Estribos :

$$\sqrt{c} > \sqrt{v} \text{ (No necesita estribos por corte)}$$

3.- Adherencia (En la cara de los apoyos).

$$\Sigma_0 = \frac{3336}{318} = 10.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

U-2 Azotea

30 x 55

M	1914	2620	4405	6320	3899	943				
U	(C)	4750	3950	4050	6100	6050	3950	3700	3900	(A)
L _U		----			0.56	0.56			----	

1.- Armadura Principal :

Apoyo (C) : $M = 2620$

$A_{smin} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$

Apoyo (B) : $M = 6320$

$A_s = \frac{6320}{607} = 10.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$

Apoyo (A) : $M = 943$

$A_{smin} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$

Enlance CB : $M = 4405$

$A_{smin} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$

Enlance BA : $M = 3899$

$A_{smin} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$

2.- Estribos :

Apoyo (C) : $U = 4750$

$U_c = 5460$

$U_c > U$ (No necesita estribos por corte).

Apoyo (B) : (Izquierda).

$U = 6100$

$S_{max} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{640} = 135 \text{ cm.}$

$\phi 3/8"$:

1 a 6 cm.,

2 a 25 cm.

Apoyo (B) : (Derecha) :

$U = 6050$

$U_c = 5460$

$U_s = 590$

$L_U = 0.56$

$S_{max} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{590} = 146 \text{ cm.}$

$\phi 3/8"$:

1 a 6 cm.,

2 a 25 cm.

Apoyo (A) :

$U_c > U$ (No necesita estribos por corte).

3.- Adherencia en la cara de los apoyos :

$\xi_{oc} = \frac{4750}{455} = 10.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$

$\xi_{ob} = \frac{6100}{455} = 13.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$

$\xi_{oa} = \frac{3900}{455} = 8.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{OCB} = \frac{4050}{455} = 8.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{OBA} = \frac{3950}{455} = 8.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-2 4° piso

30 x 55

M	3246	5690	5945	9170	5958	3820
	(C)			(B)		(A)
V	7400	5400	6400	9100	8700	5700
Lv	1.00m.			1.54	1.48	0.76

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C): $M = 5690$ $A_s = \frac{5690}{607} = 9.35 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$

Apoyo (B): $M = 9170$ $M_c = 8250$ $M_2 = 920$
 $A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2$ $A_{s-2} = \frac{920}{630} = 1.46 \text{ cm}^2$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 1.46 = 15.09 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 5/8''$$

$$A_s = \frac{920}{630} = 1.46 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/8''$$

Apoyo (A): $M = 3820$ $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Tramo (CB): $M = 5945$ $A_s = \frac{5945}{607} = 9.81 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$

2. Estribos:

Apoyo (C) $V = 7400$ $V_c = 5460$ $V_s = 1940$

$$L_v = 1.00 \text{ m.} \quad S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{1940} = 44.3 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda): $\phi 3/8''$ 1 a 10 cm., 3 a 25 cm.

$$V = 9100 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 3640$$

$$L_v = 1.54 \quad S_{\text{max}}: 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{3640} = 23.6 \text{ cm.} \approx 23 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (*Derecha*): $\phi 3/8''$ 1 a 8 cm., 6 a 23 cm.

$$U = 8,700 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 3240$$

$$L_v = 1.48 \quad U_{max} = 25 \text{ cm.}$$

Para $\phi 3/8''$ $S = \frac{86000}{3240} = 26.5 \text{ cm.}$

Apoyo (A): $\phi 3/8''$ 1 a 10 cm., 5 a 25 cm.

$$U = 6,600 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1140$$

$$L_v = 0.76 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

Para $\phi 3/8''$: $S = \frac{86000}{1140} = 75.5 \text{ cm.}$

$\phi 3/8''$: 1 a 3 cm., 3 a 25 cm.

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{7400}{455} = 16.3 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{9100}{455} = 20 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencias)}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{6600}{455} = 14.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{6,400}{455} = 14.1 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{5,800}{455} = 12.8 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$U-2$ 3° piso

30 x 55

M	3246	5900	5985	8690	6003	2700
$\sqrt{\quad}$	(C) 7150	5250	6200	(B) 8900	8550	5900
L_v	0.92		1.54	1.46		0.68
						(A) 6500

1.- Armadura Principal:

$$\text{Apoyo (C)}: M = 5,900 \quad A_s = \frac{5,900}{607} = 9.71 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

$$\text{Apoyo (B)}: M = 8690 \quad M_c = 8250 \text{ Kg.m.} \quad M_2 = 440$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s-2} = \frac{440}{630} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 0.7 = 14.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 7/8'' + 3 \phi 5/8''$$

$$A_s = \frac{440}{630} = 0.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

$$\text{Apoyo (A)}: M = 2,700 \quad A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

$$\text{Eramo (CB)}: M = 5985 \quad A_s = \frac{5985}{607} = 9.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

$$\text{Eramo (BA)}: M = 6003 \quad A_s = \frac{6003}{607} = 9.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

2.- Estribos

$$\text{Apoyo (C)}: V = 7150 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 1690$$

$$L_v = 0.92 \quad S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{1696} = 51 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (B) (Izquierda)}: \phi 3/8'': 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, \quad 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$V = 8900 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 3440$$

$$L_v = 1.54 \quad S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{3440} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (B) (Derecha)}: \phi 3/8'': 1 \text{ a } 4 \text{ cm.}, \quad 6 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$V = 8550 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 3090$$

$$L_v = 1.46 \quad S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{3090} = 27.8 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (A)}: \phi 3/8'': 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, \quad 5 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$V = 6,500 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 1040$$

$$L_v = 0.68 \quad S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{1040} = 83 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'': 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, \quad 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia. En la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{7150}{455} = 15.7 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{8900}{455} = 19.6 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 7/8'' + 3 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{6500}{455} = 14.3 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando los más desfavorables cada tramo:

$$\Sigma_{0CB} = \frac{6200}{455} = 13.6 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0BA} = \frac{5900}{455} = 13 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

	U-2 2° piso								
	30 x 55								
M	3606	7220	6520	9230	6048	4900			
U		(C)		(B)		(A)			
		8200	5750	6600	9500	9000	6000	5900	7000
Lu		1.24m.		1.54	1.48				0.84

1.- Armadura Principal.

Apoyo (C): $M = 7220$ $A_s = \frac{7220}{607} = 11.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8''$

Apoyo (B): $M = 9230$ $M_c = 8250$ $M_2 = 980$
 $A_{s-1} = 13.$ $A_{s-2} = \frac{980}{630} = 1.56 \text{ cm}^2$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 15.19 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 5/8''$$

$$A'_s = \frac{980}{630} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 5/8''$$

Apoyo (A): $M = 4,900$ $A_s = \frac{4,900}{607} = 8.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Tramo (CB): $M = 6520$ $A_s = \frac{6520}{607} = 10.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 3/4''$

Tramo (BA): $M = 6048$ $A_s = \frac{6048}{607} = 9.96 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$

2.- Estribos:

Apoyo (A): $U = 8200$ $U_c = 5460$ $U_s = 2740$
 $Lu = 1.24$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$

$$\text{Para } \phi 3/8'' = S = \frac{86000}{2740} = 31.4 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 10 cm. , 4 a 25 cm.

Apoyo (B) (Izquierda):

$$\begin{aligned} U &= 9,500 & U_c &= 5460 & U_s &= 4040 \text{ Kg.} \\ L_U &= 1.54 & S_{\text{max.}} &= 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{4040} = 21.3 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 7 \text{ cm.}, \quad 7 \text{ a } 21 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$\begin{aligned} U &= 9,000 & U_c &= 5460 & U_s &= 3540 \\ L_U &= 1.48 & S_{\text{max.}} &= 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{3540} = 24.3 = 24 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 4 \text{ cm.}, \quad 6 \text{ a } 24 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$\begin{aligned} U &= 7,000 & U_c &= 5460 & U_s &= 1540 \\ L_U &= 0.84 & S_{\text{max.}} &= 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1540} = 56 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, \quad 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{9500}{455} = 20.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 7/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{9500}{455} = 20.8 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{4900}{455} = 10.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los máx desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{6600}{455} = 14.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{6000}{455} = 13.2 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

U- 2 1º piso

30 x 55

M	7720	5990	7280	5105	6450
	(C)		(B)		(A)
\bar{U}	8000	5600	5100	7800	7400
\bar{L}_v	1.18m.		1.10	0.94	
				4850	5250
					7100

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 7720 \quad A_s = \frac{7720}{607} = 12.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

$$\text{Apoyo (B): } M = 7280 \quad A_s = \frac{7280}{607} = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 7/8"$$

$$\text{Apoyo (A): } M = 6450 \quad A_s = \frac{6450}{607} = 10.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$$

$$\text{Ejemplo (CB): } M = 5990 \quad A_s = \frac{5990}{607} = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8"$$

$$\text{Ejemplo (AB): } M = 5105 \quad A_s = \frac{5105}{607} = 8.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$\bar{U} = 8000 \quad \bar{U}_c = 5460 \quad \bar{U}_s = 2540$$

$$\bar{L}_v = 1.18 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2540} = 33.8 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$\bar{U} = 7,800 \quad \bar{U}_c = 5460 \quad \bar{U}_s = 2340$$

$$\bar{L}_v = 1.10 \text{ m.} \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86,000}{2340} = 36.8 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$\bar{U} = 7,400 \quad \bar{U}_c = 5460 \quad \bar{U}_s = 1940$$

$$\bar{L}_v = 0.94 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1940} = 44.3 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (A)

$$\bar{U} = 7,400 \quad \bar{U}_c = 5460 \quad \bar{U}_s = 1940$$

$$\bar{L}_v = 0.84 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1640} = 52.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\xi_{oc} = \frac{8000}{455} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\xi_{ob} = \frac{7,800}{455} = 17.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 7/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\xi_{oa} = \frac{7,100}{455} = 15.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\xi_{ocb} = \frac{5,600}{455} = 12.3 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\xi_{oba} = \frac{5,105}{455} = 11 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

Diseño Voladizo cc' (Viga principal todos los Pórticos.
Pórticos 2-3-4-5-6-7-8)

Azotea .-

1.- Armadura Principal.-

$$\text{Apoyo (c)} : M = 1914 \text{ Kgm}$$

$$A_s \text{ min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

$$U_c > U \text{ (No necesita estribos por corte).}$$

3.- Adherencia (En la cara del apoyo).

$$\xi_o = \frac{2580}{318} = 8.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4º piso:

1.- Armadura Principal.

$$\text{Apoyo (c)} : M = 3246$$

$$A_s = \frac{3246}{425} = 7.65 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

$$U = 4068 \text{ Kg.}$$

$$U_c = 3820$$

$$U_s = 248 \text{ Kg.}$$

Para $\phi 1/4"$:

$$S = \frac{a \cdot f_s \cdot d}{U_s} = \frac{2 \times 0.31 \times 1,400 \times 0.866 \times 35}{248} = \frac{26300}{248} = 106 \text{ cm.}$$

$$L_s = 30 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{max.}} = 17 \text{ cm.}$$

$$\phi 1/4:$$

$$1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, \quad 1 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia (En la cara del apoyo).

$$V = 4068$$

$$\Sigma_0 = \frac{4068}{318} = 14.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

3° piso:

1.- Armadura Principal:

Apoyo (c):

$$M = 3246$$

$$A_s = \frac{3246}{425} = 7.65 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

$$V = 4068$$

$$V_c = 3820 \quad V_s = 248 \text{ Kg.}$$

$$\phi 1/4'' : 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 1 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia (En la cara del apoyo).

$$V = 4068$$

$$\Sigma_0 = \frac{4068}{318} = 14.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

2° piso: Armadura Principal

Apoyo (c):

$$M = 3606$$

$$A_s = \frac{3606}{425} = 8.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

$$V = 4548$$

$$V_c = 3820 \quad V_s = 728 \text{ Kg.}$$

$$L_s = 0.44 \text{ m.} \quad S_{max} = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 1/4'' : S = \frac{26300}{728} = 36.1 \text{ cm.}$$

$$\phi 1/4'' : 1 \text{ a } 5 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia.- (En la cara del apoyo).

$$\Sigma_0 = \frac{4548}{318} = 14.3 \text{ cm. (cumple adherencia).} \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

U-3 Azotea

30 x 55

M	1914	2200	4.100	6200	3800	320					
U	(C)	4900	3950	4200	(B)	6100	6800	3900	3800	(A)	4000
Lv						0.64	0.58				

1.- Armadura Principal.-

Apoyo (C):	M = 2,200	$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$
Apoyo (B):	M = 6,200	$A_s = 6,200 = 10.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$ 607
Apoyo (A):	M = 320	$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$
Extremo CB:	M = 4,100	$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$
Tramo BA:	M = 3,800	$A_{s \min} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

2.- Estribos:

Apoyo C: $U_c > U$ (No necesita estribos por corte.)

Apoyo B (Izquierda):

$$U = 6,100 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 640 \text{ Kg.}$$

$$L_v = 0.64 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' \quad S = \frac{86000}{640} = 134 \text{ cm.}$$

 $\phi 3/8''$: 1 a 7 cm., 2 a 25 cm.

Apoyo B (Derecha):

$$U = 6,800 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1340$$

$$L_v = 0.58 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' \quad S = \frac{86000}{1340} = 64 \text{ cm.}$$

 $\phi 3/8''$: 1 a 8 cm., 2 a 25 cm.Apoyo A: $U_c > U$ (No necesita estribos por corte.)

3.- Adherencia en la cara de los apoyos.

$$\Sigma \alpha_c = \frac{4,900}{455} = 10.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma \alpha_B = \frac{6,100}{455} = 13.4 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma \alpha_A = \frac{4,000}{455} = 8.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{OCB} = \frac{4,200}{455} = 9.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{OBA} = \frac{3,900}{455} = 8.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-3 4° piso

30 x 55

M	3246	5100	5200	8900	6.100	8.600
U	(C)	7350	5300	6100	8900	9250
				(B)	6450	6050
						(A)
lv	1.00m.		1.56	1.70		0.82

Armadura Principal.-

Apoyo (C): $M = 5,100$ $A_s = \frac{5,100}{607} = 8.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Apoyo (B): $M = 8,900$ $M_c = 8250 \text{ Kg.m.}$ $M_a = 650$
 $A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2$ $A_{s-2} = \frac{650}{630} = 1.03 \text{ cm}^2$

$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 1.03 = 14.66 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 3/4''$
 $A'_s = \frac{650}{630} = 1.03 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$

Apoyo (A): $M = 2,200$ $A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$

Tramo CB: $M = 5,200$ $A_s = \frac{5,200}{607} = 8.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$

Tramo BA: $M = 6,100$ $A_s = \frac{6,100}{607} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8''$
 $\oplus 5 \phi 5/8''$

2.- Estribos:

Apoyo (C): $U = 7350$ $U_c = 5460$ $U_s = 1890$

$lv = 1.00 \text{ m.}$ $S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8''$: $S = \frac{86000}{1890} = 45.5 \text{ cm.}$

$\phi 3/8$: 1 a 12.5 cm., 3 a 25 cm.

Apoyo (B): (Izquierda):

$U = 8,900$ $U_c = 5460$ $U_s = 3440$

$lv = 1.56$ $S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8''$: $\frac{86000}{3440} = 25 \text{ cm.} = S$

$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 6 \text{ cm}, 6 \text{ a } 25 \text{ cm}.$
 Apoyo (B): (Derecha).
 $\bar{U} = 9250 \quad \bar{U}_C = 5460 \quad \bar{U}_S = 3790$
 $L\bar{U} = 1.70 \quad S_{max.} = 25 \text{ cm}.$
 Para $\phi 3/8'' : S = \frac{86000}{3790} = 22.7 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}.$

$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 9 \text{ cm}, 7 \text{ a } 23 \text{ cm}.$
 Apoyo (A): $\bar{U} = 7000 \quad \bar{U}_C = 5460 \quad \bar{U}_S = 1540$
 $L\bar{U} = 0.82 \quad S_{max.} = 25 \text{ cm}.$
 Para $\phi 3/8'' : S = \frac{86000}{1540} = 56 \text{ cm}.$

$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 7 \text{ cm}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm}.$

3.- Adherencia

En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_{0c} = \frac{7350}{455} = 16.2 \text{ cm} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0a} = \frac{9250}{455} = 20.4 \text{ cm} \rightarrow 5 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{7000}{455} = 15.4 \text{ cm} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables cada tramo:

$$\Sigma_{0CB} = \frac{6100}{455} = 13.4 \text{ cm} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0BA} = \frac{6450}{455} = 14.2 \text{ cm} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

+ 1 $\phi 5/8''$

$\bar{U} - 3 \quad 3^\circ \text{ piso}$

30 x 55

M	3246	4600	5000	8700	6000	2250
	(C)			(B)		(A)
\bar{U}	7250	5250	6050	8700	9000	6300
	5950	6900				
$L\bar{U}$	1.00m.	1.56	1.70	0.82		

Como los momentos y cortes son casi iguales a los valores de la $\bar{U} - 2 \quad 4^\circ \text{ piso}$, el diseño de esta viga se puede to-

mar igual a la anterior.

U-3 2º piso

30 x 55

M	3606	6000	5250	8300	5700	4500
U	(C)			(B)		(A)
	8,200	5700	6550	9400	9500	6350 6350 7,600
lv	1.20m.			1.54m.	1.64m.	1.00m.

1.- Armadura Principal.-

Apoyo (C): $M = 6,000$ $A_s = \frac{6,000}{607} = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8"$

Apoyo (B): $M = 8,300$ $M_c = 8,250$ $M_2 = 50$
 $A_{s-2} = \frac{50}{630} = 0.08 \text{ cm}^2$ (No es necesario acero por compresión, es insignificante).

$A_s = \frac{8300}{607} = 13.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/4" + 1 \phi 5/8"$

Apoyo (A): $M = 4500$ $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$

Tramo CB:

$M = 5250$ $A_s = \frac{5250}{607} = 8.65 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4"$

Tramo BA: $A_s = \frac{5700}{607} = 9.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8"$

2.- Estribos:

Apoyo (C): $U = 8,200$ $U_c = 5460$ $U_s = 2740$
 $lv = 1.20$ $S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{2740} = 31.4 \text{ cm.}$

$\phi 3/8"$: 1 a 12 cm. 4 a 25 cm.

Apoyo (B) (Izquierda):

$U = 9,400$ $U_c = 5460$ $U_s = 3940$

$lv = 1.54$ $S_{\text{max}} = 25 \text{ cm.}$

Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{3940} = 21.8 \text{ cm.} \approx 22 \text{ cm.}$

$\phi 3/8"$: 1 a 11 cm., 6 a 22 cm.

Apoyo (B) (Derecha):

$U = 9,500$ $U_c = 5460$ $U_s = 4040$

$$\text{Para } \phi \ 3/8'' : S = \frac{86000}{4040} = 21.3 \text{ cm.} \approx 21 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (A)} : U = 7,600 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2140$$

$$\text{Para } \phi \ 3/8'' : S = \frac{86000}{2140} = 40 \text{ cm.}$$

$$\phi \ 3/8'' \quad 1 \text{ a } 12 \text{ cm.}, \quad 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos :

$$\Sigma_{oc} = \frac{8200}{455} = 18 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi \ 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{os} = \frac{9500}{455} = 20.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi \ 3/4'' + 1 \phi \ 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{7,600}{455} = 16.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi \ 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando los más desfavorables en cada tramo.

$$\Sigma_{ocb} = \frac{6550}{455} = 14.4 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi \ 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{6350}{455} = 14 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi \ 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-3 1º piso

30 x 55

M	6250	4700	6600	4,100	5300
	(C)		(B)		(A)
U	8,100	5500	5250	8000	7600
		5100	5900		7800
L _v	1.16 m.		1.16	1.00	1.08

1.- Armadura Principal:

$$\text{Apoyo (C)} : M = 6250 \quad A_s = \frac{6250}{607} = 10.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi \ 3/4'' + 1 \phi \ 5/8''$$

$$\text{Apoyo (B)} : M = 6600 \quad A_s = \frac{6600}{607} = 10.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi \ 3/4'' + 1 \phi \ 5/8''$$

$$\text{Apoyo (A)} : M = 5300 \quad A_s = \frac{5300}{607} = 8.73 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi \ 3/4''$$

$$\text{Tramo CB} : M = 4,700 \quad A_s = \frac{4,700}{607} = 7.74 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

$$\text{Tramo BA} : M = 4,100 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos :

$$\text{Apoyo (C)} : U = 8100 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2640$$

$$L_u = 1.16 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2640} = 32.6 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (B)} : U = 8000 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2540$$

$$\text{Izquierda} \quad L_u = 1.16 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2540} = 33.8 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha) :

$$U = 7,600 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2140$$

$$L_u = 1.00 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2140} = 40.2 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 13 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Apoyo (A)} : U = 7,800 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2340$$

$$L_u = 1.08 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2340} = 36.8 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos :

$$\Sigma_{0c} = \frac{8100}{455} = 17.8 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0B} = \frac{8000}{455} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{7,800}{455} = 17.1 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando los más desfavorables en cada tramo :

$$\Sigma_{0CB} = \frac{5500}{455} = 12.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0AB} = \frac{5,900}{455} = 13 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

U-4 Azotea

30 x 25

M	2734	150	110
	(B")		(A)
U	1167	700	650 850
Lv	----		----

1. Armadura Principal.

Empotramiento (B") :

$$M = 273.4 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

Apoyo (A) :

$$M = 110 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

Tramo B"A :

$$M = 150 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

2.- Estribos:

$U_c > U$ (No es necesario estribos por corte en toda la viga).

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_{0B''} = \frac{1167}{182} = 6.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{850}{182} = 4.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

(Comprobando el más desfavorable en cada tramo.)

$$\Sigma_{0B''A} = \frac{700}{182} = 3.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-4 4° piso - 3° piso

30 x 25

M	371	190	170
	(B")		(A)
U	1668	1000	950 1350
Lv	----		----

1.- Armadura Principal:

Empotramiento (B")

$$M = 371 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

Apoyo (A):

$$M = 170 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

Tramo B"A

$$M = 190 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

2.- Estribos:

$$V_c > V \quad (\text{No es necesario estribos por corte en toda la viga}).$$

3.- Adherencia - En la cara de los apoyos:

$$\sum_{0B} = \frac{1668}{182} = 9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$\sum_{0A} = \frac{1350}{182} = 7.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando el más desfavorable en el tramo.

$$\sum_{0B"A} = \frac{1000}{182} = 5.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$V - 4 \quad 2^\circ \text{ piso}$$

$$30 \times 25$$

M	393.9	200	240
	(B")		(A)
V	1840	1100	1050 1450

$$L_v \text{ ----}$$

1.- Armadura Principal:

Empotramiento (B")

$$M = 393.9 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

Apoyo (A):

$$M = 240 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

Tramo B"A:

$$M = 200 \quad A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

2.- Estribos

$$V_c > V \quad (\text{No es necesario estribos por corte en la viga}).$$

3.- Adherencia (En la cara de los apoyos).

$$\Sigma_{0B''} = \frac{1840}{182} = 10 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{1450}{182} = 8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

(Comprobando el más desfavorable en el tramo.)

$$\Sigma_{0B''A} = \frac{1100}{182} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-4 1° piso

30 x 25

M	426		220		270
	(B'')				(A)
U	2050	1,200		1,200	1,800
L _U	-----			-----	

1. Armadura Principal:

Empotramiento (B'').

$$M = 426 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 270 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

Apoyo B''A:

$$M = 220 \quad A_{s \text{ min.}} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

2.- Estribos

$U_c > U$ (No es necesario estribos por corte en toda la viga).

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_{0B''} = \frac{2050}{182} = 11.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{1,800}{182} = 9.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando el más desfavorable en cada tramo:

$$\Sigma_{0B''A} = \frac{1,200}{182} = 6.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-4' Azotea

30 x 55

M	1914	2300	4200	5000		2150				
U	(C)	5,000	4,100	4050	(B)	5900	5700	3900	(B')	2700
Lv		-----			0.46	0.40		-----		

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 2300 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 5,000 \quad A_s = \frac{5,000}{607} = 8.23 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Empotramiento (B'):

$$M = 2150 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo CB:

$$M = 4200 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

$$U_c > U \quad (\text{No necesita estribos por corte}).$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 5,900 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 440 \text{ Kg}$$

$$L_v = 0.48 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \phi 3/8: S = \frac{86000}{440} = 195 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8: 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 1 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 5,700 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 240$$

$$L_v = 0.40 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \phi 3/8: S = \frac{86000}{240} = 358 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8: 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 1 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Empotramiento (B'):

$$U_c > U \quad (\text{No necesita estribos por corte}).$$

3.- Adherencia: En la cara de los apoyos:

$$\Sigma \alpha = \frac{5,000}{455} = 11 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$\Sigma_{0B} = \frac{5900}{455} = 13 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0B'} = \frac{2700}{455} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{0CB} = \frac{4100}{455} = 9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0B'B} = \frac{3900}{455} = 8.56 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-4' 4° piso

30 x 55

M	3246	4950	4150	5400		1550				
U	(C)	6450	4550	4400	(B)	6450	5350	3000	(B')	1150
L _U		0.72		0.76	---			---		---

1.- Armadura Principal

Apoyo (C):

$$M = 4950 \quad A_s = \frac{4950}{607} = 8.15 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Apoyo (B):

$$M = 5400 \quad A_s = \frac{5400}{607} = 8.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Empotramiento (B'):

$$M = 1550 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo (CB):

$$M = 4150 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos

Apoyo (C):

$$U = 6450 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 990$$

$$L_U = 0.72 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{990} = 87 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 10 \text{ cm., } 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo B (Izquierda):

$$U = 6450 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 990$$

$$L_u = 0.76 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{990} = 87 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 4 \text{ cm., } 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo B (Derecha) y empotramiento B':

$$U_c > U \text{ (No necesitan estribos por corte).}$$

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_{oc} = \frac{6450}{455} = 14.2 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{6450}{455} = 14.2 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob'} = \frac{1150}{455} = 2.52 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{4550}{455} = 10 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob'} = \frac{3000}{455} = 6.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$U - 4'$ 3º piso

30 x 55

M	3246	4800	4000	5000				1,200
		(C)		(B)				(B')
U		6400	4500	4200	6300	4700	2700	700
L _u		0.68		0.64	---			---

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 4,800 \quad A_s = \frac{4,800}{607} = 7.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Apoyo (B)

$$M = 5,000 \quad A_s = \frac{5,000}{607} = 8.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Empotramiento B'

$$M = 1,200 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo CB:

$$M = 4,000 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C)

$$U = 6,400 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 940$$

$$L_u = 0.68 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{940} = 91.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda).

$$U = 6,300 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 840$$

$$L_u = 0.64 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{840} = 102 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha) y empotramiento (B'):

$$U_c > U \text{ (No necesita estribos por corte.)}$$

3.- Adherencia: En la cara de los apoyos.

$$\sum_{oc} = \frac{6400}{455} = 14.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_{ob} = \frac{6300}{455} = 13.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_{ob'} = \frac{700}{455} = 1.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\sum_{ocb} = \frac{4500}{455} = 9.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\sum_{ob'} = \frac{2700}{455} = 6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-4' 2° piso

30 x 55

M	3606	5550	4500	5800		1,100		
		(C)		(B)		(B')		
U		7200	5000	4800	7150	4450	2500	1,200
L _u		1.00 m.		0.96	---	---	---	---

1.- Armadura Principal.-

Apoyo (C):

$$M = 5550 \quad A_s = \frac{5550}{607} = 9.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2"$$

Apoyo (B):

$$M = 5800 \quad A_s = \frac{5800}{607} = 9.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2"$$

Empotramiento (B'):

$$M = 1100 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Tramo BC:

$$M = 4,500 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U = 7,200 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1740$$

$$L_v = 1.00 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1740} = 49.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 7150 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1690$$

$$L_v = 0.96 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1690} = 51 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 12 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha) y apoyo (B'):

$$U_c > U \text{ (No es necesario estribos por corte)}$$

3.- Adherencia: En la cara de los apoyos.

$$\Sigma_{oc} = \frac{7200}{455} = 15.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{7150}{455} = 15.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob'} = \frac{1,200}{455} = 2.64 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{5000}{455} = 11 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

$$\Sigma_{ob'b'} = \frac{2500}{455} = 5.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

1° piso

30 x 55

M	7400	5450	7100	1100			
U	(C) 9500	6350	6250	(B) 9300	6850	4650	(B') 1800
Lv	1.42 m.		1.40	0.70			-----

1.- Armadura Principal.-

Apoyo (C):

$$M = 7,400 \quad A_s = \frac{7,400}{607} = 12.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$$

Apoyo (B):

$$M = 7,100 \quad A_s = \frac{7,100}{607} = 11.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/4"$$

Empotramiento B':

$$M = 1100 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Tramo CB:

$$M = 5450 \quad A_s = \frac{5450}{607} = 8.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C)

$$U = 9500 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 4040$$

$$L_v = 1.42 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{4040} = 21.2 \text{ cm.} \approx 21 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 2 \text{ cm.}, 7 \text{ a } 21 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 9300 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 3840$$

$$L_v = 1.40 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{3840} = 22.4 \text{ cm.} \approx 22 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 6 \text{ a } 22 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 6850 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1390$$

$$L_v = 0.70 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1390} = 62 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 10 cm. , 2 a 25 cm.

Empotramiento B' :

$\sqrt{c} > \sqrt{v}$ (No necesita estribos por corte).

3.- Adherencia :

En la cara de los apoyos :

$$\Sigma_{oc} = \frac{9500}{455} = 20.9 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{9300}{455} = 20.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob'} = \frac{1800}{455} = 4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando los más desfavorables en cada tramo :

$$\Sigma_{ocb} = \frac{6350}{455} = 14 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{obb'} = \frac{4650}{455} = 10.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$\sqrt{-5}$ Azotea

30 x 55

M	1914	2850	3950	7350	5600	800
\sqrt{v}	(C)			(B)		(A)
	4750	4000	4100	6400	8000	6000
L_v	----			0.78m.	1.42	0.44

1.- Armadura Principal :

Apoyo (C) :

$$M = 2850 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B) :

$$M = 7350 \quad A_s = \frac{7350}{607} = 12.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

Apoyo (A) :

$$M = 800 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo CB :

$$M = 3950 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo AB:

$$M = 5600 \quad A_s = \frac{5600}{607} = 9.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C)

$$U = 4750 \quad U_c = 5460 \quad (\text{No es necesario estribos por corte}).$$

Apoyo (B) (Izquierda).

$$U = 6400 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 940$$

$$L_v = 0.78 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{440} = 91.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 4 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha).

$$U = 8000 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2540$$

$$L_v = 1.42 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2540} = 33.8 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 5 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$U = 5850 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 390$$

$$L_v = 0.44 \quad S_{\max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{340} = 220 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 12 \text{ cm.}, 1 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{4750}{455} = 10.5 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{8000}{455} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{5850}{455} = 12.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo.

$$\Sigma_{ocb} = \frac{4100}{455} = 9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{6000}{455} = 13.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" \quad (\text{cumple adherencia}).$$

$\sqrt{-5}$ 4º piso

30 x 55

M	3246	5100	5300	7350	3900	1450
V	(C)			(B)		(A)
	7450	5350	5400	8000	6850	4350
Lv	1.02 m.			1.24	0.92	-----

1.- Armadura Principal

Apoyo (C):

$$M = 5,100 \quad A_s = \frac{5,100}{607} = 8.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4"$$

Apoyo (B):

$$M = 7350 \quad A_s = \frac{7350}{607} = 12.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$$

Apoyo (A):

$$M = 1450 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Tramo CB:

$$M = 5300 \quad A_s = \frac{5300}{607} = 8.73 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4"$$

Tramo BA:

$$M = 3,900 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$V = 7450 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 1990$$

$$L_v = 1.02 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1990} = 43.2 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 2 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$V = 8,000 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 2540$$

$$L_v = 1.24 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2540} = 33.8 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 12 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$

Apoyo (B) (Derecha):

$$V = 6850 \quad V_c = 5460 \quad V_s = 1390$$

$$L_v = 0.92 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1390} = 62 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$

Apoyo (A)

$$V = 4850 \quad V_c = 5460 \quad (\text{No es necesario estribos por corte}).$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{0c} = \frac{7450}{455} = 16.4 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0B} = \frac{8000}{455} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{4850}{455} = 10.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{0CB} = \frac{5400}{455} = 11.9 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0BA} = \frac{4350}{455} = 9.56 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

U-5 3º piso

30 x 55

M	3246	4800	5000	7250	3900	1450
	(C)			(B)		(A)
U	7200	5150	5300	7900	6700	4250
		4200	4900			
L _v	0.92m.			1.20	0.84	

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 4,800 \quad A_s = \frac{4,800}{607} = 7.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Apoyo (B):

$$M = 7,250 \quad A_s = \frac{7,250}{607} = 11.92 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8"$$

Apoyo (A):

$$M = 1,450 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

Tramo CB:

$$M = 5,000 \quad A_s = \frac{5,000}{607} = 8.24 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4"$$

Tramo BA:

$$M = 3,900 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C)

$$U = 7,200 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1740$$

$$L_v = 0.92 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1740} = 49.5 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$
 Apoyo (B) (Izquierda).

$$U = 7,900 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2440$$

$$L_v = 1.20 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2440} = 35.3 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$
 Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 6,700 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1240$$

$$L_v = 0.84 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{1240} = 69.4 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8": 1 \text{ a } 4 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$
 Apoyo (A)

$$U = 4900 \quad U_c = 5460 \text{ (No necesita estribos por corte).}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{7,200}{455} = 15.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{7,900}{455} = 17.4 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{4,900}{455} = 10.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{5,300}{455} = 11.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{4,250}{455} = 9.3 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$\sqrt{-5}$ 2° piso

30 x 55

M	3606	5950	5200	7750	4450	3800
	(C)			(B)		(A)
U	8100	5700	5650	8700	8100	5200
					5100	6300
L_v	1.18			1.38	1.22	0.58

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 5950 \quad A_s = \frac{5950}{607} = 9.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 7750 \quad A_s = \frac{7750}{607} = 12.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 3800 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo CB:

$$M = 5,200 \quad A_s = \frac{5,200}{607} = 8.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Tramo BA:

$$M = 4450 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U = 8,100 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2640$$

$$L_v = 1.18 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{2640} = 32.6 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'': 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 8700 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 3240$$

$$L_v = 1.38 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{3240} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'': 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 5 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 8,100 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2640$$

$$L_v = 1.22 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{2640} = 32.6 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8'': 1 \text{ a } 10 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$U = 6300 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 840$$

$$L_v = 0.58 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'': S = \frac{86000}{840} = 102 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'': 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{8100}{455} = 17.8 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{8700}{455} = 19.1 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{6,300}{455} = 13.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{5,700}{455} = 12.5 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{5,200}{455} = 11.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

√ - 5 1º piso

30 x 55

M	8200	5450	7400	4150	5200
	(C)		(B)		(A)
U	9900	6400	6300	9500	8650
		5800	5650	8000	
L _U	1.44m.		1.46	1.24	1.08

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 8,200$$

$$A_s = \frac{8,200}{607} = 13.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/4'' + 1 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 7400$$

$$A_s = \frac{7400}{607} = 12.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4'' + 1 \phi 7/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 5,200$$

$$A_s = \frac{5,200}{607} = 8.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Tramo CB:

$$M = 5450$$

$$A_s = \frac{5450}{607} = 8.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4''$$

Tramo BA:

$$M = 4150$$

$$A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$\begin{aligned}
 U &= 9,900 & U_c &= 5460 & U_s &= 4440 \\
 L_U &= 1.44 & S_{max.} &= 25 \text{ cm.} \\
 \text{Para } \phi 3/8": S &= \frac{86000}{4440} = 19.3 \text{ cm.} \approx 19 \text{ cm.} \\
 \phi 3/8": & 1 \text{ a } 10 \text{ cm., } 7 \text{ a } 19 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$\begin{aligned}
 U &= 9500 & U_c &= 5460 & U_s &= 4040 \\
 L_U &= 1.46 & S_{max.} &= 25 \text{ cm.} \\
 \text{Para } \phi 3/8": S &= \frac{86,000}{4040} = 21.3 \text{ cm.} \approx 21 \text{ cm.} \\
 \phi 3/8": & 1 \text{ a } 10 \text{ cm., } 6 \text{ a } 21 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$\begin{aligned}
 U &= 8650 & U_c &= 5460 & U_s &= 3190 \\
 L_U &= 1.24 & S_{max.} &= 25 \text{ cm.} \\
 \text{Para } \phi 3/8": S &= \frac{86000}{3190} = 27 \text{ cm.} \\
 \phi 3/8": & 1 \text{ a } 12 \text{ cm., } 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Apoyo (A):

$$\begin{aligned}
 U &= 8,000 & U_c &= 5460 & U_s &= 2540 \\
 L_U &= 1.08 & S_{max.} &= 25 \text{ cm.} \\
 \text{Para } \phi 3/8": S &= \frac{86000}{2540} = 33.8 \text{ cm.} \\
 \phi 3/8": & 1 \text{ a } 8 \text{ cm., } 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

3- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{0c} = \frac{9900}{455} = 21.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/4" + 1 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0B} = \frac{9500}{455} = 20.9 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" + 1 \phi 7/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{8,000}{455} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

4- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los mds desfavorables en cada tramo:

$$\Sigma_{0cB} = \frac{6,400}{455} = 14.1 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{0BA} = \frac{5,800}{455} = 12.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

U-6 Azteca

30 x 55

M	1914	2570	4135	6930	4890	1220					
U	(C)	4600	3800	4200	(B)	6200	7100	5460	4850	(A)	5000
L _U						0.68m.	1.16				

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C):

$$M = 2750 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 6930 \quad A_s = \frac{6930}{607} = 11.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 1220 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Zancho CB:

$$M = 4135 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Zancho BA:

$$M = 4890 \quad A_s = \frac{4890}{607} = 8.05 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U_c > U_s \text{ (No es necesario estribos por corte)}$$

Apoyo (B): (Izquierda)

$$U = 6,200 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 740$$

$$L_U = 0.68 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{740} = 116 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha)

$$U = 7,100 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1640$$

$$L_U = 1.16 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{1640} = 52.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):
 $\sqrt{f_c} > \sqrt{V}$ (No necesita estribos por corte).

3.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{4600}{455} = 10.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{7100}{455} = 15.6 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{5000}{455} = 11 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- Adherencia en los (+) PI.

Comprobando los más desfavorables cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{4200}{455} = 9.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{5460}{455} = 12 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

U-6 4° piso

30 × 55

M	3246	4730	<u>4105</u>	8870	6825	3180			
\sqrt{V}		(C)		(B)		(A)			
		6000	4400	4600	6900	9650	7000	6800	7700
L_v		0.54 m.		0.94	1.72		1.14		

1.- Armadura Principal

Apoyo (C):

$$M = 4730 \quad A_s = \frac{4730}{607} = 7.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 8870 \quad M_c = 8250 \quad M_2 = 620$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s-2} = \frac{620}{630} = 0.985 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 0.985 = 14.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 5/8''$$

$$A'_s = \frac{620}{630} = 0.985 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Apoyo (A):

$$M = 3180 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Ejemplo CB:

$$M = 4105 \quad A_s \text{ min.} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Ejemplo BA:

$$M = 6825 \quad A_s = \frac{6825}{607} = 11.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U = 6000 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 540$$

$$L_v = 0.54 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{540} = 159 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 4 \text{ cm.}, 2 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 6900 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1440$$

$$L_v = 0.94 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{1440} = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 9 \text{ cm.}, 3 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 9650 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 4190$$

$$L_v = 1.72 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{4190} = 20.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 6 \text{ cm.}, 8 \text{ a } 20 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$U = 7700 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2240$$

$$L_v = 1.14 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2240} = 38.4 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 7 \text{ cm.}, 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia - En la cara de los apoyos.

$$\Sigma \alpha = \frac{6,000}{455} = 13.2 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma \alpha_B = \frac{9650}{455} = 21.2 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 7/8'' + 2 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma \alpha_A = \frac{7700}{455} = 16.9 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables cada tramo.

$$\Sigma_{OCB} = \frac{4600}{455} = 10.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{OBA} = \frac{7000}{455} = 15.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

U-6 3° piso

30 x 55

M	3246	4870	4465	8760	6780	3230					
U	(C)	5800	4300	4600	(B)	6800	9500	7000	6650	7600	(A)
Lv		0.46m.		0.92	1.66						1.12

1.- Armadura Principal.-

Apoyo (C):

$$M = 4870 \quad A_s = \frac{4870}{607} = 8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (B):

$$M = 8760 \quad M_c = 8250 \quad M_2 = 510$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s-2} = \frac{510}{630} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 0.796 = 14.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 7/8'' + 3 \phi 5/8''$$

$$A'_s = \frac{510}{630} = 0.796 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2''$$

Tramo CB:

$$M = 4465 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Apoyo (A):

$$M = 3230 \quad A_{s \text{ min.}} = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8''$$

Tramo BA:

$$M = 6780 \quad A_s = \frac{6780}{607} = 11.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8''$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U = 5800 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 340$$

$$L_v = 0.46 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{340} = 253 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 10 cm., 1 a 25 cm.
Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 6800 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 1340$$

$$L_v = 0.92 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{1340} = 64 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 8 cm., 3 a 25 cm.

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 9500 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 4040 \text{ Kg.}$$

$$L_v = 1.66 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{4040} = 21.3 \text{ cm.} \approx 21 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 9 cm., 7 a 21 cm.

Apoyo A:

$$U = 7600 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2140$$

$$L_v = 1.12 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8'' : S = \frac{86000}{2140} = 40 \text{ cm.}$$

$\phi 3/8''$: 1 a 8 cm., 4 a 25 cm.

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{oc} = \frac{5800}{455} = 12.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{9500}{455} = 20.9 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 7/8'' + 3 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{7600}{455} = 16.7 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI:

Comprobando los más desfavorables cada tramo:

$$\Sigma_{ocb} = \frac{4600}{455} = 10.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{7000}{455} = 15.4 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8'' + 1 \phi 7/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

U-6 2° piso

30 x 55

M	3606	6030	5140	9050	6650	5630			
		(C)		(B)		(A)			
V		6950	4900	5000	7400	9900	7000	7200	8400
Lv		0.86m.		1.06	1.66				1.20

1.- Armadura Principal:

Apoyo (C)
 $M = 6030$ $A_s = \frac{6030}{607} = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8"$

Apoyo (B):
 $M = 9050$ $M_c = 8250$ $M_2 = 800$
 $A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2$ $A_{s-2} = \frac{800}{630} = 1.27 \text{ cm}^2$

$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 14.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8"$
 $A_s = \frac{800}{630} = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 1/2"$

Apoyo (A):
 $M = 5630$ $A_s = \frac{5630}{607} = 9.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4"$

Apoyo CB:
 $M = 5140$ $A_s = \frac{5140}{607} = 8.46 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$

Apoyo BA:
 $M = 6650$ $A_s = \frac{6650}{607} = 10.95 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$

2.- Estribos

Apoyo (C):
 $V = 6950$ $V_c = 5460$ $V_s = 1490$
 $L_v = 0.86$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{1490} = 57.7 \text{ cm.}$
 $\phi 3/8"$: 1 a 5 cm., 3 a 25 cm.

Apoyo (B) (Izquierda):
 $V = 7400$ $V_c = 5460$ $V_s = 1940$
 $L_v = 1.06 \text{ m.}$ $S_{max} = 25 \text{ cm.}$
 Para $\phi 3/8"$: $S = \frac{86000}{1940} = 44.4 \text{ cm.}$
 $\phi 3/8"$: 1 a 3 cm., 4 a 25 cm.

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 9900 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 4440$$

$$L_v = 1.66 \text{ cm.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{4440} = 19.3 \text{ cm.} \approx 19 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 7 \text{ cm., } 8 \text{ a } 19 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$U = 8400 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2940$$

$$L_v = 1.20 \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2940} = 29.3 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm., } 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia.- En la cara de los apoyos.-

$$\Sigma_{oc} = \frac{6950}{455} = 15.3 \text{ cm.} \rightarrow 5 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{ob} = \frac{9900}{455} = 21.8 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{oa} = \frac{8400}{455} = 18.5 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 5/8" + 2 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI.

$$\Sigma_{ocb} = \frac{5,000}{455} = 11 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{oba} = \frac{7,200}{455} = 15.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4" \text{ (cumple adherencia)}$$

U-6 1º piso

30 x 55

M	7520	6000	8700	7230	9380
	(C)		(B)		(A)
U	7950	5250	5400	8200	10350
		7200	8700	10500	
L _v	1.12 m.		1.24	1.62	1.24

1.- Armadura Principal:

$$M = 7520 \quad A_s = \frac{7520}{607} = 12.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

Apoyo (B):

$$M = 8700 \quad M_c = 8250 \quad M_2 = 450$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s-2} = \frac{450}{630} = 0.715 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 0.715 = 14.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 7/8" + 3 \phi 5/8"$$

$$A'_s = \frac{450}{630} = 0.715 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8"$$

Apoyo (A):

$$M = 9380 \quad M_c = 8250 \quad M_2 = 1130$$

$$A_{s-1} = 13.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s-2} = \frac{1130}{630} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s-1} + A_{s-2} = 13.63 + 1.79 = 15.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8"$$

$$A'_s = \frac{1130}{607} = 1.79 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 5/8"$$

Tramo CB:

$$M = 6000 \quad A_s = \frac{6,000}{607} = 9.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8"$$

Tramo BA:

$$M = 7230 \quad A_s = \frac{7230}{607} = 11.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 3/4" + 3 \phi 5/8"$$

2.- Estribos:

Apoyo (C):

$$U = 7950 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2490$$

$$L_u = 1.12 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2490} = 34.5$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 6 \text{ cm, } 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Izquierda):

$$U = 8200 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 2740$$

$$L_u = 1.24 \text{ m. } S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{2740} = 31.4 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 10 \text{ cm, } 4 \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Apoyo (B) (Derecha):

$$U = 10350 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 4890$$

$$L_u = 1.62 \quad S_{max} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{4890} = 17.6 \text{ cm.} \approx 17 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 4 \text{ cm, } 9 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

Apoyo (A):

$$U = 10500 \quad U_c = 5460 \quad U_s = 5040$$

$$L_v = 1.24 \text{ m.} \quad S_{\text{max.}} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi 3/8": S = \frac{86000}{5040} = 17 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/8": 1 \text{ a } 3 \text{ cm., } 7 \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

3.- Adherencia: En la cara de los apoyos:

$$\Sigma_{0c} = \frac{7950}{455} = 17.5 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0B} = \frac{10350}{455} = 22.8 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 7/8" + 3 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0A} = \frac{10500}{455} = 23.1 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- Adherencia en los (+) PI :

Comprobando los más desfavorables cada tramo:

$$\Sigma_{0cB} = \frac{5400}{455} = 11.9 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

$$\Sigma_{0BA} = \frac{8700}{455} = 19.1 \text{ cm.} \rightarrow 2 \phi 3/4" + 3 \phi 5/8" \text{ (cumple adherencia)}$$

Vigas de Arriostre

El cálculo de las vigas de arriostre se efectuaron por los coeficientes del libro Azul (Reinforced Concrete Handbook), en la que se considera a estas como elementos continuos considerando la rigidez de las columnas.

El diseño de la sección de estas vigas es uniforme para todos los pisos y he tomado de acuerdo a las recomendaciones del Catálogo de tesis, (caso que no se considera carga de sismo) para luces menores de 4 metros la siguiente dimensión: $h = 20 \text{ cm.}$, $b = 35 \text{ cm.}$, es decir es viga chata obteniéndose de esta manera que el aligerado y las vigas se confundan.

Tabla de constantes para las vigas de arriostre de todos los niveles:

Sección Rectangular: $b = 35$ $H = 20$

$$\begin{array}{llll} d = 17 & f_c = 140 \text{ Kg./cm}^2 & K = 11 & U_c = 0.03 f_c \\ d' = 3 & f_s = 1,400 & n = 15 & U = 0.075 f_c \end{array}$$

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 35 \times 17^2 = 111400$$

$$M_c = 1114 \text{ Kgm.}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{U}_c &= \sigma_b j d = 4.2 \times 35 \times 0.866 \times 17 = 2160 & \bar{U}_c &= 2160 \text{ Kg.} \\
 A_{s \text{ min.}} &= 0.005 b d = 0.005 \times 35 \times 17 = 2.97 \text{ cm}^2 \\
 M_{AS \text{ min.}} &= A_{s \text{ min.}} \times F_s j d = 2.97 \times 1400 \times 0.866 \times 17 = M_{AS \text{ min.}} = 612 \text{ Kg.m.} \\
 (+) \text{ o } (-) A_s &= \frac{M}{F_s j d} = \frac{M}{1400 \times 0.866 \times 17} = \frac{M}{206} & (+) \text{ o } (-) A_s &= 206 \\
 \Sigma_o &= \frac{\bar{U}}{u j d} = \frac{\bar{U}}{10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{\bar{U}}{155} & \Sigma_o &= \frac{\bar{U}}{155}
 \end{aligned}$$

Separación máxima entre estribos:
 Para $\bar{U} \leq 0.06 f'_c$. Es decir hasta:
 $\bar{U} = 0.06 f'_c b j d$
 $\bar{U} = 8.4 \times 35 \times 0.866 \times 17 = 4330 \text{ Kg.}$
 $S \text{ max.} = \frac{d}{2} = 8 \text{ cm.}$

Para $\bar{U} \leq 0.08 f'_c$. Es decir hasta:
 $\bar{U} = 0.08 f'_c b j d$
 $\bar{U} = 11.2 \times 35 \times 0.866 \times 17 = 5760 \text{ Kg.}$
 $S \text{ max.} = \frac{d}{4} = 4 \text{ cm.}$

S para $\phi \frac{1}{4}$ ":

$$S = \frac{A_s F_s j d}{\bar{U}_s} = \frac{2 \times 0.31 \times 1400 \times 0.866 \times 17}{\bar{U} - 2160} = \frac{12800}{\bar{U} - 2160} = \frac{12800}{\bar{U}_s}$$

$$S = \frac{12800}{\bar{U}_s}$$

Estribos de montaje:

Los estribos de montaje de $\phi \frac{1}{4}$ " estarán espaciados sin exceder el valor de "S" de la fórmula que da el mínimo porcentaje de A_s permitido por el ACI:

$A_s \text{ mínimo} = 0.0015 b s$ y reemplazando valores se halla:

$$S = \frac{0.633}{0.0015 \times 35} = 12 \text{ cm.} \quad S \text{ max } \phi \frac{1}{4} = 12 \text{ cm.}$$

Cálculo de Vigas de Arrioste

Para el diseño de mis vigas de arrioste utilizo el libro Azul, (Reinforced Concrete Design Handbook), del American Concrete Institute, la tabla 1A. da los momen-

los para vigas de características similares a las que necesito calcular es decir cargas uniformes, luces iguales y sección uniforme.

Cálculo de las vigas de Arriastre de la Azotea: (Pórtico A)

Ⓐ: 1-2-3-4-5-6-7-8-9



Rigidez de columnas 4º piso: $\frac{30 \times 25^3}{2.57} = \frac{30 \times 15600}{2.57} = 182,000 \approx 18.2$

Rigidez Vigas: $\frac{35 \times 20^3}{2.57} = 80,000 \approx 8$

1º coeficiente: $\frac{\sum K_{col}}{K_{viga}} = \frac{18.2}{8} = 2.28$

2º coeficiente: $\frac{W_{viga}}{\text{peso muerto}} = \frac{0}{p.m.} = 0$

3º coeficiente: $a = \frac{l_{\text{paño cualquiera}}}{l_{\text{del paño típico}}} = \frac{3.50}{3.50} = 1$

(-) $M = C_1 w l^2 = C_1 343 \times 3.2^2 = C_1 \times 3520$ (+) $C_1 \times 343 \times 3.5^2 = C_1 \times 4,200$

	1º Eramos			2º Eramos			3º Eramos		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C_1	0.059	0.050	0.094	0.087	0.041	0.082	0.083	0.042	0.083
$C_1 w l^2$	208	210	331	306	172	289	292	176	292

1.- Armadura Principal:

Para todos los momentos negativos y positivos $A_{smin} = 2.97 \text{ cm}^2$
 $A_{smin} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$

2.- El corte máximo se produce en la cara exterior del apoyo (2):

$V_{max} = 0.575 \times 343 \times 3.2 = 630 \text{ Kg.}$

$V_c = 2160 \text{ Kg.}$ $V_c > V_{max}$. (Bastarán los estribos de montaje de $\phi 1/4"$ a 12 cm.)

Para comprobar los esfuerzos de adherencia será suficiente efectuar la verificación en la sección más solicitada o sea donde se presenta el máximo corte.

$$\Sigma_o = \frac{630}{155} = 4.1 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia)}$$

4.- El doblado del fierro se hará de acuerdo a las recomendaciones dadas para estos casos o sea a 1/4, 1/5, o 1/7, de L'



Cálculo de las Vigas de Arrioste: 4º piso.-

(A) 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9

Rigidez de columnas 4º piso: $\frac{30 \times 25^3}{2.57} = \frac{30 \times 15600}{2.57} = 182000 \approx 18.2$

Rigidez de columnas 3º piso: $\frac{30 \times 30^3}{2.57} = 31.5$

Rigidez Viga: $\frac{35 \times 20^3}{3.5} = 8$

1º coeficiente: $\frac{\Sigma K_{col}}{K_{viga}} = \frac{18.2 + 31.5}{8} = 6.2$

2º coeficiente: $\frac{W_{viva}}{\text{peso muerto p.m.}} = \frac{0}{p.m.} = 0$

3º coeficiente: $a = \frac{L_{paño \text{ cualquiera}}}{L_{\text{del paño típico}}} = \frac{3.50}{3.50} = 1$

(-) $M = C_1 \omega l^2 = C_1 \times 1,000 \times 3.2^2 = 10240 C_1$

(+) $C_1 \times 1,000 \times 3.5^2 = C_1 \times 12250 = 12250 C_1$

(-) $M = 10240 C_1$

(+) $M = 12250 C_1$

Entrando a la tabla 1A ACI (Libro Azul) se obtienen los siguientes datos:

	1º Tramo			2º Tramo			3º Tramo		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C_1	0.071	0.045	0.089	0.085	0.042	0.083	0.083	0.042	0.083
$C_1 \omega l^2$	726	552	911	870	515	850	850	515	850

Armadura Principal

$$(-) A_{s(1)} = \frac{726}{206} = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s(2)} = \frac{911}{206} = 4.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

$$(-) A_{s(3)} = \frac{850}{206} = 4.12 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

$$M_{1-2} = 552 \quad A_{s \text{ min}} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

$$M_{2-3} = 515 \quad A_{s \text{ min}} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

2.- El corte máximo se produce en la cara exterior del apoyo (2).

$$V_{\text{max}} = 0.575 \times 1000 \times 3.2 = 1,900 \text{ Kg}$$

$$V_c = 2160 \text{ Kg.} \quad V_c > V_{\text{max}}. \text{ (Bastarán los estribos de montaje de } \phi 1/4'' \text{ a } 12 \text{ cm.)}$$

3.- Para comprobar los esfuerzos de adherencia será suficiente efectuar la verificación en la sección más solicitada o sea donde se produce el máximo corte.

$$\Sigma_0 = \frac{1,900}{155} = 12.3 \text{ cm.} \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

4.- El doblado del fierro se hará de acuerdo a las recomendaciones para estos casos o sea a $1/4$, $1/5$, o $1/7$ de L'

Cálculo de Vigas de Arrioste. 3° piso:

A- 1-2-3-4-5-6-7-8-9

$$\text{Rigidez de columnas } 3^\circ \text{ piso: } \frac{30 \times 30^3}{2.57} = 31.5$$

$$\text{Rigidez de columnas } 2^\circ \text{ piso: } \frac{30 \times 30^3}{2.57} = 31.5$$

$$\text{Rigidez Viga: } \frac{35 \times 20^3}{3.5} = 8$$

$$1^\circ \text{ coeficiente: } \frac{\Sigma K_{\text{col}}}{K_{\text{viga}}} = \frac{31.5 + 31.5}{8} = 7.9$$

$$2^\circ \text{ coeficiente: } \frac{W_{\text{viva}}}{\text{Peso muerto}} = \frac{0}{P.m.} = 0$$

$$3^{\circ} \text{ Coeficiente: } a = \frac{L_{\text{paño cualquiera}}}{L_{\text{del paño típico}}} = \frac{3.50}{3.50} = 1$$

$$(-) M = C_1 \times 1,000 \times 3.2$$

$$(-) M = 10240 C_1$$

$$(+) M = C_1 \times 12250 = C_1 \times 1,000 \times 3.5^2$$

$$(+) M = 12250 C_1$$

	1° Ejes			2° Ejes			3° Ejes		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C_1	0.074	0.044	0.087	0.084	0.042	0.083	0.083	0.042	0.083
$C_1 w L^2$	758	540	892	860	515	850	850	515	850

1.- Armadura Principal:

$$A_{s1} = \frac{758}{206} = 3.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 3/8''$$

$$A_{s2} = \frac{892}{206} = 4.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

$$A_{s3} = \frac{850}{206} = 4.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

$$A_{s1-2} = \frac{540}{206} = 2.62 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

$$A_{s2-3} = \frac{515}{206} = 2.5 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

2.- El corte máximo se produce en la cara exterior del apoyo (2):

$$V_{\text{max.}} = 1900 \text{ Kg.} \quad V_c = 2160 \text{ Kg}$$

$$V_c > V_{\text{max.}} \text{ (Bastan estribos de montaje de } \phi 1/4'' \text{ a 12 cm.)}$$

3.- Para comprobar los esfuerzos de adherencia será suficiente efectuar la verificación en la sección más solicitada o sea donde se produce el máximo corte.

$$\xi_0 = \frac{1,900}{155} = 12.3 \text{ cm.} \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

4.- El doblado del fierro se hará de acuerdo a las recomendaciones para estos casos o sea a $1/4$, $1/5$, o $1/7$ de L'

Vigas de Arrioste : 2° piso

A-1-2-3-4-5-6-7-8-9

$$\text{Rigidez de columnas 2° piso : } \frac{30 \times 30^3}{2.57} = 31.5$$

$$\text{Rigidez de columna 1° piso : } \frac{50 \times 30^3}{2.57} = 52.5$$

$$\text{Rigidez de Viga : } \frac{35 \times 20^3}{3.5} = 8$$

$$1^\circ \text{ Coeficiente : } \frac{\sum K_{col.}}{K_{viga}} = \frac{31.5 + 52.5}{8} = 10.5$$

$$(-) M = C_1 \times 1000 \times 3.2^2 = 10240 C_1$$

$$(+) M = C_1 \times 12250 = C_1 \times 1000 \times 3.2^2 = 12250 C_1$$

	1° Eramos			2° Eramos			3° Eramos		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C_1	0.083	0.042	0.083	0.083	0.042	0.083	0.083	0.042	0.083
$C_1 \times 10^3$	850	515	850	850	515	850	850	515	850

1.- Armadura Principal:

$$As-1 = \frac{850}{206} = 4.12 \text{ cm.} \rightarrow 6 \phi 3/8''$$

$$As-2 = \frac{515}{206} = 2.5 \text{ cm.} \quad As_{min.} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8''$$

2.- El corte máximo se produce en la cara exterior del apoyo (2):

$$V_{max} = 1900 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 2160 \text{ Kg.}$$

$V_c > V_{max}$. (Bastan estribos de montaje de $\phi 1/4''$ a 12 cm.

3.- Para comprobar los esfuerzos de Adherencia será suficiente efectuar la verificación en la sección más solicitada o sea donde se produce el máximo corte.

$$\xi_0 = \frac{1900}{155} = 12.3 \text{ cm.} \rightarrow 6 \phi 3/8'' \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- El doblado del fierro se hará de acuerdo a las recomendaciones para estos casos o sea a $1/4''$, $1/5''$, o $1/7''$ de L'

Calculo de las Vigas de Arriostre: (B) 1-2-3-4-5-6-7-8-9 Azotes.

El diseño es similar a la (A) 1-2-3-4-5-6-7-8-9 Azotes, pues esta tiene menor carga que la (A); la (B) 1-2-3... sólo tiene peso propio 168 Kg/m., por lo tanto esta viga también se diseña con Acero mínimo.

Cálculo de las vigas de Arriostre (B) 1-2-3-4-5-6-7-8-9 4º piso



$$\text{Rigidez de columnas 4º piso: } \frac{30 \times 25^3}{2.57} = 18.2$$

$$\text{Rigidez de columnas 3º piso: } \frac{40 \times 30^3}{2.57} = 42$$

$$\text{Rigidez de Viga: } \frac{35 \times 20^3}{3.5} = 8$$

$$1^\circ \text{ coeficiente: } \frac{\Sigma K_{\text{col}}}{K_{\text{viga}}} = \frac{18.2 + 42}{8} = 7.55$$

$$2^\circ \text{ coeficiente: } \frac{W_{\text{viga}}}{\text{peso muerto}} = \frac{0}{p.m.} = 0$$

$$3^\circ \text{ coeficiente: } a = \frac{l_{\text{paño cualquiera}}}{l_{\text{del paño típico}}} = \frac{3.50}{3.50} = 1$$

$$(-) M = C_1 w l^2 = C_1 \times 648 \times 3.2^2 = 6640 C_1$$

$$(-) M = 6640 C_1$$

$$(+) M = C_1 \times w l^2 = C_1 \times 648 \times 3.5^2 = C_1 \times 7950$$

$$(+) M = 7950 C_1$$

Entrando a la tabla 1A del manual de diseño del ACI (Libro Azul) se obtienen los siguientes momentos:

	1º Tramo			2º Tramo			3º Tramo		
	-	+	-	-	+	-	-	+	-
C_1	0.074	0.044	0.087	0.084	0.042	0.083	0.083	0.042	0.083
$C_1 w l^2$	491	350	578	558	334	550	550	334	550

1.- Armadura Principal:

Para todos los momentos negativos y positivos = $A_{s\min} = 2.97 \text{ cm}^2$

$$A_{s\min} = 2.97 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$$

2.- El corte exterior se produce en la cara exterior del apoyo (2)

$$V_{\max} = 0.575 \times 648 \times 3.2 = 1,200 \text{ Kg.} \quad V_c = 2160 \text{ Kg}$$

$V_c > V_{\max}$. (Bastarán los estribos de montaje a 12 cm.)

3.- Para comprobar los esfuerzos de Adherencia será suficiente efectuar la verificación en la sección más solicitada o sea donde se presenta el máximo corte.

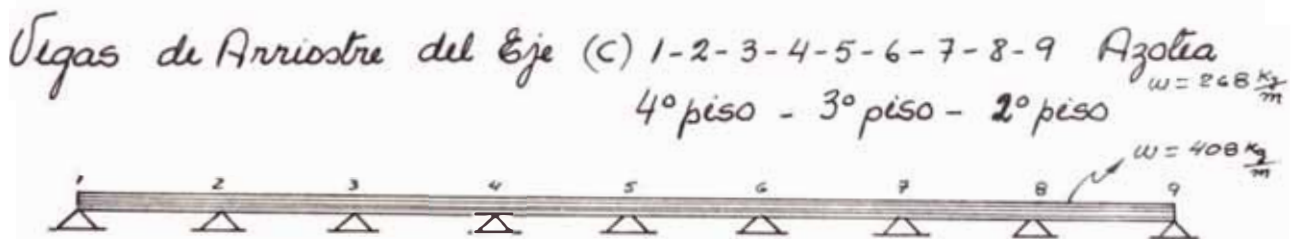
$$\xi_0 = \frac{1,200}{155} = 7.8 \text{ cm.} \rightarrow 4 \phi 3/8" \text{ (cumple adherencia).}$$

4.- El doblado del fierro se hará de acuerdo a las recomendaciones para estos casos o sea a $1/4$, $1/5$ o $1/7$ de L'

Cálculo de las Vigas de Arriostre:

ⓑ 1-2-3-4-5-6-7-8-9 3° piso, 2° piso, 1° piso

Estas vigas por tener las mismas condiciones y hasta más favorables como las del 1° piso que están descargadas también se diseñaron con acero mínimo.



Como se verán estas vigas tienen cargas inferiores a las vigas de arriostre del eje (B), por lo cual estas vigas también se diseñarán con acero mínimo ya que además las rigideces de las columnas y vigas son similares a las del Pórtico B de vigas de Arriostre.

Diseño de Columnas

1.- Generalidades.-

En la solución de los pórticos ya obtuvimos los momentos y esfuerzos cortantes. Según esto podemos ver en la solución de estos elementos que casi en su totalidad son elementos flexo comprimidos es decir que están bajo la acción de un momento y de una carga axial, por lo tanto hay que resolverlas como tales.

En el caso de las columnas tomaré para el diseño los momentos correspondientes a la posición de sobrecarga que da la máxima carga axial para una determinada columna, es decir puede ser o no ser momento máximo el de diseño ya que a veces el momento correspondiente a la máxima carga axial no es justamente el máximo. Una vez tomado el momento correspondiente a máxima carga axial efectuemos un rápido tanteo para determinar cual es el momento de diseño, el de la cabeza superior de la columna o el de la inferior, el momento de diseño será aquel en que se obtenga la máxima excentricidad. Puedo también decir que se conservarán las secciones previamente diseñadas, no siendo necesario ningún cambio de sección en el diseño definitivo.

2- Excentricidad en las columnas.-

Para solucionar los elementos que están sometidos a la flexo compresión se las divide en dos grupos, es decir se las agrupa según sea mayor o menor la excentricidad en una columna. De acuerdo a las normas del ACI de 1956 se tiene:

(1) Si : $\frac{e}{t} \leq 2/3$ ----- 1º caso

(2) Si : $\frac{e}{t} > 2/3$ ----- 2º caso

3- Procedimientos Utilizados:

Hay varios métodos y diversos procedimientos que utilizan tablas y diagramas, etc. para poder resolver los dos casos, pero a continuación voy a exponer el procedimiento seguido en este proyecto.

1º Caso : $e/t \leq 2/3$

a.) Se determina la esbeltez de la columna R/d

1.- Si $h/d \leq 10$ ----- Col. Corta

2.- Si $h/d > 10$ ----- Col. larga

Si h/d sale mayor que 10 hay que calcularla como una columna corta pero con una carga mayor que sale de la fórmula:

$$P' = \frac{P_{dato}}{1.3 - 0.03 \frac{h}{d}}$$

b.) Ahora aplicamos las normas del 56 dadas por el ACI para este caso el valor de la carga axial equivalente a la Flexocompresión está dado por la fórmula:

$$P = N (1 + B e/t)$$

N = carga axial aplicada en la columna.

B = 3 a 3.5 para columnas cuadradas o rectangulares

(Tomamos el valor de 3 por ser el que da menor canti-

dad de hierro).

C.-) Ahora vemos si la cuantía de hierro necesaria para soportar esta carga equivalente es mayor o menor que $p_g = 0.01$, en caso que sea mayor que este valor. Buscamos:

$$A_{g_{est}} = \frac{P}{0.8(0.225 f'_c + f_s \times 0.01)}$$

1.- Cuando la sección estructural resulta menor o igual que $1/2$ del área arquitectónica se pone $p_g = 0.005$ por el Área arquitectónica.

2.- Cuando la sección estructural resulta mayor o igual que $1/2$ del área arquitectónica se pone $p_g = 0.01$ por el área estructural.

$$A_{g_{est}} \geq 1/2 A_g \text{ ----- } A_s = 0.01 A_{g_{est}}$$

Para abreviar este paso se puede utilizar la tabla que nos da el valor de las cargas que soportan las columnas para la cuantía: $p_g = 0.01$

D.-) Luego se diseña la armadura para satisfacer el área de hierro necesario, que varía ligeramente con la que previamente se calculó.

e.-) Se efectúa la verificación siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (2)$$

$$f_a = \frac{N}{A_g} = \text{Esfuerzo nominal axial unitario}$$

$$F_a = 0.8(0.225 f'_c + f'_s p_g) \rightarrow \text{Para columnas con estribos}$$

$$f_b = \text{Esfuerzo unitario de flexión actual.}$$

$$f_b = \frac{M y}{I_t} \quad \text{donde } y = t/2$$

$M =$ Momento de flexión en la columna.

$I_t = I_g + (N-1) I_s =$ Momento de inercia de la sección equivalente

$$F_b = 0.45 f'_c$$

Si la ecuación de verificación (2), da como resultado una cifra menor o igual a uno, el diseño de la sección de esta columna está correcto, pero en caso de ser mayor a la suma mencionada como límite, será necesario modificar el diseño, mejorando la sección, ya sea por un aumento del área de concreto o del número de varillas, de tal forma que cumpla este artículo que especifica el Reglamento del ACI.

D.-) Finalmente se diseñan los estribos.

2º Caso : $4/t > 2/3$

Para resolver este caso se procede de la siguiente manera: Se siguen todos los pasos dados para el caso (1) hasta el (d) inclusive y luego se comprueban los siguientes esfuerzos: el f_c , el f_s y el f'_s .

Para realizar esta verificación de las cargas de trabajo he creído más conveniente utilizar el método expuesto en el libro de Urquhart, O'Rourke, y Winter, "Design of Concrete Structures", Sexta edición, utilizando los diagramas auxiliares de las páginas 524, 525 y 526 del citado libro, correspondiendo al 12, 13 y 14 el número de los Diagramas

Exposición del Método:

a.-) Datos:

$$N = \dots$$

$$A_g = b \times t$$

$$g = (t - 2d') / t$$

$$A_s = \dots (\text{simétrico})$$

$$p_g = \dots$$

$$n = \dots$$

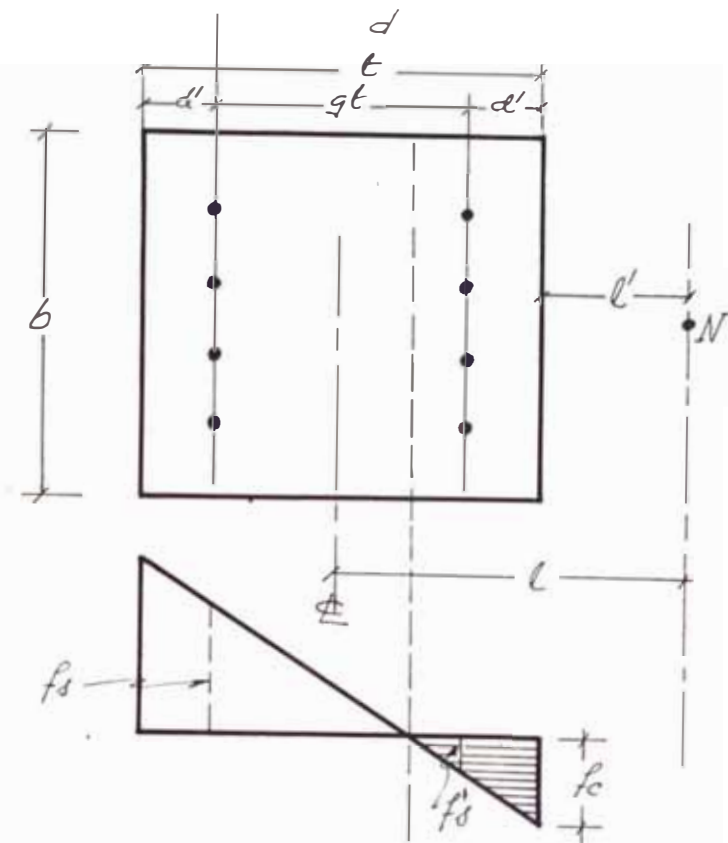
$$n p_g = \dots$$

b.-) Fórmulas necesarias:

$$f_c = N K_t / A_g \dots \dots \dots (1)$$

$$f_s = \frac{n f_c (d - K_t)}{K_t} \dots \dots \dots (2)$$

$$f'_s = \frac{2n f_c (K_t - d')}{K_t} \dots \dots \dots (3)$$



C.- Explicación del uso de los datos:

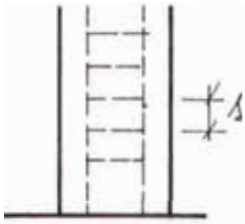
1.-) Con: g , e/t , y $n p g$, entramos al diagrama correspondiente, el 12, el 13, o el 14 y obtenemos K y K'

2.-) Con estos valores hallados se reemplaza K en la fórmula (1) y encuentro f_c ; f_c y K los reemplazo sucesivamente en (2) y (3) y encuentro f_s y f_s'

Una vez conocidos los valores de f_c , f_s y f_s' los comparamos con las cargas de trabajo permitidas, y vemos si son menores o iguales que las cargas de trabajos permitidas, si es así la sección está bien diseñada, en caso contrario hay que buscar otra solución al igual que para el 1º caso.

4.- Estribos.-

Los estribos deben tener un diámetro no menor de $1/4$ "
Para la separación entre los estribos se siguió el siguiente criterio:



$$S = 48 \phi e$$

$$S = 16 \phi l$$

$$S = d$$

Se escogió la menor de estas separaciones.

Luego se tomaron en cuenta las siguientes recomendaciones en cuanto al diámetro de los estribos:

Si la armadura principal:

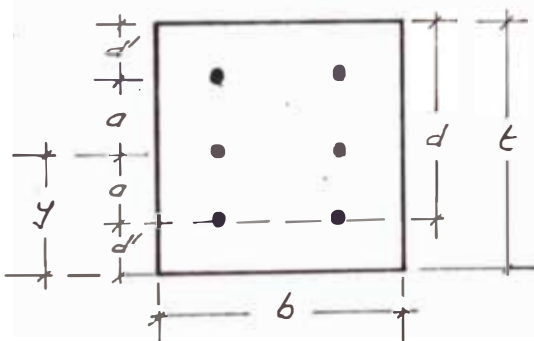
$$5/8'' \text{ hasta } 3/4'' \rightarrow \phi e$$

$$3/4'' \text{ hasta } 7/8'' \rightarrow 3/8''$$

$$7/8'' \text{ hasta } 1/2'' \rightarrow 1/2''$$

Existen también otros métodos y recomendaciones para determinar los estribos, pues racionalmente no se ha llegado a determinar ningún método, pero se han tomado las recomendaciones anteriores pues son las que usualmente se aplica en nuestro medio.

Tabla de constantes para las columnas del 4° piso
(comprendidas entre la Azotea y el 4° piso)



$$A_g = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$h/d = \frac{2.40}{25} = 9.6 \text{ (Es columna corta)}$$

$$b = 25$$

$$d = 25$$

$$n = 15$$

$$P_n = 27,300 \text{ Kg}$$

$$t = 30$$

$$d' = 5$$

$$f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y = t/2 = 15 \quad a = 10 \text{ cm.} \quad f'_c = 140 \quad P_n = \text{carga que resiste la columna para } f'_c = 140$$

$$0.225 f'_c = 31.5 \quad f_s = 1,400 \text{ y } p_g = 0.01$$

$$P_{\text{admisible}} = 0.8 A_g (0.225 f'_c + f_s p_g)$$

$$p_g = \left(\frac{P_{\text{admisible}}}{600} \right) / 1,400$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{P (\text{Kg})}{0.8 (0.225 f'_c + f_s p_g)}$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{P (\text{Kg})}{36.4} \text{ cm}^2$$

$$I_g = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56,200$$

$$(n-1) I_s = (15-1) \times 7.92 \times 10^2 = 11100 \text{ cm}^4$$

$$(n-1) I_s = 11100 \text{ cm}^4$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg./cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t} = \frac{M \times 15}{67300} = 0.000223 M \quad f_b = 0.0223 M \rightarrow (M \text{ en Kg-m.})$$

$$F_a = 0.8 (0.225 f'_c + f_s p_g) = 0.8 (31.5 + 0.0106 \times 1,400)$$

$$F_a = 0.8 (31.5 + 14.8) = 0.8 \times 46.3 = 37.1$$

$$F_a = 37.1 \rightarrow \text{Vale sólo para } A_g = 750 \text{ y } A_s = 4 \phi 5/8''$$

Tabla de cargas axiales y momentos sobre columnas del 4º piso

Comprendidas entre el nivel Azotea y el 4º piso

Column.	C-A1	C-B1	C-C1	C-A2	C-B2	C-C2	C-A3	C-B3	C-C3
N (Kg.)	4190	8570	6110	6450	11560	9125	6970	12880	9125
M (Kg-m.)	939	—	971	1973	—	992	1552	—	1000

Column.	C-A4	C-B4	C-C4	C-A5	C-B5	C-C5	C-A6	C-B6	C-C6
N (Kg.)	2950	9445	9120	5430	12790	9125	6860	12290	9125
M (Kg-m.)	109	615	1247	1161	308	926	1641	313	938

Solución de las columnas del 4º piso.
(Comprendidas entre la azotea y el 4º piso)

C-A1

$$N = 4190 \text{ Kg.}, \quad M = 939 \text{ Kgm.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{939}{4190} = 0.224 \approx 22.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{22.4}{25} = 0.895 > 0.667 \quad \text{Caso II}$$

$$P = 4190 (1 + 3 \times 0.895) = 3.685 \times 4190 = 15430 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27300 \text{ Kg.}$$

$$A_{geot} = \frac{15430}{36.4} = 424 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{geot} = 0.01 \times 424 = 4.24 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm:

Verificación de Esfuerzos:

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$p_g = 0.0106$$

$$g = 0.667$$

$$n p_g = 0.159$$

$$e/t = 0.895$$

Con g , $n p_g$ y e/t encuentro:

$$K = 6.5 \quad k = 0.35 \quad K_t = 10.5 \text{ cm.}$$

Reemplazando valores:

$$(1) f_c = \frac{Nk}{A_g} = \frac{4190 \times 6.5}{750} = 36.3 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(2) f_s = \frac{n f_c (d - K_t)}{K_t} = \frac{15 \times 36.3 (25 - 0.35 \times 30)}{0.35 \times 30}$$

$$f_s = \frac{545 (25 - 10.5)}{10.5} = 753 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400$$

$$(3) f'_s = \frac{2 n f_c (K_t - d')}{K_t} = \frac{2 \times 15 \times 36.3 (10.5 - 5)}{10.5}$$

$$f'_s = \frac{1090 \times 5.5}{10.5} = 571 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400$$

Luego el diseño efectuado es definitivo pues verifican satisfactoriamente las cargas de trabajo.

Columna C - B1

$$N = 8570 \quad M = 0$$

$$N < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{reqt}} = \frac{8570}{36.4} = 236 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

$$\text{Por lo tanto: } A_s = 0.005 \times 750 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Columna C - C1

$$N = 6110 \quad M = 971$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{971}{6110} = 0.159 = 15.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{15.9}{25} = 0.635 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 6110 (1 + 3 \times 0.635) = 6110 \times 2.91 = 17800 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{17,800}{36.4} = 490 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{reqt.}} = 0.01 \times 490 = 4.9 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1 \quad F_b = 63$$

$$f_a = \frac{6110}{750} = 8.15 \quad f_b = 0.0223 \times 971 = 21.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \frac{8.15}{37.1} + \frac{21.7}{63} = 0.22 + 0.344 = 0.564 < 1$$

Columna C - A2

$$N = 6450 \quad M = 1973$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1973}{6450} = 0.306 = 30.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{30.6}{30} = 1.02 > 0.667 \quad \text{Caso II}$$

$$P = 6450 (1 + 3 \times 1.02) = 26,200$$

$$P = 26,200 < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est}} = \frac{26,200}{36.4} = 720 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ est}} = 0.01 \times 720 = 7.2 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8"$$

Estribos: de $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$p_g = 0.0106$$

$$g = 0.667$$

$$n p_g = 0.159$$

$$e/t = 1.02$$

Con g , $n p_g$ y e/t en cuenta:

$$K = 7.3 \quad K_t = 0.34 \quad K_t = 10.2$$

Reemplazando Valores:

$$(1) f_c = \frac{6450 \times 7.3}{750} = 62.7 \text{ Kg/cm}^2 < 63 \text{ Kg/cm}^2 = 0.49 f'_c$$

$$(2) f_s = \frac{15 \times 62.7(25 - 10.2)}{10.2} = 1360 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(3) f'_s = \frac{30 \times 62.7(10.2 - 5)}{10.2} = \frac{1881 \times 5.2}{10.2} =$$

$$f'_s = 960 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego el diseño efectuado es definitivo pues verifican satisfactoriamente las cargas de trabajo.

Columna C-B2

$$N = 11560 \quad M = 0$$

$$N < P_n = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est}} = \frac{11560}{36.4} = 318 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto: $A_s = 0.005 \times 750 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8"$

Estribos: de $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Columna C-C2:

$$N = 9125 \quad M = 992$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{992}{9125} = 0.109 = 10.9 \text{ cm}$$

$$e = \frac{10.9}{30} = 0.363 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 9125 (1 + 3 \times 0.363) = 9125 \times 2.09 = 19,100 \text{ Kg}$$

$$P = 19,100 \text{ Kg}$$

$$P < P_n = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est}} = \frac{19,100}{36.4} = 525 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

$$\therefore A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est}} = 0.01 \times 525 = 5.25 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8"$$

Estribos: $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1$$

$$F_b = 63$$

$$f_a = \frac{9125}{750} = 12.2 \quad f_b = 0.0223 \times 992 = 22.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{12.2}{37.1} + \frac{22.1}{63} = 0.329 + 0.351 = 0.68 < 1$$

\therefore Verifican los esfuerzos satisfactoriamente

Columna C-A3:

$$N = 6970 \quad M = 1552$$

$$e = \frac{1552}{6970} = 0.223 = 22.3 \text{ cm}$$

$$e/t = \frac{22.3}{30} = 0.743 > 0.667 \quad \text{Caso II}$$

$$P = 6970 (1 + 3 \times 0.743) = 6970 \times 3.23 = 22,500 \text{ Kg}$$

$$P = 22,500 < P_r = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{22,500}{36.4} = 618 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 618 = 6.18 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min.} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$p_g = 0.0106$$

$$g = 0.667$$

$$\pi p_g = 0.159$$

$$e/t = 0.743$$

Con g , πp_g y e/t encuentro:

$$K = 5.4 \quad k = 0.375 \quad kt = 11.25 \text{ cm}$$

Reemplazando Valores:

$$(1) f_c = \frac{NK}{A_g} = \frac{6970 \times 5.4}{750} = 50.2 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(2) f_s = \frac{15 \times 50.2 (25 - 0.375 \times 30)}{11.25} = 921 \text{ Kg/cm}^2 < 1400$$

$$(3) f'_s = \frac{30 \times 50.2 (11.25 - 5)}{11.25} = 921 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400$$

Columna C-B3

$$N = 12880 \quad M = 0$$

$$N < P_r = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{12880}{36.4} = 354 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto: $A_s = 0.005 \times 750 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min.} = 4 \phi 5/8''$

Estribos: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Columna C - C3 :

El diseño de esta columna es similar al efectuado para la columna C - C2 por tener los valores N y M muy parecidos.

Columna C - A4

$$N = 2950 \quad M = 109$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{109}{2950} = 0.037 = 3.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{3.7}{30} = 0.123 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 2950 (1 + 3 \times 0.123) = 2950 \times 1.37 = 4050$$

$$P = 4050 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{4050}{36.4} = 111 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto :

$$A_s = 0.005 \times 750 = 3.75 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos de : $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos :

$$F_a = 37.1 \quad F_b = 63$$

$$f_a = \frac{2950}{750} = 3.93$$

$$f_b = 0.0223 \times 109 = 2.44$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{3.93}{37.1} + \frac{2.44}{63} = 0.106 + 0.039 = 0.135 < 1$$

Columna C - B4 :

$$N = 9445 \quad M = 615$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{615}{9445} = 0.065 = 6.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.5}{30} = 0.216 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 9445 (1 + 3 \times 0.216) = 15,600 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{15,600}{36.4} = 430 > 1/2 A_g$$

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 430 = 4.3 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos : $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1$$
$$F_b = 63$$

$$f_a = \frac{9445}{750} = 12.6$$

$$f_b = 0.0223 \times 615 = 13.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{12.6}{37.1} + \frac{13.7}{63} = 0.34 + 0.22 = 0.56 < 1$$

Columna C-C4:

$$N = 9120 \quad M = 1247$$

$$e = \frac{1247}{9120} = 0.137 = 13.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{13.7}{30} = 0.455 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 9120 (1 + 3 \times 0.455) = 21,600 \text{ Kg.}$$

$$P = 21,600 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{gest.}} = \frac{21,600}{36.4} = 592 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{gest.}} = 0.01 \times 592 = 5.92 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $1/4''$ a 25 cm.

Columna C-A5:

$$N = 5430 \quad M = 1161$$

$$e = \frac{1161}{5430} = 0.213 = 21.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{21.3}{30} = 0.71 > 0.667 \quad \text{Caso II}$$

$$P = 5430 (1 + 3 \times 0.71) = 5430 \times 3.13 = 17,100 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{gest.}} = \frac{17,100}{36.4} = 470 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{gest.}} = 0.01 \times 470 = 4.7 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$P_g = 0.0106$$

$$g = 0.667$$

$$n p g = 0.159$$

$$e/t = 0.71$$

Con q , n , p , g y e/t encuentro:

$$K = 5.1 \quad K = 0.33 \quad Kt = 9.9$$

$$(1) f_c = \frac{5430 \times 5.1}{750} = 37 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(2) f_s = \frac{15 \times 37 (25 - 0.33 \times 30)}{9.9} = \frac{552 \times 15.1}{9.9} = 842 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400$$

$$(3) f'_s = \frac{30 \times 37 (9.9 - 5)}{9.9} = \frac{1110 \times 4.9}{9.9} = 502 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego el diseño efectuado es definitivo pues verifican satisfactoriamente las cargas de trabajo.

Columna C-85

$$N = 12790 \quad M = 308$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{308}{12790} = 0.024 = 2.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{2.4}{30} = 0.08 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 12790 (1 + 3 \times 0.08) = 15420 \text{ Kg.}$$

$$P = 15,480 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 207,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{15840}{36.4} = 435 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{reqt.}} = 0.01 \times 435 = 4.35 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1 \quad f_a = \frac{12790}{750} = 17$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0223 \times 308 = 6.9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{17}{37.1} + \frac{6.9}{63} = 0.457 + 0.109 = 0.566 < 1$$

Columna C-C5:

$$N = 9125 \quad M = 926$$

$$e = \frac{926}{9125} = 0.101 = 10.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{10.1}{30} = 0.34 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 9125 (1 + 3 \times 0.34) = 18450 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{18450}{36.4} = 505 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 505 = 5.05 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min.} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1 \quad f_a = \frac{9/25}{750} = 12.2$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0223 \times 926 = 20.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{12.2}{37.1} + \frac{20.7}{63} = 0.328 + 0.328 = 0.656 < 1$$

\therefore Verifican los esfuerzos satisfactoriamente.

Columna C-A6

$$N = 6860 \quad M = 1641$$

$$e = \frac{1641}{6860} = 0.24 = 24 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{24}{30} = 0.8 > 0.667 \quad \text{Caso II}$$

$$P = 6860 (1 + 3 \times 0.8) = 6860 \times 3.4 = 23400 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{23,400}{36.4} = 642 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 642 = 6.42 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min.} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$A_g = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$p_g = 0.0106$$

$$q = 0.667$$

$$r/p_g = 0.159$$

$$e/t = 0.8$$

Con q , n , p_g , y e/t encuentro:

$$K = 5.75 \quad K_c = 0.368 \quad K_t = 11.05$$

$$(1) f_c = \frac{6860 \times 5.75}{750} = 52.5 \text{ Kg/cm}^2 < 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(2) f_s = \frac{15 \times 52.5 (25 - 11.05)}{11.05} = 998 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(3) f'_s = \frac{30 \times 52.5 (11.05 - 5)}{11.05} = 860 \text{ Kg/cm}^2 < 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego el diseño efectuado es definitivo pues verifican satisfactoriamente las cargas de trabajo.

Columna C-B6 :

$$N = 12290 \quad M = 313$$

$$e = \frac{313}{12290} = 0.025 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{2.5}{30} = 0.083 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 12290 (1 + 3 \times 0.083) = 12290 \times 1.25 = 15,400$$

$$P = 15,400 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 27,300 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{15,400}{36.4} = 422 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 422 = 4.22 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min.} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37.1 \quad f_a = \frac{12290}{750} = 16.3$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0223 \times 313 = 7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{16.3}{37.1} + \frac{7}{63} = 0.44 + 0.11 = 0.55 < 1$$

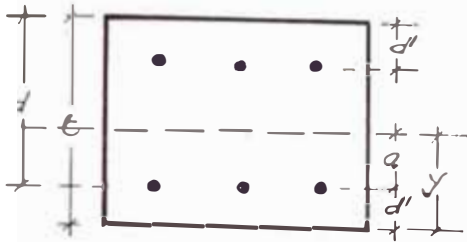
Luego el diseño efectuado es definitivo pues verifican satisfactoriamente las cargas de trabajo.

Columna C-C6 :

El diseño de esta columna es similar al efectuado para la columna C-C5 por tener los valores N y M casi iguales, por lo tanto omito su cálculo.

Tabla de constantes para las columnas del 3° piso y 2° piso:

(Comprendidos entre el 4° y 3° piso)
(Comprendidos entre el 3° y 2° piso).



$$A_g = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$h/d = \frac{240}{30} = 8.00 < 10$$

∴ Es columna corta

$$b = t = 30 \quad a = 10$$

$$d = 25 \quad y = t/2 = 15$$

$$d' = 5 \quad n = 15$$

$$P_n = 32800 \rightarrow f'_c = 140$$

$$P_n = 42700 \rightarrow f'_c = 140$$

$$p_g = \left(\frac{P}{720} - 31.5 \right) / 1400$$

$$I_g = 67,500 \text{ cm}^4$$

$$(n^2 - 1) a^2 A_s = 1,400 A_s$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.8 (0.225 f'_c + f_s p_g) = 25.2 + 1120 p_g$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t}$$

$$f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 140$$

$$0.225 f'_c = 31.5$$

$$f_s = 1,400 \quad y \quad p_g = 0.01$$

$$f_s = 1,400 \quad y \quad p_g = 0.02$$

$$A_{ged.} = \frac{P(\text{Kg})}{36.4}$$

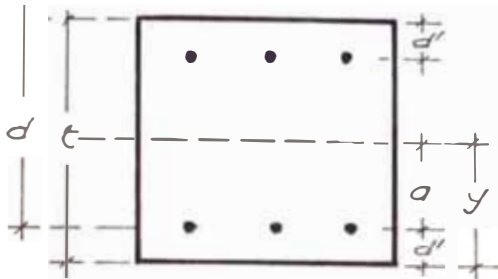
$$I_t = 67,500 + 1,400 A_s$$

ϕ	A_s	I_g	$1,400 A_s$	I_t	F_a	F_b
4 ϕ 5/8"	7.92	67,500	11,100	78,600	35.1	0.0191 M
4 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	13.62	67,500	19,100	86,600	42.1	0.0173 M
6 ϕ 5/8"	11.87	67,500	16,600	84,100	40	0.0178 M
8 ϕ 5/8"	15.83	67,500	22,150	89,650	45.9	0.0167 M
8 ϕ 3/4"	22.8	67,500	31,900	99,400	53.6	0.0151 M
6 ϕ 7/8"	23.27	67,500	32,600	100,100	54.2	0.015 M

Tabla de constantes para las columnas del 3° piso y 2° piso:

(Comprendidos entre el 4° y 3° piso)

(Comprendidos entre el 3° y 2° piso :
Para las de sección 30 x 40



$$A_g = 30 \times 40 = 1,200 \text{ cm}^2$$

$$h/d = \frac{240}{30} = 8 < 10$$

\therefore Es columna corta.

$$b = 30 \quad a = 15 \quad f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 40 \quad y = 20 \quad f'_c = 140$$

$$d = 35 \quad n = 15 \quad 0.225 f'_c = 31.5$$

$$d' = 5$$

$$P_n = 43,600 \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \text{ y } p_g = 0.01$$

$$P_n = 57,000 \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \text{ y } p_g = 0.02$$

$$p_g = \left(\frac{P}{960} - 31.5 \right) / 1,400 \quad A_{g \text{ ed.}} = \frac{P(\text{Kg})}{36.4}$$

$$I_g = 160,000 \text{ cm}^4$$

$$(n-1) a^2 A_s = 3150 A_s$$

$$I_t = 160,000 + 3150 A_s$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.8(0.225 f'_c + f_s p_g) = 25.2 + 1120 p_g$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t}$$

ϕ	A_s	I_g	$3150 A_s$	I_t	F_a	f_b
4 ϕ 5/8"	7.92	160000	24950	184950	32.6	0.0108 M
6 ϕ 5/8"	11.87	160000	37,400	197,400	36.3	0.0101 M
8 ϕ 3/4"	22.8	160000	71,900	23,1900	46.5	0.0086 M
6 ϕ 3/4"	17.1	160000	53,800	21,3800	41.2	0.0093 M
8 ϕ 5/8"	15.83	160000	49,800	20,9800	40	0.0095 M

Tabla de cargas Axiales y Momentos sobre las
Columnas del 3° piso:

(Comprendidas entre el 4° piso y 3° piso).

Column.	C-A1	C-B1	C-C1	C-A2	C-B2	C-C2	C-A3	C-B3	C-C3
N (Kg.)	12410	22008	16840	15222	30225	22990	18015	31770	22990
M (Kg.m.)	1465	438	1907	1915	144	2267	1460	146	2146

Column.	C-A4	C-B4	C-C4	C-A5	C-B5	C-C5	C-A6	C-B6	C-C6
N (Kg.)	8280	23250	21840	13670	29350	22990	17010	28970	21840
M (Kg.m.)	120	1395	1795	1179	618	2238	1580	890	1475

Solución de las columnas del 3° piso.

De sección 30 x 30

Columna C-A1:

$$N = 12410 \quad M = 1465$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1465}{12410} = 0.118 = 11.8 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{11.8}{30} = 0.393 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 12410 (1 + 3 \times 0.393) = 27,100 \text{ Kg.}$$

$$P = 27,100 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 32,800 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{27,100}{36.4} = 745 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 745 = 7.45 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8"$$

Estrucos de: $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Comprobación de Esfuerzos:

$$f_a = 35.1 \quad f_a = \frac{12410}{900} = 13.8$$

$$f_b = 63$$

$$f_b = 0.0191 \times 1465 = 28$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{13.8}{35.1} + \frac{28}{63} = 0.393 + 0.444 = 0.837 < 1$$

Columna C-A2

$$N = 15220 \quad M = 1915$$

$$e = \frac{1915}{15222} = 0.126 = 12.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{12.6}{30} = 0.42 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 15220 (1 + 3 \times 0.42) = 34,400 \text{ Kg.}$$

$$P_g = \left(\frac{34,400}{720} \right) - \frac{31.5}{1,400} = \frac{47.8 - 31.5}{1,400} = \frac{16.3}{1,400} = 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 900 = 10.8 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad F_b = 63$$

$$f_a = \frac{15220}{900} = 16.9$$

$$f_b = 0.0178 \times 1915 = 34.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{16.9}{40} + \frac{34.1}{63} = 0.423 + 0.542 = 0.965 < 1$$

Columna C-A3:

$$N = 18015 \quad M = 1460$$

$$e = \frac{1460}{18015} = 0.81 = 8.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{8.1}{30} = 0.27 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 18015 (1 + 3 \times 0.27) = 32,600 \text{ Kg.}$$

$$P = 32,600$$

$$p_g = \left(\frac{32,600}{720} - \frac{31.5}{1,400} \right) = \frac{45.3 - 31.5}{1,400} = \frac{13.8}{1,400} = 0.00986 = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 900 = 9 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad F_b = 63$$

$$f_a = \frac{18015}{900} = 20.1$$

$$f_b = 0.0178 \times 1416 = 26$$

$$\frac{20.1}{40} + \frac{26}{63} = 0.502 + 0.413 = 0.915 < 1$$

Columna C - A4:

$$N = 8280 \quad M = 120$$

$$e = \frac{120}{8280} = 0.0145 = 1.45 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.45}{30} = 0.048 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 8280 (1 + 3 \times 0.048) = 8280 \times 1.144 = 9480 \text{ Kg.}$$

$$P = 9480 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 32,800 \text{ Kg.}$$

$$A_{req.} = \frac{9480}{36.4} = 261 \text{ cm}^2 < 112 \text{ Ag.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0005 \times 900 = 4.5 \text{ cm.} \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 35.1$$

$$F_b = 63$$

$$f_a = \frac{8280}{900} = 9.2$$

$$f_b = 0.0191 \times 120 = 2.3$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{9.2}{35.1} + \frac{2.3}{63} = 0.262 + 0.037 = 0.299 < 1$$

Columna C - A5:

$$N = 13670 \quad M = 1179$$

$$e = \frac{1179}{13670} = 0.086 = 8.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{8.6}{30} = 0.286 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 13670 (1 + 3 \times 0.286) = 25,400.$$

$$P < P_n = 32,800$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{25,400}{36.4} = 697 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 697 = 6.97 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 35.1 \quad f_a = \frac{13670}{900} = 15.2$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0191 \times 1179 = 22.5$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{15.2}{35.1} + \frac{22.5}{63} = 0.432 + 0.357 < 1$$

Columna C-A6

$$N = 17010 \quad M = 1580$$

$$e = \frac{1580}{17010} = 0.093 = 9.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{9.3}{30} = 0.31 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 17010 (1 + 3 \times 0.31) = 17010 (1.93) = 32,800$$

$$p_g = \left(\frac{32,800}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = (45.5 - 31.5) / 1,400 = \frac{14}{1400} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 900 = 9 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de E:

$$F_a = 40$$

$$F_b = 63$$

$$f_a = \frac{1580}{84} = 18.9$$

$$f_b = 0.0178 \times 1580 = 28.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{18.9}{40} + \frac{28.1}{63} = 0.472 + 0.446 = 0.918 < 1$$

Solución de las Columnas del 3° piso.

De Sección 30 x 40

Columna C-B1

$$N = 22008 \quad M = 438$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{348}{22008} = 0.0199 = 1.99 \text{ cm.}$$

$$P = 22008(1 + 3 \times 0.05) = 25,300 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{25,300}{36.4} = 695 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 695 = 6.95 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estruos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 32.6 \quad f_a = \frac{22008}{1200} = 18.35$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0108 \times 438 = 4.73$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{18.35}{32.6} + \frac{4.73}{63} = 0.563 + 0.075 = 0.638 < 1$$

Columna C-C1

$$N = 16840 \quad M = 1907$$

$$e = \frac{1907}{16840} = 0.113 = 11.3 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{11.3}{40} = 0.282 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 16840(1 + 3 \times 0.282) = 16840 \times 1.846 = 31,100 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{31,100}{36.4} = 855 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 855 = 8.55 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{16840}{1200} = 14$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 1907 = 19.3$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{14}{36.3} + \frac{19.3}{63} = 0.385 + 0.306 = 0.691 < 1$$

Columna C-B2:

$$N = 30225 \quad M = 144$$

$$e = \frac{144}{30225} = 0.0048 = 0.48 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{0.48}{40} = 0.012 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 30225 (1 + 3 \times 0.012) = 31,300$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{31,300}{36.4} = 860 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 860 = 8.6 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{30225}{1200} = 25.2$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 144 = 1.45$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{25.2}{36.3} + \frac{1.45}{63} = 0.694 + 0.023 = 0.717 < 1$$

Columna C-C2:

$$N = 22990 \quad M = 2267$$

$$e = \frac{2267}{22990} = 0.0986 = 9.86 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{9.86}{40} = 0.247 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 22990 (1 + 3 \times 0.247) = 40,000 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{40,000}{36.4} = 1,100 \text{ cm.}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 1100 = 11 \text{ cm.}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estrubos de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{22990}{1200} = 19.15$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 2267 = 22.9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{19.15}{36.3} + \frac{22.9}{63} = 0.527 + 0.364 = 0.891 < 1$$

Columna C-B3:

$$N = 31770 \quad M = 146$$

$$e = \frac{146}{31770} = 0.0046 = 0.46 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.46}{40} = 0.0115 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 31770 (1 + 3 \times 0.0115) = 33,200 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{33,200}{36.4} = 913 \text{ cm.}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 913 = 9.13 \text{ cm.}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estrubos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad F_b = 63$$

$$f_a = \frac{31770}{1200} = 26.5$$

$$f_b = 0.0101 \times 146 = 1.48$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{26.5}{36.5} + \frac{1.48}{63} = 0.728 + 0.024 = 0.752 < 1$$

Columna C - C3:

$$N = 22990 \quad M = 2142$$

$$e = \frac{2142}{22990} = 0.0932 = 9.32 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{9.32}{40} = 0.233 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 22990 (1 + 3 \times 0.233) = 39,050 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{39050}{36.4} = 1075 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 1075 \text{ cm}^2 = 10.75 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8"$$

Estruos: de $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$f_a = 36.3 \quad f_b = \frac{22990}{1200} = 19.15$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 2142 = 21.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{19.15}{36.3} + \frac{21.7}{63} = 0.528 + 0.344 = 0.872 < 1$$

Columna C - B4:

$$N = 23250 \quad M = 1395$$

$$e = \frac{1395}{23250} = 0.06 = 6 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6}{40} = 0.15 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 23250 (1 + 3 \times 0.15) = 33,700 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{33700}{36.4} = 926 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 926 = 9.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estruos : De 1/4" a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos :

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{23250}{1200} = 19.4$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.0101 \times 1395 = 14.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{19.4}{36.3} + \frac{14.1}{63} = 0.534 + 0.224 = 0.758 < 1$$

Columna C-C4:

$$N = 21840 \quad M = 1795$$

$$e = \frac{1795}{21840} = 0.082 = 8.2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{8.2}{40} = 0.205 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 21840 (1 + 3 \times 0.205) = 35,300 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{35,300}{36.4} = 970 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto : (Sigue a la siguiente página).

$$A_s = 0.01 \times 970 = 9.7 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{21840}{1,200} = 18.2$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 1795 = 18.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{18.2}{36.3} + \frac{18.1}{63} = 0.501 + 0.287 = 0.788 < 1$$

Columna C-85:

$$M = 29350 \quad N = 618$$

$$e = \frac{618}{29350} = 0.021 = 2.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{2.1}{40} = 0.0525 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 29350 (1 + 3 \times 0.0525) = 34,100 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{34,100}{36.4} = 937 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 937 = 9.37 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{29350}{1,200} = 24.5$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 618 = 6.25$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{24.5}{36.3} + \frac{6.25}{63} = 0.675 + 0.099 = 0.774 < 1$$

Columna C-C5:

$$N = 22990 \quad M = 2238$$

El diseño de esta columna es similar al efectuado para la columna C-C2 por tener los valores N y M casi iguales, por lo cual omito su cálculo.

Columna C-B6:

$$N = 28970 \quad M = 890$$

$$e = \frac{890}{28970} = 0.0307 = 3.07 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{3.07}{40} = 0.077 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 28970 (1 + 3 \times 0.077) = 35,600 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{35,600}{36.4} = 978 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 978 = 9.78 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{28970}{1,200} = 24.1$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 890 = 9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{24.1}{36.3} + \frac{9}{63} = 0.664 + 0.143 = 0.807 < 1$$

Columna C-C6:

$$N = 21840 \quad M = 1475$$

$$e = \frac{1475}{21840} = 0.0675 = 6.75 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.75}{40} = 0.169$$

$$P = 21840 (1 + 3 \times 0.169) = 32,900 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{32,900}{36.4} = 904 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 904 = 9.04 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{21840}{1200} = 18.2$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 1475 = 14.9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{18.2}{36.3} + \frac{14.9}{63} = 0.501 + 0.236 = 0.737 < 1$$

Tabla de cargas axiales y Momentos sobre las columnas del 2° piso:

(Comprendidas entre los niveles del 3° piso y 2° piso)

Column.	C-A1	C-B1	C-C1	C-A2	C-B2	C-C2	C-A3	C-B3	C-C3
N (Kg)	20630	36830	27575	24680	50270	36860	29750	49980	36860
M (Kg.m)	1252	333	1498	1541	176	1760	1500	146	1674

Column.	C-A4	C-B4	C-C4	C-A5	C-B5	C-C5	C-A6	C-B6	C-C6
N (Kg)	13610	37050	34560	21910	45920	36860	27860	46350	34560
M (Kg.m)	104	1165	1382	1145	465	1724	1544	788	1169

Solución de las columnas del 2° piso.

De sección 30 x 30

Columna C-A1

$$M = 20630 \quad N = 1252$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1252}{20630} = 0.061 = 6.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.1}{30} = 0.203 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 20630 (1 + 3 \times 0.203) = 33,200 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{33,200}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{46.1 - 31.5}{1,400} = \frac{14.6}{1,400} = 0.0104$$

$$A_s = 0.0104 \times 900 = 9.36 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estrubos de: $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad f_a = \frac{20630}{900} = 22.9$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.0178 \times 1252 = 22.3$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{22.9}{40} + \frac{22.3}{63} = 0.573 + 0.354 = 0.927 < 1$$

Columna C - A2:

$$N = 24680 \quad M = 1541$$

$$e = \frac{1541}{24680} = 0.0623 = 6.23 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.23}{30} = 0.208 < 0.668 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 24680 (1 + 3 \times 0.208) = 40,100 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{40,100}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{24.1}{1,400} = 0.0172$$

$$A_s = 0.0172 \times 900 = 15.5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8''$$

Estrubos: de $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 45.9 \quad f_a = \frac{24680}{900} = 27.4$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.0167 \times 1541 = 25.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{27.4}{45.9} + \frac{25.7}{63} = 0.596 + 0.408 = 1.004 \approx 1$$

Columna C - A3:

$$N = 29750 \quad M = 1500$$

$$e = \frac{1500}{29750} = 0.0503 = 5.03 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{5.03}{30} = 0.168 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 29750 (1 + 3 \times 0.168) = 44,800 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{44,800}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{308}{1,400} = 0.022$$

$$A_s = 0.022 \times 900 = 19.8 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estribos: de ϕ 1/4" a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 53.6 \quad f_a = \frac{29750}{900} = 33$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0151 \times 1,500 = 22.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{33}{53.6} + \frac{22.7}{63} = 0.615 + 0.361 = 0.976 < 1$$

Columna C-A4:

$$N = 13610 \quad M = 104$$

$$e = \frac{104}{13610} = 0.0076 = 0.76 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.76}{30} = 0.0253 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 13610 (1 + 3 \times 0.03) = 14850$$

$$P < P_r = 32,800$$

$$A_{g \text{ ed.}} = \frac{14850}{36.4} = 408 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.005 \times 900 = 4.5 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min.}} = 4 \phi 5/8''$$

Estribos: de ϕ 1/4" a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 35.1 \quad f_a = \frac{13610}{900} = 15.1$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0191 \times 104 = 1.99$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{15.1}{35.1} + \frac{1.99}{63} = 0.430 + 0.032 = 0.462 < 1$$

Columna C - A5:

$$N = 21910 \quad M = 1145$$

$$e = \frac{1145}{21910} = 0.0521 = 5.21 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{5.21}{30} = 0.174 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 21910 (1 + 3 \times 0.174) = 33,350 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{33,350}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{(46.3 - 31.5)}{1,400} = \frac{14.8}{1,400} = 0.0106$$

$$A_s = 0.0106 \times 900 = 9.55 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8"$$

Estribos: de $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad f_a = \frac{21910}{900} = 24.4$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0178 \times 1145 = 20.4$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{24.4}{40} + \frac{20.4}{63} = 0.61 + 0.324 = 0.934 < 1$$

Columna C - A6:

$$N = 27860 \quad M = 1544$$

$$e = \frac{1544}{27860} = 0.055$$

$$\frac{e}{t} = \frac{5.5}{30} = 0.183 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 27860 (1 + 3 \times 0.183) = 43,200 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{43,200}{720} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{28.5}{1,400} = 0.0204$$

$$A_s = 0.0204 \times 900 = 18.4 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4"$$

Estribos: de $\phi 1/4"$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 53.6 \quad f_a = \frac{27860}{900} = 31$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0151 \times 1544 = 23.3$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{31}{53.6} + \frac{23.3}{63} = 0.578 + 0.370 = 0.948 < 1$$

Solución de las columnas del 2° piso.

De sección 30 x 40

Columna C-B1

$$N = 36830 \quad M = 333$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{333}{36830} = 0.009 = 0.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.9}{40} = 0.03 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 36830 (1 + 3 \times 0.03) = 40,200 \text{ Kg.}$$

$$P < P_n = 43,600$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{40,200}{36.4} = 1106 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ req.}} = 0.01 \times 1106 = 11.06 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8"$$

Estruos: $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de esfuerzos

$$\frac{F_a}{F_b} = \frac{36.3}{63} \quad f_a = \frac{36830}{1,200} = 30.7$$

$$f_b = 0.0101 \times 333 = 3.37$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{30.7}{36.3} + \frac{3.37}{63} = 0.846 + 0.0535 = 0.900 < 1$$

Columna C-C1:

$$N = 27575 \quad M = 1498$$

$$e = \frac{1498}{27575} = 0.0543 = 5.43 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{5.43}{40} = 0.136 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 27575 (1 + 3 \times 0.136) = 38,850 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{38,850}{36.4} = 1070 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{reqt.}} = 0.01 \times 1070 = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \phi 5/8''$$

Estruos: a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{27575}{1,200} = 22.9$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 1498 = 15.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{22.9}{36.3} + \frac{15.1}{63} = 0.630 + 0.240 = 0.870 < 1$$

Columna C - B2

$$N = 50270 \quad N = 176$$

$$e = \frac{176}{50270} = 0.0035 = 0.35 \text{ cm}$$

$$e = \frac{0.35}{40} = 0.0088 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 50270 (1 + 3 \times 0.0088) = 51,600 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{51,600}{960} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{22.3}{1,400} = 0.016$$

$$A_s = 0.016 \times 1,200 = 19.2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estruos: $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 46.5 \quad f_a = \frac{50270}{1,200} = 41.8$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0086 \times 176 = 1.51$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{41.8}{46.5} + \frac{1.51}{63} = 0.898 + 0.024 = 0.922 < 1$$

Columna C - C2:

$$N = 36860 \quad M = 1760$$

$$e = \frac{1760}{36860} = 0.0477 = 4.77 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4.77}{40} = 0.119 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 36860 (1 + 3 \times 0.119) = 50,000 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{50,000}{960} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{20.6}{1,400} = 0.015$$

$$A_s = 0.019 \times 1,200 = 18 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estribos: $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 46.5 \quad f_a = \frac{36860}{1,200} = 30.7$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0086 \times 1760 = 15.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{30.7}{46.5} + \frac{15.1}{63} = 0.660 + 0.239 = 0.899 < 1$$

Columna C - B3:

$$N = 49980 \quad M = 146$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{146}{49980} = 0.0029 \approx 0.003$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.3}{40} = 0.008 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 49980 (1 + 3 \times 0.008) = 51,200 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{51,200}{960} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{21.8}{1,400} = 0.0156$$

$$A_s = 0.0156 \times 1,200 = 18.7 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estribos: de $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 46.5 \quad f_a = \frac{49980}{1,200} = 41.6$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0086 \times 146 = 1.26$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{41.6}{46.5} + \frac{1.26}{63} = 0.895 + 0.02 = 0.915 < 1$$

Columna C - C3

$$N = 36860 \quad M = 1674$$

$$e = \frac{1674}{36860} = 0.0454 = 4.54 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4.54}{40} = 0.114 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 36860 (1 + 3 \times 0.114) = 49550 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{49550}{960} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{20.1}{1,400} = 0.144$$

$$A_s = 0.144 \times 1,200 = 17.3 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 3/4''$$

Estrucos: de $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 41.2 \quad f_a = \frac{36860}{1,200} = 30.7$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0093 \times 1674 = 15.56$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{30.7}{41.2} + \frac{15.56}{63} = 0.746 + 0.247 = 0.993 < 1$$

Columna C - B4:

$$N = 37050 \quad M = 1165$$

$$e = \frac{1165}{37050} = 0.0314 = 3.14 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{3.14}{40} = 0.0785 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 37050 (1 + 3 \times 0.0785) = 46,000 \text{ Kg}$$

$$p_g = \left(\frac{46,000}{960} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{16.4}{1,400} = 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 1,200 = 14.4 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8''$$

Estrucos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad f_a = \frac{37050}{1,200} = 30.9$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0095 \times 1165 = 11.1$$

$$\frac{30.9}{40} + \frac{11.1}{63} = 0.773 + 0.176 = 0.949 < 1$$

Columna C-C4:

$$N = 34560 \quad M = 1382$$

$$e = \frac{1382}{34560} = 0.04 = 4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4}{40} = 0.1 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 34560 (1 + 3 \times 0.1) = 44,900 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{(44,900 - 31.5)}{960} / 1,400 = \frac{15.3}{1,400} = 0.011$$

$$A_s = 0.011 \times 1,200 = 13.2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8"$$

Estrucos: De $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 40 \quad f_a = \frac{34560}{1,200} = 28.8$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0095 \times 1382 = 13.12$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{28.8}{40} + \frac{13.12}{63} = 0.720 + 0.208 = 0.928 < 1$$

Columna C-B5:

$$N = 45920 \quad M = 465$$

$$e = \frac{465}{45920} = 0.0101 = 1.01 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.01}{40} = 0.025 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 45920 (1 + 3 \times 0.025) = 49,400 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{(49,400 - 31.5)}{960} / 1,400 = 0.0143$$

$$A_s = 0.0143 \times 1,200 = 17.2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 3/4"$$

Estrucos: De $\phi 1/4"$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$\begin{aligned}
 F_a &= 41.2 & f_a &= \frac{45920}{1,200} = 38.3 \\
 F_b &= 63 & f_b &= 0.0093 \times 465 = 4.32 \\
 \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} &\leq 1 \\
 \frac{38.3}{41.2} + \frac{4.32}{63} &= 0.931 + 0.0685 = 0.9995 < 1
 \end{aligned}$$

Columna C-C5:

$$N = 36860 \quad M = 1724$$

El diseño de esta columna es similar al de la columna C-C2 por tener los valores de N y M casi iguales, por lo tanto omito su cálculo.

Columna C-B6:

$$\begin{aligned}
 N &= 46350 & M &= 788 \\
 e &= \frac{788}{46350} = 0.017 = 1.7 \text{ cm.} \\
 e &= \frac{1.7}{40} = 0.0425 < 0.667 \quad \text{Caso I} \\
 P &= 46350 (1 + 3 \times 0.0425) = 52,300 \text{ Kg.} \\
 p_g &= \frac{(52,300 - 315)}{960} // \frac{23}{1400} = 0.0164 \\
 A_s &= 0.0164 \times 1,200 = 19.7 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4'' \\
 \text{Estruos:} &\text{ De } \phi 1/4'' \text{ a } 30 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Verificación de Esfuerzos:

$$\begin{aligned}
 F_a &= 46.5 & f_a &= \frac{46350}{1,200} = 38.6 \\
 F_b &= 63 & f_b &= 0.0086 \times 788 = 6.78 \\
 \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} &\leq 1 \\
 \frac{38.6}{46.5} + \frac{6.78}{63} &= 0.830 + 0.108 = \\
 0.938 &< 1
 \end{aligned}$$

Columna C - C6:

$$N = 34560 \quad M = 1169$$

$$e = \frac{1169}{34560} = 0.034 = 3.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{3.4}{40} = 0.085 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 34560 (1 + 3 \times 0.085) = 43,400 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r = 43,600 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{43,400}{36.4} = 1192 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 1192 = 11.92 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 5/8"$$

Estribos: De $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{34560}{1,200} = 28.8$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.0101 \times 1169 = 11.8$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{28.8}{36.3} + \frac{11.8}{63} = 0.793 + 0.187 = 0.980 < 1$$

Tabla de Cargas Auxiliares y momentos sobre las Columnas del 1º piso.

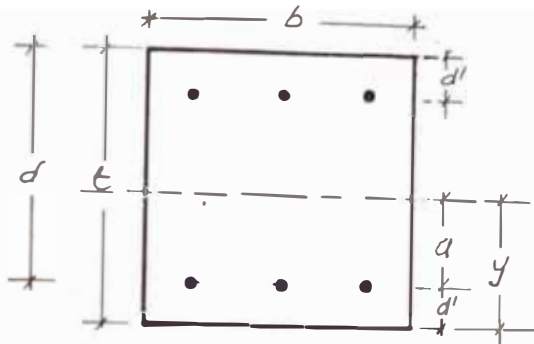
(Comprendidas entre los niveles 2º piso y 1º piso).

Columna	C-A1	C-B1	C-C1	C-A2	C-B2	C-C2	C-A3	C-B3	C-C3
N(Kg.)	29290	51180	39030	34920	70660	52170	43375	71482	52170
M(Kg.m)	2689	299	2451	4578	451	3360	5007	371	3266

Columna	C-A4	C-B4	C-C4	C-A5	C-B5	C-C5	C-A6	C-B6	C-C6
N(Kg.)	19300	53130	48710	31630	65540	52170	31330	65370	48650
M(Kg.m)	215	3017	2294	4002	768	3214	5269	1080	2380

Tabla de Constantes para las columnas del 1º piso:

(Comprendidas entre el 2º piso y 1º piso.
Para las de sección 30 x 50.



$$A_g = 30 \times 50 = 1,500 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{d} = \frac{263}{30} = 8.8 < 10$$

\therefore Es columna corta.

$$b = 30 \quad a = 20 \quad f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 50 \quad y = 25 \quad f'_c = 140$$

$$d = 45 \quad n = 15 \quad 0.225 f'_c = 31.5$$

$$d' = 5$$

$$P_n = 54,500 \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \quad y \quad p_g = 0.01$$

$$P_n = 71,300 \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \quad y \quad p_g = 0.02$$

$$p_g \left(\frac{P}{1200} - 31.5 \right) / 1400 \quad A_{g \text{ est.}} = \frac{P(\text{Kg.})}{36.4}$$

$$I_g = 312,500 \text{ cm}^4$$

$$(n-1) a^2 A_s = 5,600 A_s$$

$$I_t = 312,500 + 5,600 A_s$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

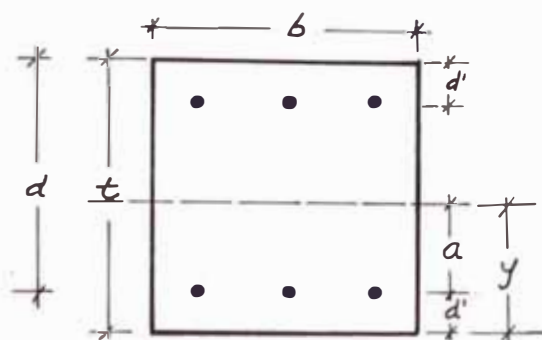
$$F_a = 0.8 (0.225 f'_c + f_s p_g) = 25.2 + 1120 p_g$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t}$$

ϕ	A_s	I_g	$5600 A_s$	I_t	F_a	f_b
8 ϕ 5/8"	15.83	312,500	88650	401150	37	0.00623 M
8 ϕ 3/4"	22.80	312500	127700	440200	42.2	0.00567 M
8 ϕ 7/8"	31.03	312500	174000	486500	48.4	0.00513 M
4 ϕ 5/8"	7.92	312,500	44400	356900	31.1	0.0070 M

Tabla de Constantes para las columnas del
1º Piso

Para las de sección 40 x 50 :



$$A_g = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{d} = \frac{263}{30} = 8.8 < 10$$

\therefore Es columna corta.

$$b = 40 \quad a = 20 \quad f_s = 1400 \text{ Kg./cm}^2$$

$$t = 50 \quad y = 25 \quad f'_c = 140 \text{ Kg./cm}^2$$

$$d = 45 \quad n = 15 \quad 0.225 f'_c = 31.5$$

$$d' = 5$$

$$P_r = 72800 \text{ Kg.} \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \text{ y } p_g = 0.01$$

$$P_r = 95000 \text{ Kg.} \rightarrow f'_c = 140 \quad f_s = 1400 \text{ y } p_g = 0.02$$

$$p_g = \left(\frac{P}{1600} - 31.5 \right) / 1400 \quad A_{\text{req.}} = \frac{P / (\text{Kg.})}{36.4}$$

$$I_g = 416,000 \text{ cm}^4$$

$$(n-1) a^2 A_s = 5,600 A_s$$

$$I_t = 416000 + 5600 A_s$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg./cm}^2$$

$$F_a = 0.8(0.225 f'_c + f_s p_g) = 25.2 + 1120 p_g$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t}$$

ϕ	A_s	I_g	5600 A_s	I_t	F_a	f_b
8 ϕ 5/8"	15.83	416000	88650	504650	34.1	0.00495M
8 ϕ 3/4"	22.80	416000	127700	543700	38	0.00459M
6 ϕ 3/4"	17.10	416000	95,800	511800	34.8	0.00488M
10 ϕ 5/8"	19.79	416000	111000	527000	36.3	0.00474M

Solución de las Columnas del 1º piso.

De Sección 30 x 50

Columna A-1:

$$N = 29290 \quad M = 2689$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2689}{29290} = 0.0918 = 9.18 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{9.18}{50} = 0.184 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 29290 (1 + 3 \times 0.184) = 45,500 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r$$

$$A_{\text{gest.}} = \frac{45500}{36.4} = 1250 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{gest.}} = 0.01 \times 1250 = 12.5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37 \quad f_a = \frac{29290}{1500} = 19.5$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00623 \times 2689 = 16.8$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{19.5}{37} + \frac{16.8}{63} = 0.527 + 0.267 = 0.794 < 1$$

Columna C-A2.

$$N = 34920 \quad M = 4578$$

$$e = \frac{4578}{34920} = 0.131 = 13.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{13.1}{50} = 0.262 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 34920 (1 + 3 \times 0.262) = 62,400 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{62,400}{1200} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{20.5}{1400} = 0.0146$$

$$A_s = 0.0146 \times 1,500 = 21.9 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 42.2 \quad f_a = \frac{34920}{1500} = 23.3 \quad f_b = 0.00567 \times 4578 = 26$$

$$F_b = 63$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{23.3}{42.2} + \frac{26}{63} = 0.552 + 0.413 = 0.965 < 1$$

Columna C-A3:

$$N = 43375 \quad M = 5007$$

$$e = \frac{5007}{43375} = 0.115 = 11.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{11.5}{50} = 0.23 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 43375 (1 + 3 \times 0.23) = 73,300 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{73,300}{1,200} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{296}{1,400} = 0.0211$$

$$A_s = 0.0211 + 1,500 = 31.6 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 7/8''$$

Estribos: De $\phi 3/8''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 48.4 \quad f_a = \frac{43375}{1500} = 28.9$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00513 \times 5007 = 25.7$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{28.9}{48.4} + \frac{25.7}{63} = 0.596 + 0.408 = 1.004 \approx 1$$

Columna C-A4:

$$N = 19,300 \quad M = 215$$

$$e = \frac{215}{19,300} = 0.0112 = 1.12 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.12}{50} = 0.022 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 19,300 (1 + 3 \times 0.022) = 20,600 \text{ Kg}$$

$$P < P_r$$

$$A_{g \text{ ut.}} = \frac{20,600}{36.4} = 566 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$F_a = 31.1 \quad f_a = \frac{19,300}{1,500} = 12.9 \quad f_b = 0.007 \times 215 = 1.51$$

$$F_b = 63$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{12.9}{31.1} + \frac{1.51}{63} = 0.415 + 0.239 = 0.654 < 1$$

Columna C - A5 :

$$N = 31630 \quad M = 4002$$

$$e = \frac{4002}{31630} = 0.126 = 12.6 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{12.6}{50} = 0.252 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 31630 (1 + 3 \times 0.252) = 55,600$$

$$p_g = \left(\frac{55,600}{1200} - 31.5 \right) \frac{1,400}{1,400} = \frac{14.9}{1,400} = 0.0106$$

$$A_s = 0.0106 \times 1,500 = 15.9 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8"$$

Estruos: De $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 37 \quad f_a = \frac{31630}{1500} = 21.1$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00623 \times 4002 = 24.9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{21.1}{37} + \frac{24.9}{63} = 0.570 + 0.395 = 0.965 < 1$$

Columna C - A6 :

$$N = 31330 \quad M = 5269$$

$$e = \frac{5269}{31330} = 0.168 = 16.8 \text{ cm.}$$

$$P = 31330 (1 + 3 \times 0.336) / 1,400 = 0.0151$$

$$A_s = 0.0151 \times 1,500 = 22.7 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4"$$

Estruos: De $\phi 1/4"$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 42.2 \quad f_a = \frac{31330}{1500} = 20.9$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00567 \times 5269 = 29.9$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{20.9}{42.2} + \frac{29.9}{63} = 0.495 + 0.475 = 0.970 < 1$$

Solución de las Columnas del 1º piso:

De sección 40 x 50

Columna C-B1.

$$N = 51180 \quad M = 299$$

$$e = \frac{299}{51180} = 0.0058 = 0.58 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.58}{50} = 0.012 < 0.667 \text{ Caso I}$$

$$P = 51180(1 + 3 \times 0.012) = 53,100 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{53,100}{36.4} = 1460 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g.$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 1460 = 14.60 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 34.1 \quad f_a = \frac{51180}{2000} = 25.59$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.00495 \times 299 = 1.48$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{25.59}{34.1} + \frac{1.48}{63} = 0.750 + 0.024 = 0.774 < 1$$

Columna C-C1

$$N = 39030 \quad M = 2451$$

$$e = \frac{2451}{39030} = 0.063 = 6.3 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.3}{50} = 0.126$$

$$P = 39030(1 + 3 \times 0.126) = 53,800 \text{ Kg.}$$

$$P < P_r$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{53,800}{36.4} = 1480 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{cort.}} = 0.01 \times 1480 = 14.80 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 5/8''$$

Estruos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 34.1 \quad f_a = \frac{39030}{2000} = 19.52$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00495 \times 2451 = 12.13$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{19.52}{34.1} + \frac{12.13}{63} = 0.572 + 0.193 = 0.765 < 1$$

Columna C-B2:

$$N = 70660 \quad M = 451$$

$$e = \frac{451}{70660} = 0.0064 = 64 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{0.64}{50} = 0.013 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 70660 (1 + 3 \times 0.013) = 73,500$$

$$P < P_r = 72,800 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{73,500}{1600} - 31.5 \right) / 1400 = \frac{14.5}{1400} = 0.0104$$

$$A_s = 0.0104 \times 2000 = 20.8 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estruos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 38 \quad f_a = \frac{70660}{2000} = 35.4$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00459 \times 451 = 2.07$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{35.4}{38} + \frac{2.07}{63} = 0.931 + 0.033 = 0.964 < 1$$

Columna C-C2:

$$N = 52170 \quad M = 3360$$

$$e = \frac{3360}{52169} = 0.0644 = 6.44 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{6.44}{50} = 0.129 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 52170 (1 + 3 \times 0.129) = 72400$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{72400}{36.4} = 1990 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ req.}} = 0.01 \times 1990 = 19.9 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 5/8"$$

Estrillos: De $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{52170}{2000} = 26.09$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00474 \times 3360 = 15.93$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{26.09}{36.3} + \frac{15.93}{63} = 0.718 + 0.253 = 0.971 < 1$$

Columna C-B3

$$N = 71482 \quad M = 371$$

$$e = \frac{371}{71482} = 0.0052 = 0.52 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.52}{50} = 0.0104 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 71482 (1 + 3 \times 0.0104) = 73600 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{(73600 - 315)}{1600} = 0.0104$$

$$A_s = 0.0104 \times 2000 = 20.8 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4"$$

Estrillos: De $\phi 1/4"$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 38 \quad f_a = \frac{71482}{2000} = 35.74$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00459 \times 371 = 1.71$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{35.74}{38} + \frac{1.71}{63} = 0.941 + 0.027 = 0.968 < 1$$

Columna C-C3:

$$N = 52170 \quad M = 3266$$

$$e = \frac{3266}{52170} = 0.0627 = 6.27 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{6.27}{50} = 0.125 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 52170 (1 + 3 \times 0.125) = 71,800 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{req.}} = \frac{71,800}{36.4} = 1980 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{req.}} = 0.01 \times 1980 = 19.8 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{52170}{2000} = 26.08$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00474 \times 3266 = 15.5$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{26.08}{36.3} + \frac{15.5}{63} = 0.718 + 0.246 = 0.964 < 1$$

Columna C-B4:

$$N = 53130 \quad M = 3017$$

$$e = \frac{3017}{53130} = 0.057 = 5.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{5.7}{50} = 0.114 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 53130 (1 + 3 \times 0.114) = 71,400 \text{ Kg.}$$

$$A_{\text{req.}} = \frac{71,400}{36.4} = 1960 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{req.}} = 0.01 \times 1960 \text{ cm}^2 = 19.60 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{53130}{2000} = 26.57$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.00474 \times 3017 = 14.31$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{26.57}{36.3} + \frac{14.31}{63} = 0.731 + 0.227 = 0.958 < 1$$

Columna C-C4:

$$N = 48710 \quad M = 2294$$

$$e = \frac{2294}{48710} = 0.047 = 4.7 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4.7}{50} = 0.094 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 48710 (1 + 3 \times 0.094) = 62,500 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{62,500}{36.4} = 1720 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{\text{reqt.}} = 0.01 \times 1720 = 17.2 \text{ cm}^2 \quad A_s = 6 \phi 3/4"$$

Estribos: De $\phi 1/4"$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 34.8 \quad f_a = \frac{48710}{2000} = 24.36$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.00488 \times 2294 = 11.2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{24.36}{34.8} + \frac{11.2}{63} = 0.700 + 0.178 = 0.878 < 1$$

Columna C-B5:

$$N = 65540 \quad M = 768$$

$$e = \frac{768}{65540} = 0.012 = 1.2 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.2}{50} = 0.024 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 65540 (1 + 3 \times 0.024) = 70,300 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{reqt.}} = \frac{70,300}{36.4} = 1930 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times 1930 = 19.3 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{65540}{2000} = 32.77$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00474 \times 768 = 3.65$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{32.77}{36.3} + \frac{3.65}{63} = 0.902 + 0.058 = 0.960 < 1$$

Columna C-C5:

$$N = 52170 \quad M = 3214$$

El diseño de esta columna es similar al efectuado para la columna C-C3 por tener los valores de N y M casi iguales, por lo cual omito su cálculo.

Columna C-B6:

$$N = 65370 \quad M = 1070$$

$$e = \frac{1080}{65370} = 0.0165 = 1.65 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.65}{50} = 0.033 < 0.667 \text{ Caso I}$$

$$P = 65370 (1 + 3 \times 0.033) = 71,800 \text{ Kg.}$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{71,800}{36.4} = 1970 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 1970 = 19.7 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 5/8''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 25 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 36.3 \quad f_a = \frac{65370}{2000} = 32.69$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00474 \times 1080 = 5.13$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{32.69}{36.3} + \frac{5.13}{63} = 0.900 + 0.082 = 0.982 < 1$$

Columna C-C6:

$$N = 48650 \quad M = 2380$$

$$e = \frac{2380}{48650} = 0.049 = 4.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4.9}{50} = 0.098 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 48650 (1 + 3 \times 0.098) = 63,000$$

$$A_{g \text{ est.}} = \frac{63,000}{36.4} = 1730 \text{ cm}^2 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ est.}} = 0.01 \times 1730 = 17.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \phi 3/4''$$

Estribos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 34.8 \quad f_a = \frac{48650}{2000} = 24.33$$

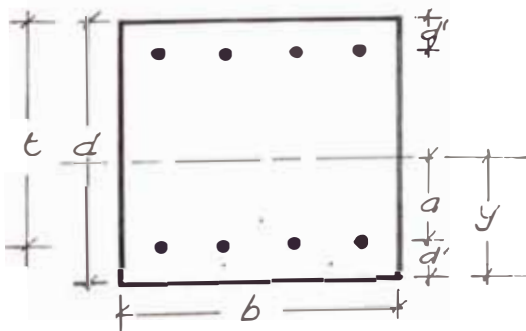
$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00488 \times 2380 = 11.63$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{24.33}{34.8} + \frac{11.63}{63} = 0.700 + 0.185 = 0.885 < 1$$

Tabla de Constantes para las columnas del sótano.



$$A_g = 50 \times 50 = 2,500 \text{ cm}^2$$

$$h^0 = \frac{263}{30} = 8.8 < 10$$

$$d = 30$$

\therefore Es columna corta.

$$\begin{aligned}
 b &= 50 & a &= 20 & f_s &= 1400 \text{ Kg./cm}^2 \\
 t &= 50 & y &= 25 & f'_c &= 140 \\
 d &= 45 & n &= 15 & 0.225 f'_c &= 31.5 \\
 d' &= 5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= 91,000 \text{ Kg.} \rightarrow f'_c = 140 & f_s &= 14000 \text{ y } p_g = 0.01 \\
 p_g &= \left(\frac{P}{2000} - 31.5 \right) / 1400 & A_{\text{req.}} &= 520,000 + 5,600 \text{ As}
 \end{aligned}$$

$$F_b = 0.45 f'_c = 63 \text{ Kg./cm}^2$$

$$F_a = 0.8 (0.225 f'_c + f_s p_g) = 25.2 + 1120 p_g$$

$$f_b = \frac{M_y}{I_t}$$

ϕ	As	I_g	5600 As	I_t	F_a	f_b
10 ϕ 3/4"	28.50	520,000	159,600	679,600	38	0.00368 M
8 ϕ 3/4"	22.80	520,000	127,800	647,800	35.4	0.00386 M

Tabla de cargas Axiales y momentos sobre las columnas del Sótano.

Columna	C - B2	C - B3	CB4	C - B5	C - B6
N (Kg.)	88960	89000	69820	85480	86410
M (Kg.m.)	568	479	2616	991	784

Solución de las columnas del Sótano.

Columna C-B2:

$$N = 88960 \quad M = 568$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{568}{88960} = 0.0064 = 0.64 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.64}{50} = 0.013 < 0.667 \quad \text{Caso I}$$

$$P = 88960 (1 + 3 \times 0.013) = 92,500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{92,500}{2000} - 31.5 \right) / 1400 = \frac{14.8}{1400} = 0.0100$$

$$A_s = 0.0106 \times 2500 = 26.5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 3/4''$$

Estrillos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$\begin{aligned} F_a &= 38 & f_a &= \frac{88960}{2500} = 35.6 \\ F_b &= 63 & f_b &= 0.00368 \times 568 = 2.09 \\ \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} &\leq 1 \\ \frac{35.6}{38} + \frac{2.09}{63} &= 0.937 + 0.033 = 0.970 < 1 \end{aligned}$$

Columna C - B3:

$$\begin{aligned} N &= 89000 & M &= 479 \\ e &= \frac{479}{89000} = 0.0054 = 0.54 \text{ cm.} \\ \frac{e}{t} &= \frac{0.54}{50} = 0.011 < 0.667 \quad \text{Caso I} \\ P &= 89000 (1 + 3 \times 0.011) = 92000 \text{ Kg} \\ p_g &= \left(\frac{92000}{2000} - 31.5 \right) / 1400 = \frac{14.5}{1400} = 0.0104 \\ A_s &= 0.0104 \times 250 = 26 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 3/4'' \\ \text{Estrillos: De } \phi 1/4'' &\text{ a 30 cm.} \end{aligned}$$

Verificación de Esfuerzos:

$$\begin{aligned} F_a &= 38 & f_a &= \frac{89000}{2500} = 35.6 \\ F_b &= 63 & f_b &= 0.00368 \times 479 = 1.77 \\ \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} &\leq 1 \\ \frac{35.6}{38} + \frac{1.77}{63} &= 0.937 + 0.028 = 0.965 < 1 \end{aligned}$$

Columna C - B4:

$$\begin{aligned} N &= 69820 & M &= 2616 \\ e &= \frac{2616}{69820} = 0.375 = 3.75 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$e = \frac{3.75}{50} = 0.075 < 0.667 \text{ Caso I}$$

$$\bar{P} = 69820 (1 + 3 \times 0.075) = 85700 \text{ Kg.}$$

$$\bar{P} < \bar{P}_R$$

$$A_{g \text{ ut.}} = \frac{85700}{36.4} = 2360 > 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.01 \times A_{g \text{ ut.}} = 0.01 \times 2360 = 23.6 \text{ cm}^2 \quad A_s = 8 \phi 3/4''$$

Estrillos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 35.4 \quad f_a = \frac{69820}{2500} = 27.95$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.00386 \times 2616 = 10.1$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{27.95}{35.4} + \frac{10.1}{63} = 0.789 + 0.160 = 0.949 < 1$$

Columna C-85:

$$N = 85480 \quad M = 991$$

$$e = \frac{991}{85480} = 0.0116 = 1.16 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.16}{50} = 0.0232$$

$$\bar{P} = 85480 (1 + 3 \times 0.0232) = 91500$$

$$p_g = \left(\frac{91500}{2000} - 31.5 \right) / 1400 = \frac{14.3}{1400} = 0.0102$$

$$A_s = 0.0102 \times 2500 = 25.6 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 3/4''$$

Estrillos: De $\phi 1/4''$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 38 \quad f_a = \frac{85480}{2500} = 34.2$$

$$F_b = 63 \quad f_b = 0.00368 \times 991 = 3.65$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{34.2}{38} + \frac{3.65}{63} = 0.900 + 0.0580 = 0.958 < 1$$

Columna C-136:

$$N = 86410 \quad M = 784$$

$$e = \frac{784}{86410} = 0.0091 = 0.91 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{0.91}{50} = 0.0182$$

$$P = 86410 (1 + 3 \times 0.0182) = 91,300 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \left(\frac{91,300}{2000} - 31.5 \right) / 1,400 = \frac{14.2}{1,400} = 0.0102$$

$$A_s = 0.0102 \times 2500 = 25.5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 10 \phi 3/4"$$

Estrillos: De $\phi 1/4"$ a 30 cm.

Verificación de Esfuerzos:

$$F_a = 38 \quad f_a = \frac{86410}{2500} = 34.6$$

$$F_b = 63$$

$$f_b = 0.00386 \times 784 = 3.03$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{34.6}{38} + \frac{3.03}{63} = 0.911 + 0.048 = 0.959 < 1$$

Cálculo de los Cimientos.

1.- Generalidades:

En el diseño de este proyecto han empleado en la cimentación los siguientes elementos:

Para las columnas interiores la cimentación se efectúa por medio de zapatas aisladas y las columnas perimétricas se cimentaron con la llamada Viga Pared trabajando conjuntamente con el tipo de zapata corrida, que a la vez que cimenta la viga pared sirve de cimentación también a todas las columnas perimétricas.

La caja del ascensor también se cimentaron con zapatas corridas. En el caso del ascensor la zapata es centrada, mientras que las de las vigas pared son excéntricas, situación que esta condicionada por los límites de propiedad del terreno, en este caso las excentricidades resultantes también son pequeñas.

Todas las zapatas aisladas son de sección cuadrada ya que las columnas que inciden sobre ellas son también de sección cuadradas. Las cargas transmitidas por las columnas a las zapatas se han considerado que están aplicadas axialmente sobre estas, despreciando los mo-

mentos actuantes en las bases de las columnas por ser muy pequeñas comparándolas con las cargas que soportan, es decir que producen excentricidades insignificantes, en estas zapatas se adoptó un $h = 0.70$ m., lo que contribuye a una economía del hierro en lo que se refiere a la adherencia.

Para chequear la altura útil requerida por corte empleé un procedimiento expuesto por Ferguson (*Reinforced Concrete Fundamentals*), en la que considera como esfuerzo total de corte la reacción producida sobre una cuarta parte de la franja rectangular formada a una distancia "d" de la cara exterior de la columna, (se forma un trapecio en planta), este procedimiento para la verificación de la altura por corte es sólo válido para zapatas de sección cuadrada; sin embargo debo de hacer notar que la verificación por corte no es la que prima, pues son los esfuerzos de adherencia los que determinan la altura necesaria de la zapata.

Debo también mencionar que en el cálculo de estas zapatas seguí la especificación del ACI en lo que se refiere a considerar el 85% del momento y del corte para la determinación de la sección de hierro y la adherencia. Al respecto Ferguson recomienda no seguir esta especificación para el cálculo.

Cálculo de las Zapatas Aisladas.

I-B2

$$A_z = \frac{P_{col} + W_{pp \text{ zapata}}}{\sigma_c}$$

$$A_2 = \frac{105 \times 89740}{3.5} = 26,900 \text{ cm}^2 \quad P = 89740$$

$$L = \sqrt[3]{26900} = 164 \text{ cm.} \quad L = 1.65 \text{ m.} \quad A_{col} = 2500 \text{ cm}^2$$

Reacción neta del terreno W_n :

$$W_n = \frac{89740}{27200} = 3.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = W_n A \frac{m^3}{2} = 3.30 \times 165 \times \frac{57.5^2}{2} = 898,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{898,000}{11 \times 165}} = \sqrt{494} = 22.2 \text{ cm.}$$

Cheques de "d" por corte:

1.- $d = 24$

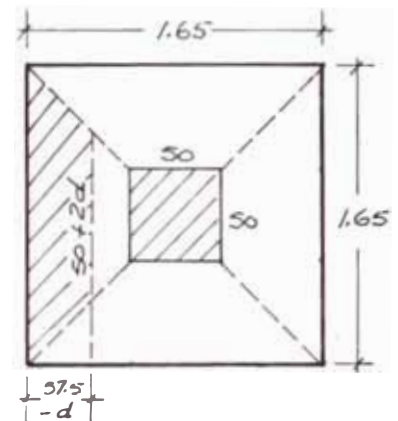
$$V = \frac{1}{2} \times (165 + 98) \times 33.5 \times 3.30 = 14530 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{14530}{4.2 \times 0.866 \times 98} = 40.7 \text{ cm.}$$

2.- $d = 31$

$$V = \frac{1}{2} (165 + 112) = 26.5 \times 3.30 = 12,100$$

$$d = \frac{12,100}{4.2 \times 0.866 \times 112} = \frac{12,100}{408} = 29.6 \text{ m.}$$



Como en las zapatas los esfuerzos de adherencia son los que prácticamente van a determinar la altura útil, y van a requerir mayor área de acero que por corte, vamos a asumir un h para la zapata de 70 cm. que contribuirá a economizar fierro en cuanto a adherencia.

$$h = 70 \text{ cm.} \quad d = 62.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 89,800}{1400 \times 0.866 \times 62.5} = 10.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

$$E_o = \frac{0.85 \times 3.30 \times 165 \times 57.5}{0.056 \times 140 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{26,600}{425} = 62.6 \text{ cm.} \rightarrow 13 \phi 5/8''$$

Cheques al Punzonamiento

$$A_c = \frac{2500}{27200} = 0.092$$

$$A_2 = 27200$$

$$P = \frac{89740}{2500} = 35.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ed.} = 2500$$

El ACI permite en este caso un esfuerzo de compresión
 $0.375 f'_c = 0.375 \times 140 = 52.5 \text{ Kg/cm}^2 > 35.9 \text{ Kg/cm}^2$

El diseño de esta zapata es similar a la Z-B2.

$$\begin{aligned} &Z - B3 \\ &P = 89,800 \text{ Kg} \\ &A_{col} = 2500 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Z - B4.

$$\begin{aligned} A_y &= P_{col} + W_{pp \text{ zapata}} \\ A_z &= \frac{1.05 \times 70600}{3.5} = 21,200 \text{ cm}^2 \\ L &= \sqrt{21,200} = 145.5 \quad L = 1.50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 70,600 \\ A_{col} &= 2500 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Reacción Neta del terreno W_n :

$$W_n = \frac{70,600}{22500} = 3.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = W_n \frac{A \text{ m}^2}{2} = 3.14 \times 150 \times \frac{50^2}{2} = 588,000 \text{ Kg-cm}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{588000}{11 \times 150}} = \sqrt{357} = 18.9$$

Chequeo de "d" por corte:

$$1.) d = 25 \\ V = \frac{1}{2} (150 + 100) \times 25 \times 3.14 = 9,800$$

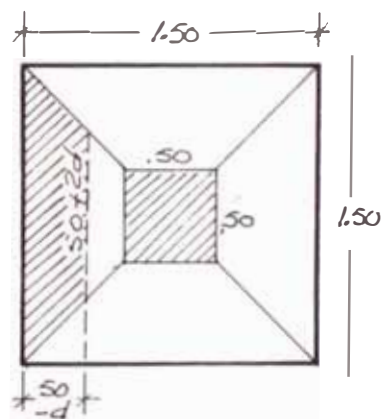
$$d = \frac{9800}{4.2 \times 0.866 \times 100} = 26.9 \text{ cm}$$

$$2.) d = 28 \\ V = \frac{1}{2} (150 + 106) \times 22 \times 3.14 = 8850$$

$$d = \frac{8850}{4.2 \times 0.866 \times 106} = \frac{8850}{386} = 22.9$$

$$3.) d = 26 \\ V = \frac{1}{2} (150 + 102) \times 24 \times 3.14 = 9,500$$

$$d = \frac{9500}{371} = 25.6$$



Ahora por las razones ya expuestas tomamos $h = 70 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0.85 \times 588000}{1400 \times 0.866 \times 62.5} = 6.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 1/2''$$

$$E_o = \frac{0.85 \times 3.14 \times 150 \times 50}{0.056 \times 140 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{20000}{425} = 47 \text{ cm} \rightarrow 12 \phi 1/2''$$

Cheques al Punzonamiento:

$$\frac{A_c}{A_z} = \frac{2500}{22500} = 0.111 < 1/3$$

$$A_z = 22500$$

$$P_{\text{acol}} = \frac{70600}{2500} = 28.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión admisible: $0.375 f'_c = 0.375 \times 140 = 52.5 \text{ Kg/cm}^2 > 28.3 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_z = \frac{P_{\text{acol}} + W_{\text{PP zapata}}}{\gamma_r}$$

$$A_z = \frac{1.05 \times 86260}{3.5} = 25,900 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{25,900} = 161 \quad L = 1.65$$

Reacción Neta del Arrastre W_n :

$$W_n = \frac{86260}{27200} = 3.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = W_n A_m^2 = 3.17 \times 165 \times 57.5^2 = 863,000 \text{ Kg-cm}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{863000}{11 \times 165}} = \sqrt{475} = 21.8 \text{ cm}$$

Cheques de "d" por corte:

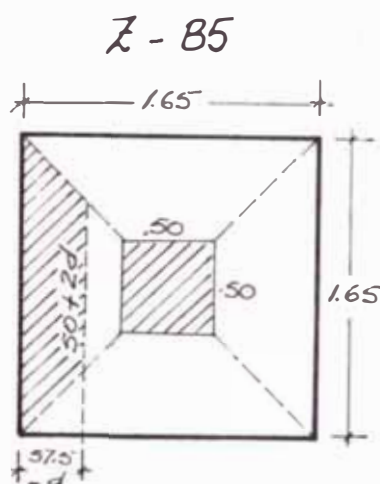
$$1) d = 29 \text{ cm}$$

$$V = \frac{1}{2} (165 + 108) \times 28.5 \times 3.17 = 12350$$

$$d = \frac{12350}{4.2 \times 0.866 \times 108} = \frac{12350}{393} = 31.4 \text{ cm}$$

$$2) d = 30$$

$$V = \frac{1}{2} (165 + 110) \times 27.5 \times 3.17 = 12000$$



$$d = \frac{12000}{4.2 \times 0.866 \times 110} = \frac{12000}{400} = 30 \text{ cm.}$$

Ahora, por las razones expuestas tomamos: $h = 70 \text{ cm.}$

$$d = 62.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 863000}{1400 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{7340}{758} = 9.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

$$\Sigma_0 = \frac{0.85 \times 3.17 \times 165 \times 57.5}{0.056 \times 140 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{25,600}{425} = 60.2 \text{ cm} \rightarrow 12 \phi 5/8''$$

Cheques al Punzonamiento:

$$\frac{A_c}{A_z} = \frac{2500}{27200} = 0.092$$

$$A_z = 27200$$

$$\frac{P}{A_{col.}} = \frac{86260}{2500} = 34.5 \text{ Kg./cm}^2$$

El ACI permite en este caso un esfuerzo de compresión de:
 $0.375 f'_c = 0.375 \times 140 = 52.5 \text{ Kg./cm}^2 = 52.5 \text{ Kg./cm}^2 > 34.5 \text{ Kg./cm}^2$

$$A_z = \frac{P_{col.} + W_{pp \text{ zapata}}}{\sigma_r}$$

$$A_z = \frac{105 \times 87190}{3.5} = 26,200 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{26,200} = 162 \quad L = 165 \text{ m.}$$

Reacción Neta del terreno W_n :

$$W_n = \frac{87190}{27,200} = 3.21 \text{ Kg./cm}^2$$

$$M = W_n A_m^2 = 3.21 \times 165 \times \frac{57.5^2}{2} = 84,000 \text{ Kg.-m.}$$

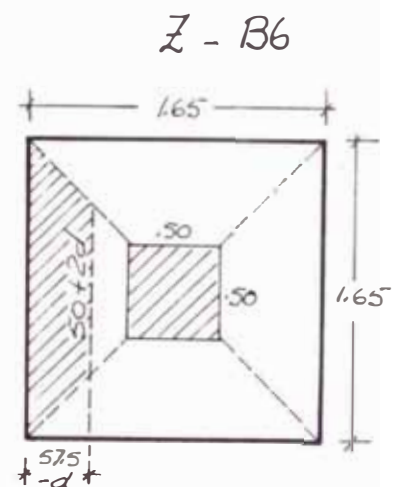
$$d_m = \sqrt{\frac{2M}{11 \times 165}} = \sqrt{481} = 21.9 \text{ cm.}$$

Cheques de "d" por corte:

$$1.) d = 30$$

$$V = \frac{1}{2} (165 + 110) \times 27.5 \times 3.21 = 12170$$

$$d = \frac{12170}{4.2 \times 0.866 \times 110} = 30.4 \text{ cm.}$$



Ahora por las vigas ya expuestas tomamos $h = 70 \text{ cm}$
 $d = 62.5 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0.85 \times 874000}{1400 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{7430}{758} = 9.8 \text{ cm} \rightarrow 5 \phi 5/8''$$

$$\Sigma_o = \frac{0.85 \times 3.21 \times 165 \times 57.5}{0.056 \times 140 \times 0.866 \times 62.5} = \frac{25,900}{425} = 61 \text{ cm} \rightarrow 12 \phi 5/8''$$

Cheques al Puzonamiento

$$\frac{A_c}{A_z} = \frac{2500}{27,200} = 0.092$$

$$\frac{P}{A_{cot.}} = \frac{87,190}{2500} = 34.9 \text{ Kg./cm}^2$$

El ACI permite en este caso un esfuerzo de compresión de
 $0.375 f'_c = 0.375 \times 140 = 52.5 \text{ Kg./cm}^2$.

$$52.5 \text{ Kg./cm}^2 > 34.9 \text{ Kg./cm}^2$$

Viga Pared.

Generalidades:

La llamada viga pared es una estructura que pertenece al tipo de las estructuras placas o vigas de gran peralte. Cuando la altura H de una pared semejante es del mismo orden de magnitud que la luz L , deja de ser válida la teoría aplicada de ordinario a la flexión de las vigas, esto es la teoría convencional de las piezas prismáticas basadas en la hipótesis de Navier de la permanencia de las secciones planas. Para el cálculo de las fuerzas interiores es entonces preciso recurrir a la

teoría de las placas. Sólo podrá considerarse una estructura como viga cuando $H < 1/5L$. La gran capacidad portante de estas paredes tiene grandes ventajas, y se aprovecha su gran rigidez para transmitir al suelo ^{FUERZAS} horizontales tales como los del viento, vibraciones, de origen sísmico etc., es por esto que en la cimentación de edificios resulta ventajoso el uso de estas estructuras, ya que estas transmiten los cargas de las columnas al suelo constituyendo un amarre sísmicamente efectivo en la cimentación, sirviendo a la vez como muros de sostenimiento en el sótano.

Es por esto que en la construcción de los sótanos es muy recomendable que los muros de sostenimiento se los hagan trabajar más ventajosamente haciéndolos funcionar también como viga pared.

Método de cálculo para la Viga Pared.

Sobre la base de los resultados de la teoría de la repartición de tensiones en las placas se puede deducir un método aproximado para el cálculo de la viga pared, es así como el profesor, Ingeniero Franz Dischinger ha confeccionado unas tablas para determinar el valor de las fuerzas interiores en este tipo de paredes. Estas tablas contienen coeficientes que dan distintos valores para determinadas condiciones de luz entre columnas, altura de la viga, clase de carga etc.

Para encontrar el valor de los esfuerzos de tracción y compresión en las tablas de Dischinger estas están dadas en función de los siguientes factores

- a.) La clase de carga $a =$ ancho de la columna en el sentido de la viga.
- b.) La relación: $\frac{a}{L}$ $H =$ altura de la viga pared.
- c.) La relación: $\frac{H}{L}$ $L =$ Luz entre apoyos (entre columnas).

A partir de estos valores se pueden determinar las secciones de acero positivas y negativas y distribuir las adecuadamente de acuerdo a los diagramas de tensiones en las verticales a mitad del vano y sobre los apoyos. Las Tablas de Dischinger utilizadas en este trabajo se las puede encontrar en el Libro de Estructuras de Edificios de F. Casado.

Procedimiento seguido en el cálculo de la Viga Pared:

1.- Determinación de la carga total sobre el terreno: Se la determina sumando las cargas de las columnas que inciden sobre la viga, el peso propio y el peso muerto de los elementos actuantes.

2.- Cargas de Trabajo:

Resistencia del terreno 3.5 Kg./cm^2

Resistencia del concreto (natural): $140 \text{ Kg./cm}^2 (f'_c)$

$$U_c = 0.03 f'_c$$

$$U = 0.075 f'_c$$

3.- Cálculo de la Cimentación de la Viga Pared (Zapata de la Viga Pared)

a.) Ancho de la zapata de cimentación:

Se obtiene este valor dividiendo la carga total entre la resistencia del terreno y entre la longitud de la viga pared.

b.) Reacción Neta del terreno: Se obtiene este valor dividiendo

do las cargas transmitidas por las columnas entre el área de la zapata.

c-) Se calcula la zapata por el procedimiento conocido para zapatas corridas en la que ya se dijo que la adherencia y el factor principal que se toma en cuenta para el diseño

4.) Cálculo de las Areas de Acero.

a.) Armadura para el centro de los tramos.

Se efectúa utilizando los coeficientes de Döschinger, que da el valor de la tracción. (+) $A_s = \frac{T}{f_s}$

Esta armadura se colocará tal como las armaduras positivas de las vigas corrientes, en este caso lo más cerca del borde superior de la viga pared.

b.) Armadura en los Apoyos:

Se la determina también por los coeficientes de Döschinger:

$$(-) A_s = \frac{T}{f_s}$$

En las zonas de apoyo, las tensiones de tracción están repartidas sobre una extensión mayor, por lo cual la armadura debe repartirse de modo de cubrir el ancho indicado.

El baricentro de la armadura estará a una distancia del borde inferior aproximadamente igual al brazo elástico Z' dado por la misma tabla.

Las barras se doblarán a un ángulo de 60° con la horizontal, de manera que sus codos se encuentren también inclinados a 60° , obteniéndose de esta manera una armadura que sigue con suficiente aproximación la trayectoria de los esfuerzos principales de tracción.

c.) Armadura en la Parte Inferior de la Viga Pared.

Esta armadura se determina calculando en forma aproximada los momentos que se producen en la parte in-

ferior de la viga a la altura de las columnas.

$$A_s = \frac{(-) M}{f_s j d} \quad j = 0.866$$

$$d = H - 30 \text{ cm.}$$

H = altura total de la viga pared.

D.) Armadura de Repartición:

Esta armadura se dispondrá sobre toda la extensión de la viga pared, es una armadura reticular que sirve para absorber las tensiones secundarias y de contracción. En este caso esta armadura será la que calculemos al diseñar la viga pared como muro de sostenimiento, para tal efecto consideraremos el muro como simplemente apoyado en la losa del primer piso y en el piso del sótano; esta armadura la comparemos en el A_s min. reglamentario colocándose la mayor, en dos mallas:

$$A_s \text{ min.} = 0.0025 b \times 100 \text{ cm}^2 / \text{m l}$$

6.) Cálculo de los Estribos:

Sólo es necesario verificar si la armadura que se ha calculado como muro satisface los requerimientos por corte, caso que no satisfagan, se determinan las nuevas separaciones de la armadura vertical interior y exterior para que absorban dichos esfuerzos.

$$S = \frac{A_s j d}{V_s} \quad v_c = v_c b j d \quad j d = z'$$

z' = brazo elástico del Apoyo.

7.) Verificación de Adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{V}{b j d} \quad j d = z'$$

V = Esfuerzo de corte en los apoyos que se obtiene del Cross adicional.

Cálculo de la Viga Pared del Eje C

1) Carga total sobre el terreno.

Cargas que inciden sobre la viga pared:

Columnas:

$$C - 1 : 2 \times 39810 \text{ Kg} = 79620$$

$$C - 2 : 2(52950 + 8870) = 123640$$

$$C - 3 : 2(52950 + 8870) = 123640$$

$$C - 4 : 2(49490 + 10,200) = 119380$$

$$C - 5 : 52950 + 10200 = 63150$$

$$\underline{509.430 \text{ Kg.}}$$

Peso Propio : $e = 0.30$

$$pp = 0.30 \times 3.10 \times 28.30 \times 2400' = 63,200 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso Muerto : } 2.70 \times 22.7 \times 150 \text{ Kg./m}^2 = \underline{9,200}$$

$$\text{Carga Total} = \underline{581,830 \text{ Kg.}}$$

2) Cálculo de la zapata de la Viga Pared.

a.- Ancho de la Zapata de cimentación.

$$b = \frac{581830}{3.5 \times 2830} = 58.8 \text{ cm.} \approx 60 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

b.- Reacción neta del terreno:

$$W_n = \frac{509430}{60 \times 2830} = 3 \text{ Kg./cm}^2 = 18000 \text{ Kg./m.l.}$$

$$W_n = 3 \text{ Kg./cm}^2 = \text{reacción neta del terreno.}$$

$$c.- M = 100 W_n \text{ m}^2/2$$

$$M = \frac{100 \times 3 \times 30^2}{2} = 135000 \text{ Kg cm.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{M}{100K}} = \sqrt{\frac{135000}{100 \times 11}} = \sqrt{123} = 11.1 \text{ cm.}$$

$$\text{Tomamos : } h = 40 \text{ cm.} \quad d = 32.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Ahora : } U_c = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 32.5 = 11,800 \text{ Kg.}$$

Veamos ahora la altura útil requerida para la tracción

diagonal. La sección crítica para la tracción diagonal se encuentra situada a una distancia de la cara del elemento apoyado igual a la altura útil de la zapata, en ella debe comprobarse que el esfuerzo unitario de corte no sobrepase el valor indicado para anclaje especial sin refuerzo o sea: $0.03 f'c$.

En este caso vemos que no existe una sección crítica de corte ya que a una distancia "d" de la cara de apoyo, esta sección queda fuera de la zapata.

Pero como en las zapatas la armadura está determinada principalmente por la adherencia verifiquemos la adherencia, en este caso se chequea en la cara del apoyo.

$$V_{\text{corte}} = 100 \times 3 \times 30 = 9000 \text{ Kg} < 11800$$

Perímetro requerido por Adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{9000}{10.5 \times 0.866 \times 32.5} = \frac{9000}{292} = 30.8 \text{ cm.} \rightarrow \phi 5/8" @ 16 \text{ cm.}$$

Calculando el área de acero por momento de flexión da:

$$A_s = \frac{135000}{1400 \times 0.866 \times 32.5} = \frac{1350}{394} = 3.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 5/8" @ 46 \text{ cm.}$$

Por lo que se puede ver es que la sección de acero re-

querida por adherencia es mayor.
 Edificio de las Areas de Acero: $L \text{ típica} = 3.5 \text{ m. } \frac{a}{L} = \frac{0.40}{3.5} = 0.114$

De la tabla Dinschinger se obtiene: $\frac{H}{L} = \frac{3.10}{3.50}$

Sección en Eje de Apoyos

Sección a mitad del tramo

$$T' = 0.212 W_n l =$$

$$T = 0.089 W_n l =$$

$$d' = 0.337 l =$$

$$d = 0.460 l =$$

$$d'_0 = 0.018 l =$$

$$d_0 = 0.061 l =$$

Reemplazando Valores:

Sección Eje de Apoyos:

$$T' = 0.212 \times 18000 \times 3.50 = 13,400 \text{ Kg.}$$

$$d' = 0.337 \times 3.50 = 1.18 \text{ m.}$$

$$d'_0 = 0.063 \text{ m.}$$

$$z' = d' - d'_0 = 1.117 \text{ m.} < 2/3 H = 2.06$$

Sección a mitad del Tramo:

$$T = 0.089 \times 18000 \times 3.50 = 5610 \text{ Kg.}$$

$$d = 0.460 \times 3.50 = 1.61 \text{ m.}$$

$$d_0 = 0.061 \times 3.50 = 0.214 \text{ m.}$$

$$z = d - d_0 = 1.61 - 0.214 = 1.396 < 2/3 H = 2.06 \text{ m.}$$

En caso de que z o z' hubieran resultado mayor de $2/3 H$, se debe tomar este valor ($2/3 H$)

Cálculo de las Armaduras:

a-) Armadura en Eje de Apoyos:

$$(-) A_s = \frac{13400}{1400} = 9.56 \text{ cm}^2$$

b-) Armadura a mitad del tramo:

$$(+) A_s = \frac{5610}{1400} = 4 \text{ cm}^2$$

c-) Armadura para la parte inferior de la Viga Pared:

De los momentos obtenidos del Cross a la altura de las columnas tenemos:

$$(-) M_{max} = 19600 \text{ Kg m.}$$

$$A_s = \frac{1960000}{1400 \times 0.866 \times 280} = 5.78 \text{ cm}^2$$

Este fierro se extenderá a lo largo de la parte inferior de la viga pared, sirve a la vez como fierro de repartición en la zapata corrida.

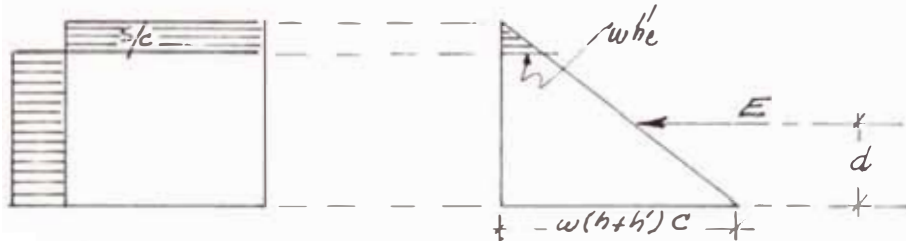
4.- Cálculo de la Armadura necesaria como muro de sostenimiento:

Punto de Aplicación de la resultante del empuje:

$$d = \frac{h + 3h'}{h + 2h'} \cdot \frac{h}{3} \quad h = 2.40 \quad h' = 1.00 \text{ m.}$$

$$d = \frac{2.40 + 3 \times 1.00}{2.40 + 2 \times 1.00} \times 0.80 = 0.993 \text{ m.}$$

Se ha considerado una altura adicional de tierra de 1.00 m. en reemplazo de una sobrecarga debido a la existencia de veredas.



Empuje en la parte superior: (Considerando tierra)

$$E_s = w h' c$$

$$E_s = 1600 \times 1 \times 0.22 = 353 \text{ Kg/m}^2$$

(Presión de un líquido equivalente al empuje de tierra)

Tierra Seca:

$$W = 1600 \text{ Kg/m}^2$$

$$h' = 1 \text{ m.}$$

$$c = 0.22$$

Empuje en el fondo del muro:

$$E_f = W(h + h')c = 1600 \times (2.40 + 1)0.22 = 1200 \text{ Kg/m}^2$$

Valor del Empuje Promedio:

$$E_p = \frac{353 + 1200}{2} = \frac{1553}{2} = 777 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje total por metro de muro:

$$E = 777 \times 2.40 = 1870 \text{ Kg/m.l}$$

Espesor del Muro:

Suponiendo que la carga total está uniformemente repartida:

$$M_{\text{max.}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{777 \times 2.4^2}{8} = 558 \text{ Kgm.}$$

Espesor necesario del muro para esta carga:

$$d = \sqrt{\frac{55800}{11 \times 100}} = \sqrt{50.7} = 7.1 \text{ cm.} \quad e = 11 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$$

Se mantienen los 30 cm. de espesor del muro, teniendo en cuenta las recomendaciones prácticas, de esta manera

se consigue también mayor rigidez para la estructura

Armatura Necesaria

$$A_s = \frac{55800}{1400 \times 0.866 \times 25} = \frac{558}{304} = 1.84 \text{ cm}^2 \text{ (por flexión)}$$

De acuerdo al Reglamento del ACI la armadura mínima necesaria será:

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Si se dispone este Acero en 2 mallas (horizontal y vertical)

tendremos:

$$A_{sh} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml} = \phi \ 1/2" \text{ a } 30 \text{ cm.}$$

$$A_{sv} = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml} = \phi \ 1/2" \text{ a } 30 \text{ cm.}$$

5.- Cálculo de los Estribos:

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 111.7 = 14750 \text{ Kg.}$$

Vemos que el máximo corte que se produce en la viga vale $V = 33190 \text{ Kg.}$ con lo que se hace necesario cubrir la diferencia colocando estribos, para esto podemos aprovechar las mallas que se colocarán en la viga para al calcularla como muro.

$$V_s = \frac{a_s f_s j d}{s} = \frac{2.53 \times 1400 \times 111.7}{30} = 13,200 \text{ Kg.}$$

Luego el esfuerzo resistente de corte total será

$$14750 + 13,200 = 27950 \text{ Kg.}$$

Con lo que vemos que será necesario calcular una armadura adicional para tomar la diferencia de este corte con los 33190 que es el corte máximo, esto lo resolvemos determinando una nueva distancia entre la armadura vertical del muro.

$$S = \frac{A_s f_s j d}{V_s} = \frac{2.53 \times 1400 \times 111.7}{18440} = 21 \text{ cm.}$$

$$V_6 = 33190 - 14750 = 18440$$

$$\frac{33190}{1.75} - \frac{33190 - 27950}{x}$$

$$x = \frac{5240 \times 1.75}{33190} = 0.276$$

Por lo tanto tendríamos:

El primer estribo a 15cm., el 2° a 20cm. y el resto a 30cm. pues basta ya la armadura como muro de sostenimiento para poder absorber el corte.

6.- Adherencia en la cara de los apoyos:

$$\xi_0 = \frac{33190}{10.5 \times 111.7} = 28.2 \text{ cm.}$$

Cálculo de las Vigas Pared de Ejes ① y ⑨

1.- Carga total sobre el terreno:

Columnas:

$$A-1 : = 30070 \text{ Kg.}$$

$$B-1 : (51960 + 270) = 52,230$$

$$C-1 : = 39810$$

$$\text{Peso Propio: } e = 0.30 \quad 112110 \text{ Kg}$$

$$p.p. = 0.30 \times 3.10 \times 11.80 \times 2400 = 26,300 \text{ Kg.}$$

Peso Muerto:

$$225 \text{ Kg/m} \times 10.5 = 23,400$$

$$\text{Carga Total: } 171,810 \text{ Kg.}$$

2.- Cálculo de la zapata de la Viga Pared:

Ancho de la zapata de cimentación:

$$b = \frac{171,810}{3.5 \times 11.80} = 42 \text{ cm.}$$

Como igual que para la anterior: $b = 60 \text{ cm}$

Reacción Neta del Terreno:

$$W_n = \frac{112,110}{60 \times 1180} = 1.73 \text{ Kg/cm}^2 = 10,380 \text{ Kg/m l}$$

Cálculo del momento de flexión para la sección más desfavorable calculando a la zapata como voladizo:

$$M = \frac{100 W_n m^2}{2} = \frac{100 \times 1.73 \times 30^2}{2} = 77,800 \text{ Kgcm.}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{77,800}{100 \times 11}} = \sqrt{71} = 8.5 \text{ cm.}$$

Tomamos: $h = 40$ $d = 32.5$

Corte resistente del concreto:

$$V_c = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 32.5 = 11,800 \text{ Kg}$$

Vemos al igual que en la zapata para la viga pared anterior calculada, que la sección crítica de corte prácticamente no existe pues a una distancia "d" de la cara de apoyo, queda fuera de la zapata.

Verificación de Adherencia (Sección crítica para adherencia en la cara del apoyo).

$$V_{\text{rite}} = 100 \times 1.73 \times 30 = 5,200 \text{ Kg.} < 11,800 \text{ Kg.}$$

Perímetro requerido por Adherencia:

$$\Sigma o = \frac{5,200}{10.5 \times 0.866 \times 32.5} = 17.6 \text{ cm.} \rightarrow \phi \ 1/2" \text{ a } 22 \text{ cm.}$$

Calculando el área de acero por momento de flexión da:

$$A_s = \frac{77,800}{1400 \times 0.866 \times 32.5} = 1.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \ 1/2" \text{ a } 64 \text{ cm.}$$

Por lo que se puede ver es, que la sección de acero requerido por adherencia es la mayor.

3- Cálculo de las Áreas de Acero de la Viga Pared.

Como la luz de los dos tramos son casi iguales 5.50 m. y 6.00 m. adoptamos como luz típica para el cálculo $L = 5.5 \text{ m.}$, con la cual podemos hallar las constantes para ingresar

a la tabla de Dischinger.

$$\frac{a}{L} = \frac{0.50}{5.50} = 0.091 = \frac{1}{11} \quad \frac{H}{L} = \frac{3.10}{5.50} = 0.564$$

y de la tabla de Dischinger se obtiene:

a) Sección en eje de Apoyos:

$$T' = 0.224 \text{ Wnl}$$

$$d' = 0.316 \text{ l}$$

$$d'_o = 0.019 \text{ l}$$

b) Sección a mitad del tramo:

$$T = 0.110 \text{ Wnl}$$

$$d = 0.380 \text{ l}$$

$$d_o = 0.064 \text{ l}$$

Reemplazando Valores:

Sección en Eje de Apoyos:

$$T' = 0.224 \times 10380 \times 5.50 = 12,800 \text{ Kg.}$$

$$d' = 0.316 \times 5.50 = 1.74 \text{ m.}$$

$$d'_o = 0.019 \times 5.50 = 0.105 \text{ m.}$$

$$z' = d' - d'_o$$

$$z' = 1.635 \text{ m.}$$

Sección a Mitad del Tramo:

$$T = 0.110 \times 10380 \times 5.50 = 6270 \text{ Kg.}$$

$$d = 0.380 \times 5.50 = 2.09 \text{ m.}$$

$$d_o = 0.064 \times 5.50 = 0.352 \text{ m.}$$

$$z = d - d_o = 2.09 - 0.352 = 1.738 \text{ m.} < \frac{2}{3} H = 2.06 \text{ m.}$$

En caso de que z o z' hubieran resultado mayor de $\frac{2}{3} H$, se debe tomar este valor ($\frac{2}{3} H$).

Cálculo de las Armaduras:

a) Armadura en Eje de Apoyos:

$$(-) A_s = \frac{12800}{1400} = 9.15 \text{ cm}^2$$

b) Armadura a mitad del Tramo:

$$(+)\ A_s = \frac{6270}{1400} = 4.48 \text{ cm}^2$$

c.) Armaduras para la parte inferior de la Viga Pared:
De los momentos obtenidos del Cross a la altura de las columnas tenemos:

$$(-)\ M_{\text{max.}} = 32,410 \text{ Kg m.}$$

$$A_s = \frac{3241000}{1400 \times 0.866 \times 280} = 9.55 \text{ cm}^2$$

Este hierro se extenderá a lo largo de la parte inferior de la viga pared, sirve a la vez como hierro de repartición en la zapata corrida.

4.) Cálculo de los Estribos:

Corte que resiste el concreto:

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 163.5 = 20,600 \text{ Kg}$$

Vemos que el máximo corte que se produce en la viga vale 32,700 Kg. con lo que se hace necesario cubrir la diferencia colocando estribos, para esto al igual que para la viga pared anteriormente calculada podemos aprovechar las mallas que se colocarán en la viga pared al calcularla como muro:

Tenemos que:

$V_s = \frac{a_s f_s j d}{s}$ Veamos que corte más resiste las barras de 1/2" espaciadas 30 cm.

$$V_s = \frac{2.53 \times 1400 \times 111.7}{30} = 13,200 \text{ Kg.}$$

Luego el esfuerzo resistente total al corte será:

$$20,600 + 13,200 = 33,800 \text{ Kg.} > 32,700 \text{ (Verifica satisfactoriamente el corte).}$$

Por lo que tendríamos generalizando para todos los apoyos, tendríamos el primer estribo a 15 y el resto a 30 (se aprovecha la armadura vertical malla interior y exterior) como muro de sostenimiento para tomar el corte pues es suficiente.

5.- Armadura Necesaria como muro de Sosténimiento

No es necesario volver a calcular pues resulta la misma que para la viga pared de eje C, ya que las condiciones de trabajo son prácticamente iguales que para aquella

6.- Adherencia :

$$\xi_0 = \frac{32,700}{10.5 \times 163.5} = 19 \text{ cm.}$$

Cálculo de Momentos por Cross para la Armadura

Inferior de la Viga Pared de Eje (C)

Para $w = 100$

	1	0.43	0.57	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
\bar{U}_z	-76.5	+102	-102	+102	-102	+102	-102	+102	-102	+102
Hip.	-26	+13								
\bar{U}	-76	+76	+6	+7	+4					
		-109	+109	-2	-2					
				-100	+100	-102	+102	-102	+102	

$$M_1 = \frac{wl^2}{16} = \frac{100 \times 3.5^2}{16}$$

$$M = 76.5$$

$$\frac{wl^2}{12} = \frac{100 \times 3.5^2}{12}$$

$$102$$

Para $w = 18000$

$$M = [+13700 \quad -19600 \quad +19600 \quad -18000 \quad +18000 \quad -18400 \quad +18400 \quad -18400 \quad +18400]$$

Esfuerzos de Corte:

\bar{U}_z	31500	31500	31500	31500	31500	31500	31500	31500
Hip.	-1690	-1690	+460	-460	-110	+110	0	0
\bar{U}	29810	33190	31960	31040	31390	31610	31500	31500

Cálculo de Momentos por Método de Cross para la Ar-

madura Inferior de la Viga Pared de Eje (1) y (9)

Para $w = 10380 \text{ Kg/m}^2$

	(C)		(B)		(A)	
	1	0.48	0.52	1		
\bar{U}_z	-23400	+31200	-31200	+26200	-26200	+19600
Hip.	-7800	-3900	+3300		+6600	
\bar{U}	-23400	+23400	+2690	+2910	-19600	+19600
			-32410	+32410		

Rigideces:

$$K_{CB} = \frac{1}{6} = 0.167$$

$$K_{BA} = \frac{1}{5.5} = 0.182$$

Cof de Repartición:

$$C_1 = \frac{0.167}{0.167 + 0.182} = 0.48$$

$$C_2 = \frac{0.182}{0.167 + 0.182} = 0.52$$

$$M = [+23400 \quad -32410 \quad +32410 \quad -19600]$$

Esfuerzos de Corte:

\bar{U}_z	31200	31200	28500	28500
\bar{U}_{HIP}	-1500	+1500	+2300	-2300
\bar{U}	29700	32700	30800	26200

Calculo de los Mo-

$$M_c = \frac{wl^2}{16} = \frac{10380 \times 36}{16}$$

$$M_c = 23400$$

$$M_A = \frac{wl^2}{16} = \frac{10380 \times 30.25}{12}$$

$$M_A = 19600$$

$$M_1 = \frac{wl^2}{12} = \frac{10380 \times 36}{12}$$

$$M_1 = 31200$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{12} = \frac{10380 \times 30.25}{12}$$

$$M_2 = 26,200$$

Cálculo de la Caja del Ascensor

El cálculo de la Caja del Ascensor se efectúa como un muro sujeto a compresión axial. Para el metrado de cargas al muro he considerado un aumento de 30% con respecto a las reacciones de las vigas de acero por efecto de la carga de Impacto

Método de Cargas:

Peso de la casa de máquinas:

$$\begin{array}{rcl}
 (2 \times 2.90 \times 2.40 + 2 \times 2.20 \times 2.40) & = & 350 \text{ Kg/m}^2 = \text{peso de muros} = 8650 \text{ Kg} \\
 2 \times 2.30 \times 3.00 \times 0.10 \times 2,400 & = & \text{peso de losa} = 3320 \\
 200 \times 2.20 \times 2.90 & = & \text{s/c de la losa} = \underline{1280} \\
 & & 13160 \text{ Kg}
 \end{array}$$

Reacciones de las Vigas de Acero

$$7,700 \times 1.3 = 10,000$$

Peso Propio del Muro:

Asumimos 0.20 m. de espesor del muro:

$$\begin{array}{rcl}
 2.20 \times 0.20 \times 16.20 \times 2,400 & = & 17,100 \\
 3 \times 2.00 \times 0.20 \times 16.20 \times 2,400 & = & 46,600 \\
 & & 63,700
 \end{array}$$

Reacciones de Vigas Principales:

$$\begin{aligned}
 1680 \times 0.55 &= 925 \\
 2480 \times 0.55 &= 1365 \\
 2480 \times 0.55 &= 1365 \\
 2800 \times 0.55 &= 1540 \\
 3280 \times 0.55 &= 1800 \\
 1900 \times 1.00 &= 1900 \\
 2700 \times 1.00 &= 2700 \\
 2700 \times 1.00 &= 2700 \\
 3020 \times 1.00 &= 3020 \\
 3500 \times 1.00 &= 3500
 \end{aligned}$$

Total 20,820 Kg.

Reacciones de Aligerados:

$$\begin{aligned}
 470 \times 240 \times 0.50 &= 565 \text{ Kg.} \\
 570 \times 240 \times 0.50 &= 685 \\
 570 \times 240 \times 0.50 &= 685 \\
 670 \times 240 \times 0.50 &= 805 \\
 800 \times 240 \times 0.50 &= 960
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 470 \times 240 \times 1.60 &= 1800 \\
 570 \times 240 \times 1.60 &= 2190 \\
 570 \times 240 \times 1.60 &= 2190 \\
 670 \times 240 \times 1.60 &= 2570 \\
 800 \times 240 \times 1.60 &= 3070
 \end{aligned}$$

Total: 15520 Kg.

Carga total sobre el muro: 123,200 Kg

Carga que soporta el muro en la base por metro lineal:

$$W = \frac{123200}{8.00} = 15,400 \text{ Kg/m l.}$$

Esfuerzo de compresión ejercido en la base del muro:

$$e_c = \frac{15,400}{100 \times 20} = 7.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Podemos ver que el aplastamiento está lejos de producirse, por lo tanto colocamos el Acero mínimo que manda el reglamento para estos casos:

$$As_{\min.} = 0.0025 bt = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \ 1/2" \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Colocaremos esta armadura en el sentido vertical y horizontal en una sola malla.

En las esquinas de la puerta del ascensor colocaremos dos varillas de $1/2"$ de 1.20 m. de largo inclinada a 45° , para prevenir rajaduras que pudieran originarse en esta zona.

Cálculo de la Zapata del Muro:

Esta será diseñada como zapata corrida y centrada con el muro.

$$b = \frac{1.05 \times 15,400}{100 \times 3.5} = 46.5 \text{ cm.} \quad \text{Como } b = 50 \text{ cm.}$$

Reacción W_n del terreno:

$$W_n = \frac{15,400}{50 \times 100} = 3.08 \text{ Kg./cm}^2$$

$$M = \frac{100 W_n m^2}{2} = 100 \times 3.08 \times \frac{15^2}{2} = 34,700 \text{ Kg-cm}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{M}{100K}} = \sqrt{\frac{34,700}{100 \times 11}} = 5.63 \text{ cm.}$$

Verificación de la altura por corte:

$$\sigma = \frac{100 W_n (m-d)}{100 \times 0.866 \times d} \leq 0.03 f_c$$

$$\sigma = 0.03 f_c = 4.2$$

$$4.2 = \frac{100 \times 3.08 (15-d)}{100 \times 0.866 \times d} \quad \rightarrow \quad d = 6.9 \text{ cm.}$$

Pero como ya sabemos que la altura en la zapata va estar determinada por la adherencia, para una mejor economía de fierro vamos adoptar un $h = 50 \text{ cm.}$ $d = 42.5 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{34,700}{1400 \times 0.866 \times 42.5} = 0.672 \text{ cm}^2$$

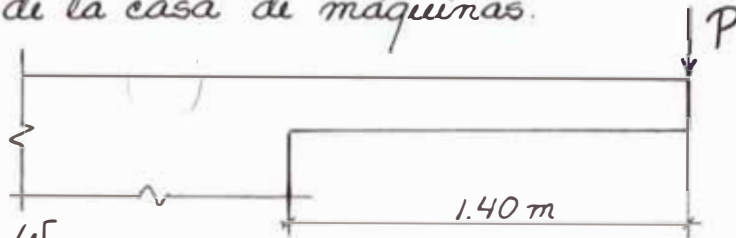
$$\Sigma_o = \frac{100 W_n m}{u j d} = \frac{100 \times 3.08 \times 15}{10.5 \times 0.866 \times 42.5} = 12 \text{ cm.} : \phi \ 3/8" \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Fierro de Repartición:

$$0.002bd = 0.002 \times 50 \times 42.5 = 5 \text{ cm}^2$$

Esta cantidad es excesiva, en este caso la fórmula no es exacta, colocare' sólo: $3 \phi \ 3/8"$

Cálculo del Volado que sale de la caja del Ascensor y forma parte de la casa de máquinas.



Cálculo de W :

$$\begin{aligned} W_{PP} &= 0.20 \times 0.20 \times 1.00 \times 2,400 = 96 \text{ Kg/m} \\ W_{losa} &= 0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 = 240 \text{ Kg/m} \\ W_{muro} &= 1.00 \times 2.30 \times 500 = 1250 \text{ Kg/m} \\ W_{sic} &= 1.00 \times 1.00 \times 200 = 200 \text{ Kg/m} \\ P &= 1.00 \times 2.30 \times 200 = 460 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$1,786 \text{ Kg/m}$

Momentos de Empotramiento:

$$\begin{aligned} P \times l &= 460 \times 1.40 = 640 \text{ Kg.m} \\ \frac{W l^2}{2} &= \frac{1786 \times 1.4^2}{2} = 1750 \text{ Kg.m} \\ M_T &= 1750 + 640 = 2390 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

Área de Acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2390}{1400 \times 0.866 \times 37} = \frac{2390}{449} = 5.32 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 5/8''$$

Momento Resistente del concreto para $h = 40 \text{ cm}$:

$$\begin{aligned} M_c &= K b d^2 = 11 \times 20 \times 37^2 = 3020 \text{ Kg.m} \quad M_c > M \\ U_c &= 0.03 \times 140 \times 20 \times 0.866 \times 37 = 2690 \text{ Kg.m} \\ W l &= 1786 \times 1.4 = 2500 \\ P &= 460 \\ U_{max} &= 2960 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Estribos: Para $\phi 1/4''$ y $h = 40 \text{ cm}$. tenemos:

$$\begin{aligned} S &= \frac{26,300}{U_s} \quad U_c = 2960 - 2690 = 270 \text{ Kg} \\ S &= \frac{26,300}{270} = 97.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

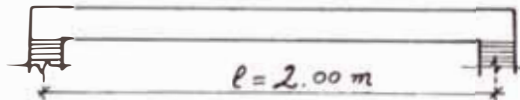
$$S_{max} = 17 \text{ cm}$$

$$\phi 3/8'' : 1 \text{ a } 8 \text{ cm}, 2 \text{ a } 17 \text{ cm}$$

Verificación de Adherencia :

$$\epsilon_0 = \frac{U}{\mu j d} = \frac{2960}{10.5 \times 0.866 \times 37} = 8.8 \text{ cm.} \rightarrow 3 \phi 5/8''$$

Cálculo de la losa de 10cm. piso y techo de la casa de Máquinas



$$W_{sk} = 200 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{pp} = 0.10 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m.}$$

$$W_T = 440 \text{ Kg/m.}$$

$$(+)\text{ o }(-) \frac{W_T l^2}{16} = \frac{440 \times 2^2}{16} = 110 \text{ Kg m.}$$

$$(+)\text{ o }(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{110}{1400 \times 0.866 \times 7} = 1.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8'' \text{ a } 50 \text{ cm.}$$

Verificación de Esfuerzos :

$$M_c = K b d^2 = 11 \times 100 \times 49 = 538 \text{ Kg m.} \quad M_c > M$$

$$U_c = \sigma b j d = 4.2 \times 100 \times 0.866 \times 7 = 2550 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{w l}{2} = \frac{440 \times 2}{2} = 440 \text{ Kg.} \quad U_c > U$$

Diseño de las Escaleras

El cálculo de la escalera lo efectuaré como se fuera una losa apoyada en dos puntos y empotrada en uno de sus extremos. El diseño se hace con la carga sobre la proyección horizontal de la escalera. La sobrecarga será de 350 Kg/m^2 . Para la determinación de los momentos utilizaré el Método de Cross.

Determinación de la carga por m^2 para el diseño de la escalera:

$$p.p. = 0.18 \times 2.400 = 430 \text{ Kg/m}^2$$

$$p_t =$$

$$c_p = \frac{120}{550 \text{ Kg/m}^2}$$

$$s_k = 350 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de Coeficientes de Repartición:

$$K_1 = \frac{1}{1} = 1$$

$$K_2 = \frac{1}{3.5} = 0.286$$

$$K_2 = 0.286 \times 0.75 = 0.215$$

$$C_1 = \frac{1}{1 + 0.215} = 0.82$$

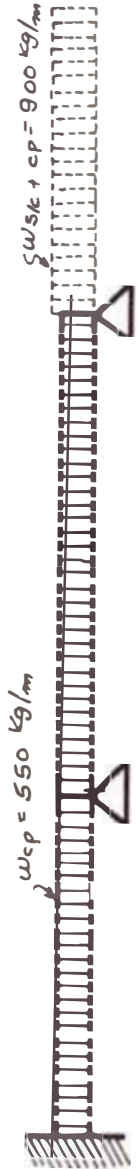
$$C_2 = \frac{0.215}{1.215} = 0.18$$

Cálculo de los momentos iniciales de empotramiento

$$\frac{w_{cp} l_1^2}{12} = \frac{550 \times 1^2}{12} = 46 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{w_{cp} l_2^2}{12} = \frac{550 \times 3.5^2}{12} = 561 \text{ Kgm.}$$

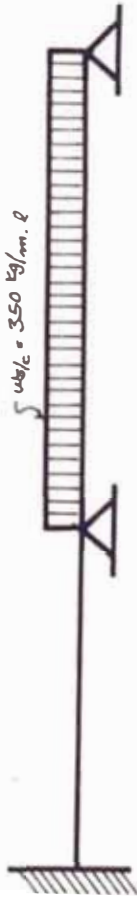
$$\frac{C s_k + c_p l_2^2}{24} = \frac{900 \times 3.5^2}{24} = 460 \text{ Kgm.}$$



1	0.82	0.18	1	0
+46	-46	+561	-561	+460
-232	+51	+101	-460	+460
-186	-464	-102		
	-510	+510		

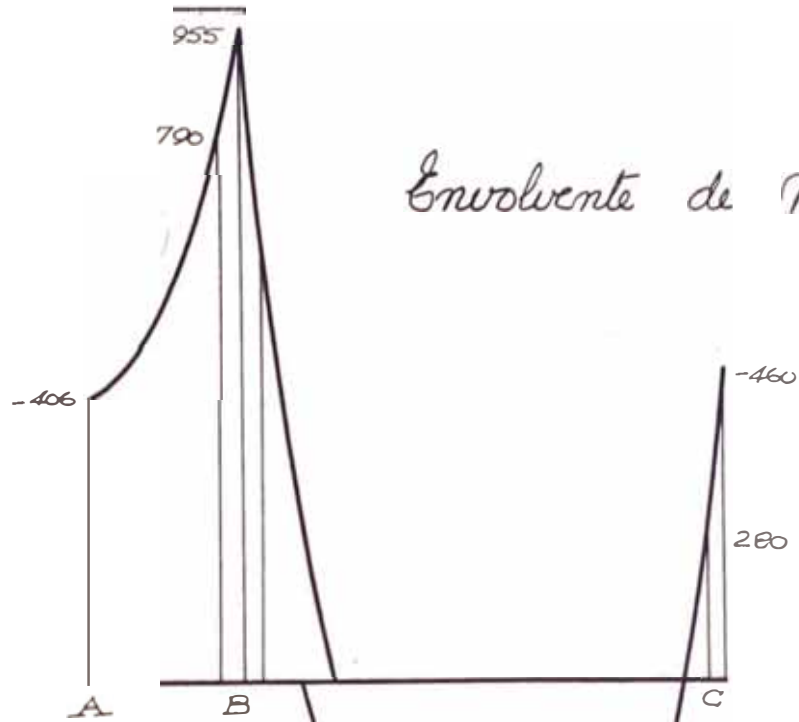


1	0.82	0.18	1	0
+29	-29	0	0	0
+12	+24	+5		
+41	-5	+5		

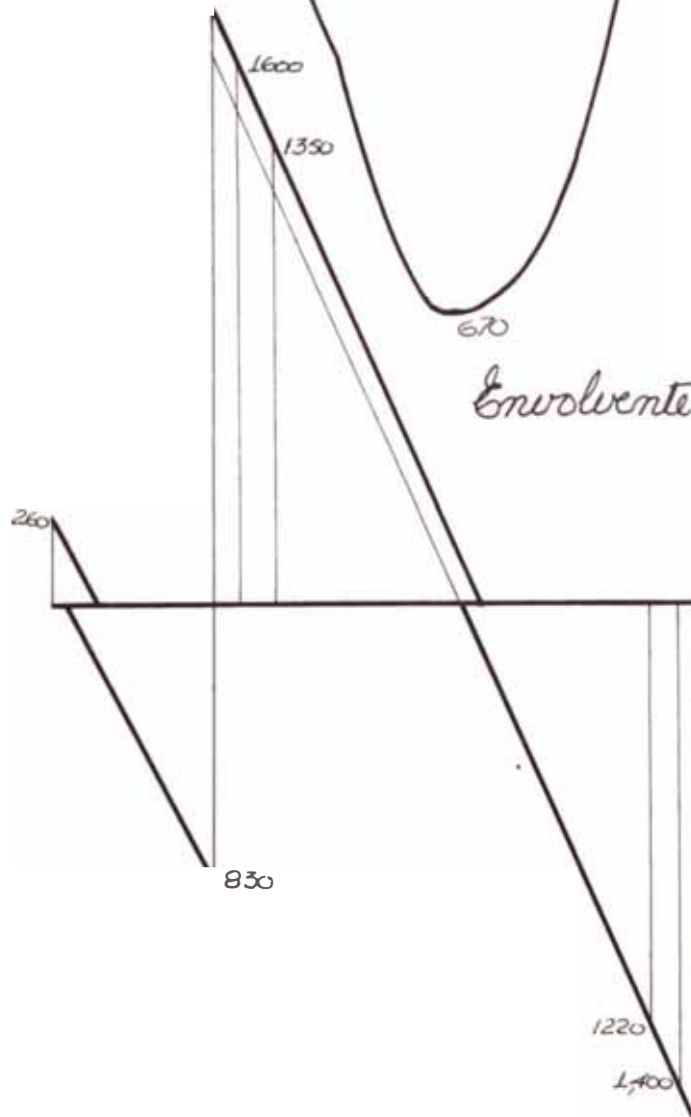


1	0.82	0.18	1	0
0	0	+358	-358	0
-220	+179	+179	+358	0
-220	-440	-97		
	-440	+440		

Envolvente de Momentos



Envolvente de Cortes



$$\frac{W_{sk} l_1^2}{12} = \frac{350 \times 1^2}{12} = 29 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{sk} l_2^2}{12} = \frac{350 \times 3.5^2}{12} = 358 \text{ Kgm.}$$

Momentos deostáticos:

$$\frac{W_{sk} + c_p l_1^2}{8} = \frac{900 \times 1^2}{8} = 113 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{sk} + c_p l_2^2}{8} = \frac{900 \times 3.5^2}{8} = 1375 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{cp} l_1^2}{8} = \frac{550 \times 1^2}{8} = 69 \text{ Kgm.}$$

$$\frac{W_{cp} l_2^2}{8} = \frac{550 \times 3.5^2}{8} = 842 \text{ Kgm.}$$

Cortes deostáticos:

$$\frac{900 \times 3.5}{2} = 1575$$

$$\frac{900 \times 1}{2} = 450 \text{ Kg.}$$

Momento resistente del concreto para $h = 10$

$$M_c = Kbd^2 = 11 \times 100 \times 49 = 540$$

Para $h = 12$:

$$M_c = 11 \times 100 \times 81 = 890 \text{ Kgm.}$$

Adoptamos entonces $h = 12 \text{ cm.}$

$$M_{\max.} = 790 \text{ Kgm.} \quad M_c > M$$

Corte Resistente del concreto:

$$V_c = 0.03 \times 140 \times 100 \times 0.866 \times 9 = 3280 \text{ Kg.} \quad V_c > V$$

Áreas de Acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$(-) A_{s(b)} = \frac{790}{1400 \times 0.866 \times 9} = \frac{790}{109} = 7.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2'' @ 16 \text{ cm}$$

$$(-) A_{s(c)} = \frac{280}{1400 \times 0.866 \times 9} = 2.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2'' @ 48 \text{ cm.}$$

$$(+) A_{s(bc)} = \frac{670}{1400 \times 0.866 \times 9} = 6.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2'' @ 20 \text{ cm.}$$

Verificación de Adherencia:

$$\Sigma_0 A = \frac{260}{10.5 \times 0.866 \times 9} = \frac{260}{82} = 3.2 \text{ cm.} \rightarrow 1/2'' @ 123 \text{ cm.} \\ (\text{Cumple adherencia})$$

$$\Sigma o_b = \frac{1600}{10.5 \times 0.866 \times 9} = 19.5 \text{ cm.} \rightarrow \phi 1/2" @ 20 \text{ cm. (cumple Adherencia)}$$

$$\Sigma o_c = \frac{1400}{10.5 \times 0.866 \times 9} = 17 \text{ cm.} \rightarrow \phi 1/2" @ 23 \text{ cm. (cumple adherencia)}$$

Diseño del tipo de columna de sección 0.20×0.30 que sostienen la escalera en todos los niveles en el eje ⑥. Esta es una pequeña columna, tienen una altura de 1.30 m.

Según el muestreo de cargas, esta columna está bajo la acción de una carga $P = 1887 \text{ Kg}$. (incluso el peso propio de la columna).

Voy a considerar para el diseño $P = 2000 \text{ Kg}$

$$\frac{h}{d} = \frac{130}{0.20} = 6.5 \text{ (columna corta)} \quad A_g = 20 \times 30 = 600$$

$$p_g = \frac{\frac{2000}{0.8 \times 600} - 0.225 \times 140}{1400} = \frac{4.16 - 31.5}{1400} = \text{negativa} < 0.01$$

$$A_{g \text{ req.}} = \frac{2000}{0.8(0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)} = 5.5 \text{ cm}^2 < 1/2 A_g$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.005 \times 750 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 4 \phi 5/8"$$

$$\text{pongo } 4 \phi 1/2" = 5.068 \text{ cm}^2$$

Presupuesto de la Estructura

Para efectuar el presupuesto de la estructura hay que desarrollar el metrado de todos los elementos de esta, determinándolos ya sea en unidades lineales, superficiales, cúbicos, etc. La cantidad de fierro necesaria se ha calculado expresada en kilos.

Especificaciones	Metrado		Costos		
	Unidad	Cantidad	Unitario	Parcial	Total
Trabajos Preliminar. Limpieza y Engrasado Caseta guardián y ofic. Serv. higiénicos obra			Estimativo	1500 3000 850	5,350
Movimiento de Tierras Excav. y Eliminación					
Desmonte Sótano	m ³	940	20.00	18,800	
Esponjamiento	m ³	370	20.00	7,400	26,200
Concreto Armado					
Zapatas Aislados	m ³	13.1	350.00	4,585	
Vigas Pared	m ³	83.4	450.00	37,530	
Caja de Ascensor	m ³	40.2	620.00	24,924	

Especificaciones	Medrado		Costos		
	Unidad	Cantidad	Unitario	Parcial	Total
Columnas	m ³	35.7	515.00	18,385.5	
Vigas	m ³	109.2	600.00	65,520	
Aligerado de 0.17	m ²	1264.80	90.00	113,832	
Aligerado de 0.20	m ²	279.40	115.00	32,131	
Losa de 0.10	m ²	19.85	600.00	11,910	
Escaleras	m ³	7.20	860.00	6,192	315,009.5
Fierro para toda la Estructura					
Peso de todas las varillas	Kg.	41620	5.50	228,910	
Obra de mano.	Kg	41620	0.60	24,972	253,882
				Sub-Total :	600,441.5
Gastos Generales					
Herram., madera, para encofrados, equipo				5%	30,022.07
Administración				3%	18,013.24
Dirig. Econ. y utilid.				4%	24,017.66
				Total :	672,494.47

Bibliografía

- Apuntes dictados en el curso de Estructuras --- Miguel Bozzo
- Building Code Requirements for Reinforced Concrete - 1956 --- ACI
- Concreto Armado ----- Juan Sarmiento
- Curso de Hormigón Armado ----- Adolf Pucher
- Design of Concrete Structures --- Urquhart, O'Rourke, Winter
- Estructuras de Edificios ----- Carlos Fernandez Casado
- Reinforced Concrete Design Handbook ----- ACI
- Reinforced Concrete Fundamentals --- Phil M. Ferguson.