Y 16-1-37

286

Proyecto de un Edificio de concreto reforzado para estacionamiento de vehículos.

Tesis profesional para Ingeniero Civil.

Leopoldo Weiss Dalcour.

1937

DESCARTE

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.
Núm. 1406.
Exp. núm. 214.2/-

Al señor Leopoldo Weiss Dalcour.
P r e s e n t e .

De conformidad con su solicitud relativa, me es grato enviar a usted, anexo al presente, el tema que, aprobado por esta Dirección, propone el señor Profesor, ingeniero Fernando Ríos Venegas, para que sea desarrollado por usted como tesis en su examen profesional de Ingeniero Civil.

Reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

MEXICO, D.F., a 22 de diciembre de 1934.

EL DIRECTOR
DE LA FACULTAD DE CIENCIAS
FISICAS Y MATEMATICAS.

Firmado.
Ing. Ignacio Avilez.

TEMA QUE PROPONE EL PROFESOR DE LA FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS, INGENIERO FERNANDO RIOS VENEGAS AL PASANTE DE INGENIERIA CIVIL, LEOPOLDO WEISS DALCOUR PARA SU EXAMEN DE RECEPCION.

-- --

En ocasión del centro de edificaciones formado con el Palacio de Bellas Artes (Teatro Nacional) Correos, Banco de México, Secretarías de Comunicaciones y Agricultura, Escuela Nacional de Ingenieros, Latino Americana, La Nacional, y diversos edificios de despachos y casas comerciales, situadas en las calles de San Juan de Letrán, Tacuba, 5 de Mayo, callejones de Filomeno Mata y Condesa, Av. Madero y Av. Juárez; la Autoridad de la Ciudad, estima necesario estudiar un sitio adecuado para estacionamiento de vehículos en ese lugar, aprovechando la manzana limitada por las calles del 5 de Mayo, segundo callejón de la Condesa, primer tramo de la Avenida Francisco I. Madero y primera calle del Teatro Nacional, demoliendo al efecto las construcciones que allí existen.

El estacionamiento tendrá una capacidad de 100 carros por lo pronto, pero proyectada la edificación para una capacidad posterior hasta de 200 vehículos.

La superficie que abarque el proyecto será la misma que la ocupada por las construcciones que actualmente existen en esa manzana, no teniendo limitación en su altura, sino hasta la de 25 metros.

El sitio será cubierto, empleando concreto reforzado en la construcción, con libertad el proyectista de proponer todasuerte de materiales en lo que concierne a ornamentación. La presión máxima en el terreno, será la de 500 gramos por centímetro cuadrado, y los coeficientes de trabajo para los distintos materiales empleados en la construcción, serán los fijados en la técnica de concreto reforzado, atendiendo a las distintas proporciones de concreto que se usen en la edificación.

El estudio comprenderá lo siguiente:

(a) Plano de la manzana con sus acotaciones de linderos, orientación y superficie total, a la escala de 1:500; detallando el procedimiento topográfico empleado en el levantamiento, o bien la fuente de donde se tomó el plano.

(b) Valúo de todas las edificaciones que actualmente existen incluyendo el valor del terreno, con detalle del procedimiento valuativo que se use, a efecto de conocer el desembolso de la Autoridad de la Ciudad para adquirir la manzana en cuestión.

(c) Planos ilustrativos del proyecto que detallen la cimentación proyectada. Otros planos que detallen el proyecto de distribución de espacios para el estacionamiento de vehículos. Fachadas de la construcción.

(d) Memoria, especificaciones y presupuesto de la obra.

(e) Estudio de financiamiento de la obra a base de las condiciones en que opera actualmente la Autoridad de la Ciudad, proporcionada por la Ley de Cooperación vigente, estudiando al efecto el perímetro de la zona de cooperación y el sistema técnico que se aplique para valorar esta distribución de los propietarios, que sea indisputablemente equitativa.

(f) Estudio de la organización administrativa que deba regir en el edificio para asegurar condiciones de seguridad y de comodidad a los propietarios de los vehículos que se estacionen.

México, D.F., 21 de diciembre de 1934.

Fernando Ríos Venegas.- Rúbrica.

I N D I C E

Introducción.

Cap.- I.- GENERALIDADES.

Cap.- II.- PLANO DE LA MANZANA.

Cap.- III.- VALUO DE LAS EDIFICACIONES.

Cap.- IV.- PLANOS ILUSTRADOS DEL PROYECTO.

Cap.- V.- CIMENTACION.

Cap.- VI.- PLANO DE DISTRIBUCION DE ESPACIOS.

Cap.- VII.- FACHADA DE LA CONSTRUCCION.

Cap.- VIII.- ESPECIFICACIONES Y PRESUPUESTO.

Cap.- IX.- FINANCIAMIENTO.

Cap.- X.- ORGANIZACION ADMINISTRATIVA.

INTRODUCCION.

Como primer paso entre la vida de Estudiante a Profesionista, se inicia en la resolución más favorable de un tema que marca los conocimientos adquiridos en las aulas y poderse desarrollar ya por completo y sin ayuda, en la práctica, ésto no quiere decir que el estudiante al terminar sus - estudios sea capaz de afrontar cualquier problema, por difícil que sea, cuando se le presente. y más todavía en el caso de un profesionista de Ingeniería, en donde la mayor parte - de los datos están basados en la práctica y en las regiones- en donde tiene que operar, pués varían según el lugar donde- se encuentre.

El presente volúmen indica la forma más práctica dentro del criterio a que se ha hecho mención en el párrafo anterior, en el desarrollo de la tesis propuesta para el exá-- men profesional para Ingeniero Civil.

CAPITULO I.

G E N E R A L I D A D E S .

La Capital de México, cuenta en la actualidad con muy pocos lugares para el estacionamiento de vehículos y de los estacos parques de estacionamiento con que cuenta, se encuentran fuera del centro de la población, en sus orillas o barrios y que por lo tanto son molestos para las personas que por sus condiciones necesitan de parar sus automóviles en el centro de la Ciudad para poder arreglar sus negocios teniendo muchas veces que dar varias vueltas para encontrar algún lugar en donde dejar sus coches, perdiendo de esta manera bastante tiempo, y que casi siempre a las horas de oficina no prestan los servicios necesarios por encontrarse ocupados por otros vehículos y teniendo necesidad muchas veces de dejar sus coches muy lejos del lugar donde los necesitan y ya que el automóvil es un vehículo moderno y una, casi la principal de sus ventajas es la rapidez, con este motivo resulta en lugar de ser ventajoso, molesto para las personas que lo tengan que usar y por el índole de los negocios pararlo en el centro de la Capital.

La Autoridad de la Ciudad de México, fijándose en ésto ha pensado y con mucho acierto en la construcción de un parque o edificio de estacionamiento para vehículos que puedan en parte ya que no del todo, remediar este entorpecimiento del tráfico, en la construcción de un edificio especial para el estacionamiento de coches.

La mayoría de los coches que circulan en la Ciudad de México, carecen de un lugar de resguardo en las horas de in-

tenso tránsito, estando comprendidas entre las 12 a las 15 horas y de las 18 a las 20 horas y debido a esta carestía de lugares de estacionamiento en las calles, no teniendo otro lugar en donde poderlo hacer, haciéndose de esta manera cada vez -- más difícil el tráfico para los automóviles que se ven precisados a tener continuamente, dado sus asuntos, que pasar por las calles de mayor circulación.

De las calles de México que tienen el máximo de tráfico en las más malas condiciones son: calle de Tacuba, de 5 de Mayo, Ave. Francisco I. Madero, 16 de Septiembre, Aquiles Serdán, Teatro Nacional, San Juan de Letrán, Bolivar, Isabel la-Católica y las calles que rodean a la Plaza de Constitución,- hay además de éstas otras calles o avenidas que tienen tanto-tráfico como las ya citadas, pero debido a lo ancho de la calle o a lo poco céntrico, la circulación no se hace tan pesada ni molesta.

Uno de los lugares de mayor tránsito, debido a las muchas Oficinas que existen por allí, como son el Palacio de Bellas Artes (Teatro Nacional), Correos, Banco de México, Secretaría de comunicaciones, Secretaría de Agricultura y Fomento, Escuela Nacional de Ingenieros, Latino Americana, La Nacional, La Cía. de Luz y Fuerza y otros diversos edificios y casas comerciales que por ese lugar se encuentran; es de suma impor-- tancia estudiar un sitio adecuado para el estacionamiento de-coches, habiéndose elegido, con todo acierto, por la Autoridad de la Ciudad, en la manzana comprendida por las calles de 5 - de Mayo, Segundo Callejón de la Condesa, Primer Tramo de la - Av. Francisco I. Madero y primera calle del Teatro Nacional.-

En dicho lugar se encuentra el edificio llamado Palacio de -- Guardiola o Jardín Guardiola que tendrá que ser demolido para la construcción de un edificio adecuado para el estacionamiento de coches con una capacidad tal que aminore a las molestias en el tráfico de coches y de los que se estacionen; se ha pensado que el nuevo edificio tenga un cupo de 200 vehículos por lo pronto pudiéndose más tarde según sea la necesidad y el resultado que dé como negocio aumentar la capacidad construyendo para ello varios pisos.

CAPITULO II.

PLANO DE LA MANZANA.

El plano de la Manzana donde se pretende construir el edificio para el estacionamiento de vehículos me fué proporcionado por el Departamento Central a la escala 1: 500, pero ya que el tema pide que se detalle el procedimiento topográfico; indicaré la forma que juzgo más conveniente en hacer este trabajo, si no se me hubiera facilitado el plano por el Departamento Central un levantamiento en la siguiente forma:

Llevaría una poligonal, con tránsito y cinta, por las calles que rodean la manzana, ya sea por la boca-calle o por las aceras, según se presentaran las condiciones y las facilidades para llevarlo a la práctica, el levantamiento de la manzana en cuestión; en este lugar es de preferirse trabajar lo más temprano que sea posible en cuanto la luz del sol lo permita, pues el intenso tráfico de peatones que hay por las calles en donde se vá a trabajar interrumpiría constantemente el observar por el aparato a las horas ordinarias en que la gente por ir a su trabajo o por estar pasando por allí constantemente.

El método de ángulos empleados podría ser cualquiera, siendo los de preferencia para mí: el de conservación de azimutes o el de deflexiones, que en la práctica me han dado muy buen resultado.

Habiéndose levantado la poligonal se fijarían las esquinas, los límites de predios y los detalles por medio de coordenadas, éstas se tomarían de la siguiente manera: como abscisas las distancias del punto que se vá a detallar a la

línea de tránsito y como ordenada la distancia que hay de la - intersección de la normal a la línea de tránsito, con la línea de tránsito a la estación próxima pasada, es decir, el cadenamiento propio de la poligonal.

En el Gabinete se compensaría la poligonal, por el método usual y se dibujaría en un plano de escala exigida 1: 500.

Para obtener la superficie se podía calcular analíticamente ya que se tiene todos los puntos calculados en la cuadrícula de las coordenadas, también se puede calcular la superficie dividiéndola en varias partes, de preferencia en triángulos, por ser éstos polígonos poco deformables y fáciles de calcular; también existe otra manera de calcular la superficie y que es una de las más usuales y consiste en medir el area con un planímetro.

En el plano que me fué proporcionado por el Departamento Central obtuve:

Para el Predio I. una superficie de 292.70 mts.2.

Para el Predio II. una superficie de 1 863.00 mts.2.

Siendo la superficie total de lo que actualmente está - construído, de: 2 155.70 mts.2.

Para obtener el cupo de automóviles en este lugar hice las consideraciones siguientes:

El ancho de un automóvil, considerando las salpicaderas defensa o todo lo que sobresale de los coches y para los carros más amplios es de 2.00 metros por término medio ya que este valor no lo sobrepasan más que determinados camiones; el largo es más variable que el ancho de los automóviles dependiendo de la marca y capacidad a que estén destinados, pudien-

de tomar como un largo bastante aceptable el de 6.00 metros, - siendo muy pocos los vehículos que alcanzan esa magnitud; con- estas consideraciones se tiene una superficie de 12.00 metros- cuadrados por automóvil, pero si se toma en consideración que- para un carruaje pueda dar vuelta en un patio cuadrado necesi- ta que tenga como lado mínimo de 7.00 a 9.00 mts., si se toma- como lado mínimo el de 7.00 metros, la superficie por consi--- guiente entre los pilares sería de 49.00 metros cuadrados para que un coche pueda voltearse.

Ahora por otro lado se tiene una superficie de terreno- obligada siendo un lado de 42.40 mts. por el lado que dá a --- Francisco I. Madero y de 43.50. mts. por el de 5 de Mayo, su - promedio es de 42.95. mts. y por los otros lados de 42.50.mts. por Condesa y 49.70.mts. por la calle del Teatro Nacional, el- promedio es de 49.60.; estas dimensiones están anotadas en el- plano de la manzana; para poder utilizar la mayor cantidad de- terreno sin desperdicio de lugar y que al mismo tiempo las co- lumnas queden simétricas unas a las otras, se puede dividir la longitud del terreno entre un número entero y que el resultado esté dentro de los límites marcados en las especificaciones para que un automóvil pueda maniobrar sin ninguna dificultad.

Para el lado mayor de 49.60. mts. se tiene como separa- ción de columnas de 7.23 mts. para 7 columnas.

Para el lado menor de 42.95 mts. se tiene como separa-- ción de columnas de 7.13 mts. para 6 columnas.

La superficie de movimiento para un coche en las condi- ciones marcadas anteriormente es de 51.55 mts. superficie más- que suficiente para que un automóvil pueda maniobrar libremen-

te sin dificultad.

Teniendo obligadas las separaciones entre las columnas, en las partes de las esquinas se ven obligadas las construcciones para tener la mayor economía posible a tener la forma que marca el plano anexo.

Pero si se toma en cuenta la superficie de un automóvil de 12.00. mts.2. para obtener la cantidad de vehículos que caben en la parte baja, es suficiente con dividir la superficie total entre la superficie por automóvil, obteniendo la cantidad de carruajes que caben, sin existir ningún hueco entre uno u otro; si se tiene una cantidad de 179 vehículos, aproximadamente, si a ésto le tomamos el 20 % de huecos por la construcción se tendría un cupo de 144. Además hay que tomar en cuenta las construcciones adicionales y las columnas y la necesidad de que en cualquier momento cualquier coche pueda salir sin que ninguno de los demás coches le estorben, por consiguiente el edificio para el estacionamiento de coches deberá tener cuando menos dos pisos; para que se satisfaga el límite marcado en el tema para un cupo de 200 vehículos.

Como se puede ver el espacio disponible es mucho mayor, por lo que se podrá destinar el piso superior exclusivamente al almacenamiento de automóviles y el primer piso se podrá destinar parte al estacionamiento de vehículos y una parte a cualquier clase de comercio; si en la parte baja las esquinas de mayor apreciación como son las que quedan en las calles del 5 de Mayo, Teatro Nacional y Francisco I. Madero; siendo estos lugares de gran cuantía para el comercio se les podrá dedicar espacio para él y de esta manera la economía y amorti

zación se hará con mucho mayor ventaja, por lo tanto en el plano anexo está marcada la parte destinada al comercio y la parte que se destina al estacionamiento de automóviles quedando esta parte en los dos pisos con un cupo de 200 vehículos aproximadamente.

En el mismo plano están marcadas con líneas punteadas las partes que ocupan los vehículos, en los planos de distribución de espacios de las plantas baja y alta, plano de la planta alta que tiene la figura número (8), en donde se vé que la capacidad en vehículos es de 94 para que en cualquier momento puedan salir o entrar los coches y de 130 la capacidad máxima de vehículos; en la planta baja tiene una capacidad de 80 coches, por lo que la capacidad en estas condiciones es mayor que la estipulada en el tema.

CAPITULO III.

VALUO DE LAS EDIFICACIONES QUE ACTUALMENTE EXISTEN.

Para hacer una valorización de las edificaciones que actualmente existen, se pueden seguir varios procedimientos pudiéndose clasificar en dos formas los procedimientos de importancia que son:

Valorización empírica: Que consiste en la comparación con otras que tengan más o menos las mismas características en su construcción.

Valorización teórica: Que consiste en obtener el valor por la construcción enteramente nueva y hacer una depreciación por la cantidad de años y uso que haya tenido durante su vida.

Además de estas dos formas de hacer valuaciones existe otra; porque éstas tienen varios defectos en las apreciaciones, la primera, la valorización empírica, en este caso no se puede hacer una comparación a otra construcción, porque éstas es de un tipo casi único en la Ciudad de México y si hay otra parecida no se encuentra en las mismas condiciones ni lugar en que ésta se encuentra cambiando de una manera brusca el valor de dichas obras.

El segundo método también resulta muy inexacto porque la construcción de una obra como la presente en una época como la actual sería costosísima por la gran cantidad de mano de obra en el tallado de la piedra y tomando los datos de la época de su construcción también sería costosa por el fuerte acarreo de los materiales y de las dificultades para su construcción y además hay que agregar a ésto el valor como obra -

de arte y el precio del terreno cambiando de precio según la - época, en la actual el precio por metro cuadrado de terreno es para la Av. Francisco I. Madero por la parte que afecta a la - obra es de $ 450.00., por la calle del Teatro Nacional de ---- $ 300.00., por la calle del 5 de Mayo $ 350.00. y por la calle del Segundo Callejón de la Condesa de $ 200.00.

Existe un método que lo recomiendan mucho y es una manera práctica y que la veo de gran aplicación para este caso;- consiste en obtener el valor separadamente y comparando sus valores el promedio estará dentro de lo más acertado.

a).- Area y valor de los materiales que originan su demolición.

b).- Atendiendo el costo de la construcción.

c).- Renta que produce el edificio.

De todos estos métodos el que puede dar mayor resultado apetecido es el inciso c).

Un método que se sigue por muchas personas y que lo --- aplican en las valuaciones de terrenos para la Estadística Nacional, consiste en lo siguiente: (copia de la Tabla)

"Tabla de PROFUNDIDADES, triángulos e irregularidades.- OBJETO Y EXPLICACION para su uso."

"Estas tablas se aplicarán para valuar el terreno. Se - notará que el valor unitario del terreno sufre una disminución en los siguientes casos."

"(a). Cuando la profundidad exceda de 40 metros".

"(b). Cuando sean interiores o tengan irregularidades."

"(c). Cuando siendo exteriores afecten una forma triangular con un lado o vértice hacia la calle."

"Para determinar las modificaciones del valor a que están sujetos los predios, se han calculado las tablas de profundidades, de Irregularidades y de Triángulos que se aplicarán según el caso en la siguiente forma."

"(a). Tabla de profundidades: se buscará en la columna de profundidades la que tenga el predio por valuar y en línea horizontal en la columna siguiente a la derecha, se encontrará el tanto por ciento del valor de calle que corresponda a esa profundidad y por el cual deberá multiplicarse la superficie del predio para determinar su valor."

"(b). Tabla de Irregularidades: se buscará en la primera columna la profundidad que tenga la irregularidad y en cualquiera de las tres siguientes, según sea el caso, se encontrará el tanto por ciento del valor de calle por el que deberá multiplicarse la superficie del predio para determinar su valor."

"(c). Tabla de Triángulos: se buscará en la primera columna la cifra que corresponda a la profundidad del predio o fracción, y en la siguiente o en la tercera, según que tenga un lado o un vértice hacia la calle se encontrará el tanto por ciento del valor de calle que corresponda a esa profundidad, por esa cifra se multiplicará la superficie del predio para determinar su valor."

"La profundidad en todos los casos, se medirá, sobre la normal a la calle trazada desde el vértice más alejado de ella."

"INSTRUCCIONES PARA VALUAR LA PROPIEDAD RAIZ URBANA DEL DISTRITO FEDERAL."

"Artículo 1o.- En cada predio, la tierra se valuará independientemente de los edificios o mejoras que contenga."

"Artículo 2o.- La Dirección someterá al estudio de la Junta Superior del Catastro un "plano de valores de calle" de la zona de que se trate, en el que estarán inscritos los valores que correspondan a cada calle, y una vez que sea aprobado por la Junta, la Dirección lo publicará previa sanción del C. Gobernador del Distrito."

"Artículo 3o.- Se entiende por "valor de calle" el del metro cuadrado de terreno en un "lote tipo"."

"Artículo 4o.- El lote tipo se supone de forma rectangular situado hacia el centro de la calle, de una profundidad de 40 metros y de un frente mínimún de 10 metros."

"Artículo 5o.- Para la determinación de los valores de calle, la Dirección tendrá a la vista un plano en el que se indiquen los servicios municipales así como las vías de comunicación y en general todas las mejoras de carácter público; y tomará en cuenta los datos de las últimas transacciones comerciales; los de avalúos, practicados directamente por su personal, y los demás que con ese objeto adquiera de la Tesorería del Gobierno del Distrito; del Registro Público de la Propiedad, y de las asociaciones de propietarios, de corredores, etc. y procurará en todos los casos, que dichos valores se acerquen, cuanto más sea posible, a los que realmente tuviera el terreno, en el momento de la valorización, en un mercado libre y de condiciones normales."

"Artículo 6o.- En las calles en que los valores correspondientes a cada acera difieran entre sí más de un 10 % del-

valor mayor deberán anotarse en el plano respectivo los dos valores y si la diferencia fuera menor del 10 % se anotará solamente el mayor valor para ambas aceras."

"Artículo 7o.- Publicada la lista de valores de calle, se concederá a los propietarios un plazo de 15 días hábiles, a contar de la fecha de la publicación para que presenten a la Dirección del Catastro sus observaciones, con objeto de que la Junta Superior, si las estima justificadas haga las correcciones correspondientes. Pasado ese término los valores unitarios se considerarán definitivos y conforme a ellos se procederá a la valuación, sin lugar a inconformidades posteriores por tal concepto."

"Artículo 8o.- Los valores prediales que hayan sido aceptados por los causantes del impuesto o los que provengan de una resolución en caso de inconformidad o de cualquiera otro carácter legal, se inscribirán en los registros del Catastro y se denominarán catastrales, surtiendo efectos de ley como valores fiscales."

"Artículo 9o.- Se consideran como regulares, los lotes que afecten la forma de un cuadrilátero, cuyos ángulos no difieran más de 25° del ángulo recto."

"Artículo 10o.- El valor de los lotes regulares se determinará multiplicando su superficie por el tanto por ciento del valor de calle que para su fondo se consigne en la tabla de profundidades."

"Artículo 11o.- El valor de los lotes regulares, con frente menor de 10 metros, se determinará multiplicando la superficie por el tanto por ciento del valor de calle que le co

rresponda de acuerdo con las tablas de frente y de profundidades."

"Artículo 12o.- Para el avalúo de los lotes irregulares se dividirán en el menor número posible de cuadriláteros y la porción de ellos que no sea susceptible de subdividirse en esa forma, se dividirá en triángulos, aplicando para cada porción las reglas relativas."

"Artículo 13o.- Las fracciones en forma cuadrilátero con frente a la calle, que resulten de la aplicación del artículo 12o., no se considerarán como irregularidades y se valuarán de acuerdo con la tabla de profundidades."

"Artículo 14o.- Para los efectos del artículo 12o., no se considerarán como irregularidades, las que tengan una altura menor de un metro, medida sobre la normal al lado en que se encuentran."

"Artículo 15o.- Los lotes o fracciones del lote de forma triangular, se valuarán aplicando las tablas de triángulos y de irregularidades según proceda. Se consideran tres casos:"

"(a). Con un lado en la calle."

"(b). Con un solo vértice en la calle."

"(c). Totalmente interior."

"Artículo 16o.- Para determinar el valor de predios con frente a dos o más calles, se dividirán en fracciones cuyas superficies sean proporcionales al valor de calle del frente de cada una de ellas, procediendo en la forma siguiente:"

"(a). Los que tengan frente a dos calles opuestas se dividirán por una línea virtual y que una los puntos neutros

de los linderos laterales. Cuando las dimensiones lo permitan la fracción de mayor valor de calle no será menor de 40 me--- tros de profundidad."

"(b). Los que afecten una forma triangular con frente a dos calles que formen un ángulo que no exceda de 65 grados, se resolverán en dos triángulos cuyo lado común sea la línea que una el vértice con el punto neutro del lado opuesto; cuando el ángulo exceda 65 grados se aplicarán los procedimientos generales."

"(c). Los que afecten forma triangular, con frente a tres calles se resolverán en tres triángulos cuyo vértice común sea la intersección de las líneas que unan los puntos neutros de los lados de menor valor con los vértices opuestos y ligando este punto con el tercer vértice."

"(d). Los que tengan cuatro vértices (Sr. Rodríguez -- del Campo). El punto neutro se determina dividiendo el lado en partes directamente proporcionales a los valores de calles de los frentes correspondientes."

"Artículo 17o.- Los predios situados en esquina están sujetos a un incremento en su valor, que se denominará "in---- fluencia de esquina" el cual se extenderá hasta 20 metros por cada calle, para afectar un cuadrilátero que podrá ser hasta de 400 metros cuadrados. Este incremento será de un 25 % del valor menor de calle en las esquinas comerciales de primer orden, de un 20 % del mismo valor en las de segundo orden y de un 15 % en las esquinas residenciales."

"Artículo 18o.- Para los efectos del artículo anterior, se consideran esquinas comerciales de primer orden aquellas -

que contengan construcciones acondicionadas o destinadas, en su mayor parte a usos comerciales; de segundo orden aquellas en que solamente la planta baja de los edificios esté destinada a los usos anteriores y el resto a habitaciones; y esquinas residenciales, aquellas cuyos edificios estén en su mayor parte o en su totalidad destinados a habitaciones."

"La Dirección del Catastro determinará, en cada caso, en cuales de las anteriores clasificaciones deben considerarse comprendidas las esquinas de que se trate."

"Artículo 19o.- En las esquinas en pan-coupé, se contarán los 20 metros correspondientes a la influencia de esquina desde la intersección de la prolongación de sus frentes. Si el pan-coupé tiene una extensión mayor de 28 metros se fijará valor de calle."

"Artículo 20o.- No se tomará en cuenta la influencia por esquina en los predios que tengan uno de sus frentes hacia una calle o callejón que por sus condiciones demeriten su valor."

"Artículo 21o.- En los casos de predios interiores que tengan acceso a la calle por una servidumbre de paso, se considerarán para su avalúo como si el frente de la servidumbre fuera el del predio y se aplicarán a su superficie las tablas de frente, de profundidad, de triángulos y de irregularidades según el caso."

"Artículo 22o.- Los predios con frente menor de 10 metros, los defectuosos o los que tengan alguna restricción para su libre uso, sufrirán un descuento en su valor que fijará la Dirección del Catastro, previo dictámen pericial."

"Los casos que se resuelvan conforme a este artículo - serán agregados al registro de que trata el artículo siguiente:"

"Artículo 23o.- La Dirección resolverá los casos no -- previstos en estas instrucciones, a aquellos en los que resulte inadecuada su aplicación entre otros motivos por el reducido valor unitario, así como los que a su juicio sean dudosos; y formará un registro analítico de los que resuelva de - acuerdo con la facultad que le confiere este artículo."

"El registro analítico se hará del conocimiento de la- Junta Superior para que ésta, con fundamento en los casos que la Práctica haya ofrecido, introduzca las reformas que fueren del caso."

Lo anterior escrito con comillas es copia de las ins-- trucciones que rigen para el avalúo de los terrenos junto con las tablas que a continuación se adjuntan y que siguiendo estas instrucciones como los factores de las tablas que antes - se indicó y tomando el valor de calle para las calles que rodean a la manzana en cuestión.

TABLA DE FRENTES.

I	II
Frente en metros.	% del valor de calle.
Hasta - 0.99	14.5
1.00 a 1.99	16.5
2.00 - 2.99	33.0
3.00 - 3.49	48.0
3.50 - 3.99	57.0
4.00 - 4.49	65.5
4.50 - 4.99	72.5
5.00 - 5.49	78.5
5.50 - 5.99	83.5
6.00 - 6.49	87.5
6.50 - 6.99	90.5
7.00 - 7.49	93.0
7.50 - 7.99	95.0
8.00 - 8.49	96.5
8.50 - 8.99	98.0
9.00 - 9.49	99.0
9.50 - 9.99	99.5
10.00 ó más	100.0

TABLA DE PROFUNDIDADES.

I Profundidad en metros.	II % del valor de calle.
0	000.000
5	100.000
10	100.000
15	100.000
20	100.000
25	100.000
30	100.000
35	100.000
40	100.000
45	93.489
50	87.200
55	81.891
60	77.167
65	72.754
70	68.714
75	64.973
80	61.250
85	57.805
90	54.704
95	51.923
100	49.408
105	47.117
110	45.023
115	43.101
120	41.319
125	39.668
130	38.143
135	36.732
140	35.420
145	34.200
150	33.060
155	31.994
160	30.994
165	30.056
170	29.071
175	28.337
180	27.550
185	26.806
190	26.100
195	25.431
200	24.995

TABLA DE IRREGULARIDADES.

I	II	III	IV
	POR CIENTO DEL VALOR DE CALLE		
Profundidad en metros - de irregularidades.	Cuadriláteros interiores.	Triángulo interior-con un lado hacia-la calle.	Triángulo interior-con un vértice - hacia la-calle.
0	0.000	0.000	0.000
5	93.489	58.431	35.058
10	87.200	54.500	32.700
15	81.891	51.182	30.709
20	77.167	48.229	28.938
25	72.754	45.471	27.283
30	68.714	42.946	25.768
35	64.973	40.608	24.365
40	61.250	38.281	22.969
45	57.805	36.128	21.677
50	54.704	34.190	20.514
55	51.923	32.452	19.471
60	49.408	30.880	18.528
65	47.117	29.448	17.669
70	45.023	28.139	16.884
75	43.101	26.938	16.163
80	41.319	25.824	15.495
85	39.668	24.793	14.875
90	38.143	23.839	14.304
95	36.732	22.957	13.775
100	35.420	22.138	13.282
105	34.200	21.375	12.825
110	33.060	20.663	12.397
115	31.994	19.996	11.998
120	30.994	19.371	11.623
125	30.056	18.785	11.271
130	29.071	18.169	10.902
135	28.337	17.711	10.626
140	27.550	17.219	10.331
145	26.806	16.754	10.052
150	26.100	16.313	9.787
155	25.431	15.894	9.537
160	24.995	15.622	9.373

TABLA DE TRIANGULOS.

I	II	III
	% DEL VALOR DE CALLE.	
Profundidad en metros.	Triángulo con un lado sobre la calle.	Triángulo con un vértice sobre la calle.
0	00.000	00.000
5	62.500	37.500
10	62.500	37.500
15	62.500	37.500
20	62.500	37.500
25	62.500	37.500
30	62.500	37.500
35	62.500	37.500
40	62.500	37.500
45	58.431	35.058
50	54.500	32.700
55	51.182	30.709
60	48.229	28.938
65	45.471	27.283
70	42.946	25.768
75	40.608	24.365
80	38.281	22.969
85	36.128	21.677
90	34.190	20.514
95	32.452	19.471
100	30.880	18.528
105	29.448	17.669
110	28.139	16.884
115	26.938	16.163
120	25.824	15.495
125	24.793	14.875
130	23.839	14.304
135	22.957	13.775
140	22.133	13.282
145	21.375	12.825
150	20.663	12.397
155	19.996	11.998
160	19.371	11.623
165	18.785	11.271
170	18.169	10.902
175	17.711	10.626
180	17.219	10.331
185	16.754	10.052
190	16.313	9.787
195	15.894	9.537
200	15.622	9.373

Apoyándose en las instrucciones y tablas anteriores se puede valuar el terreno.

VALUACION DEL TERRENO.

Considerando como lotes tipos con una profundidad de - 40 metros se pueden construir gráficas para obtener la proporción de profundidad a valor calle para los casos de esta manzana.

En la figura No.23.- muestra la manzana con las construcciones actuales y su valor calle para las 4 calles que la forman.

Como tienen distinto valor calle para cada uno,se puede sacar su valor en un sentido y después en el otro el promedio estará mayor apegado a la realidad.

Valuación en sentido Norte-Sur.- El valor calle para - Francisco I. Madero es de $ 450.00. y el valor calle para la- Av. 5 de Mayo es de $ 350.00. su representación gráfica se encuentra en la figura No.24. en donde la distancia o profundidad entre las dos calles es de 52.90 metros con un frente de- 15.20 metros; midiendo una ordenada que equivalga a $ 350.00. en un extremo y en el otro extremo otra ordenada con un valor a la misma escala de $ 450.00. estos puntos se unen con una - profundidad,la máxima considerada para obtener un 100 % de su valor en el punto de intersección se baja una ordenada correspondiendo en este caso a una distancia de 28.0 metros para -- $ 450.00. y 23.9 metros para $ 350.00. estos valores son los- proporcionales al valor calle tal y como lo indican los ----- artículos enumerados en el instructivo.

El valor para el frente de 15.2 metros, es de: para --

Av. 5 de Mayo:

15.2 x 23.9 x $ 350.00 = $ 127 148.00.

Para la Av. de Francisco I. Madero:

28 x 15.2 x $ 450.00 = $ 191 520.00.

Para la profundidad de 49.7 y 49.50 metros hay que hacer las mismas suposiciones que cuando se trató para el frente de 15.20 metros.

Para el frente de 13.60 metros y profundidad de 49.70 metros se obtuvo para $ 350.00. una profundidad de 23.10 metros y para $ 450.00. se obtuvo una profundidad de 26.60 metros indicado en la figura No. 25. en su representación gráfica.

Para la Av. del 5 de Mayo:

13.60 x 23.10 x $ 350.00 = $ 109 956.00.

Para la Av. de Francisco I. Madero:

13.60 x 26.60 x $ 350.00 = $ 162 792.00.

Para el frente de 13.60 metros pero con una profundidad de 49.50 metros indicada su representación gráfica en la figura No. 26. y haciendo las mismas conclusiones que las anteriores se tiene para $ 350.00. de valor de calle una pro-- fundidad de 23.00 metros y para un valor de calle de $ 450.00 26.50 metros de profundidad.

Para la Av. del 5 de Mayo:

13.60 x 23.00 x $ 350.00 = $ 109 480.00.

Para la Av. de Francisco I. Madero:

13.60 x 26.50 x $ 450.00 = $ 162 180.00.

El valor del terreno en este sentido es:

127 148 + 191 520 + 109 956 + 162 792 + 109 480 +

+ 162 180 = 863 076.

Valor del terreno en el sentido de Oriente a Poniente. El frente es el promedio de los dos frentes, es decir, del -- Teatro Nacional de 49.70 metros y el del callejón de la Condesa de 49.50 metros, siendo su promedio de 49.60 metros basado en los artículos del instructivo, ya que para este caso la diferencia es de 0.20 metros.

En la gráfica de la figura No. 26 muestra una profundidad de 43.50 metros que le corresponden por la Av. del 5 de - Mayo para el valor calle de $ 300.00. que tiene la calle del- Teatro Nacional tiene una profundidad de 26.85 metros y para- el callejón de la Condesa tiene una profundidad de 16.65 metros ya que su valor calle es de $ 200.00.

Como se tiene una diferencia fuerte en la profundidad- de bastante consideración se puede tomar con la mitad del promedio de frentes un valor que le corresponderá a la mitad de- la manzana y es de para el Teatro Nacional.

24.8 x 26.85 x $ 300.00. = $ 199 764.00.

Para el callejón de la Condesa.

24.8 x 16.65 x $ 200.00. = $ 82 584.00.

Para la otra mitad de la manzana que tiene una profundidad de 42.40 metros, representada en la figura No. 28.,corresponde 26.00 metros y 16.40 metros para $ 300.00. y para - $ 200.00., respectivamente.

Para el Teatro Nacional vale:

24.8 x 26.00 x $ 300.00. = $ 193 440.00.

Para el callejón de la Condesa vale:

24.8 x 16.40. x $ 200.00. = $ 81 344.00.

Además de ésto hay que sumar el pequeño valor del por-

tal por lo que se refiere al terreno en este mismo sentido, - en la misma gráfica de la figura No. 28, está indicada la proporción pero debe tomarse su valor calle, el de Francisco I.- Madero o sea $ 450.00, multiplicando por su profundidad pues siendo ésta de 3.30 metros, su valor en la tabla de profundidades, es de 100 % de donde su valor vale:

15.20 x 3.3 x 450.00. = $ 22 572.00.

El valor del terreno en el sentido de Oriente a Poniente de la manzana, vale:

199 764 + 82 584 + 193 440 + 81 344 + 22 572 = $579 704.0

El valor del terreno apegándose a la realidad deberá - ser el promedio de los dos obtenidos o sea:

$\frac{1}{2}$ (863 076.00 + 579 704.00) = $ 721 390.

El valor por predios será:

Valor del terreno del predio I.- se puede dividir en - dos lotes con las dimensiones indicadas en la figura No. 23.- y considerarlo en los dos sentidos.

Por la parte del 5 de Mayo.

1/er. lote. 9.50 x 21.20 x $ 350.00 = $ 70 490.00.

2/do. lote. 7.30 x 12.50 x $ 350.00 = $ 31 937.50.

Por la parte del Teatro Nacional dos lotes distintos - que en el caso anterior.

1/er. lote. 2.80 x 7.30 x $ 300.00. = $ 6 132.00.

2/do. lote. $\frac{1}{2}$(9.50 + 9.90) x 26.85 x $ 300.00. + 9.50 x 1.65 x 200 = $ 81 268.50.

Valor del terreno del predio I.

$\frac{1}{2}$(70 490.00. + 31 937.50 + 6 132.00 + 81 268.50) =

= 94 914.00.

A estos valores obtenidos hay que agregarles el valor por"influencia de esquina", para este caso por tratarse de - edificios con índole comercial le corresponderá un 25 % de - incremento según lo previene el artículo 17o.; del instructivo sobre la valuación de edificios de raíz urbana.

El predio I. le corresponde por influencia de esquina:

$12.70 \times 20.00 \times (300.00 + 350.00)\frac{1}{2} \times 0.25 = \$20\ 637.50$

El predio II. que tiene un valor por influencia de esquina de:

Por Teatro Nacional y Francisco I. Madero de:

$20 \times 20 \times (300 + 450)\frac{1}{2} \times .25 = \$\ 37\ 500.00.$

Por la esquina de Francisco I. Madero y Condesa:

$20 \times 20 \times (450.00 + 200.00)\frac{1}{2} \times .25 = \$\ 32\ 500.00.$

Por la esquina de 5 de Mayo y de Condesa:

$20 \times 20 \times (350.00 + 200.00)\frac{1}{2} \times .25 = \$\ 27\ 500.00.$

Valor total del predio I. por el terreno:

94 914.00 + 20 637.50 = $ 115 551.50.

Valor total del predio II. por el concepto de terreno:

721 390.00 - 94 914.00 = $ 626 476.00.

626 476.00 + 37 500 + 32 500 + 27 500 = $ 723 976.00.

Para el avalúo de los edificios, encuentra uno serias-dificultades, en primer lugar las condiciones tan malas de -- los edificios, de preferencia el que le corresponde al predio II., en donde por concepto de rentas totales para el No. 2. - de la Av. Francisco I. Madero, produce una renta de $ 6 161.67 dato tomado del Departamento de Rentas del Gobierno del Distrito Federal, esta retribución de: $ 6 161.67. no corresponde ni a un 1 % mensual del valor del terreno sin tomar en con

sideración las construcciones actuales, pues considerando el - 1 % del valor del terreno sería de $ 7 239.76. de renta mensual a ésto hay que agregarle el valor por el edificio que aunque - no es muy costoso comparado con el terreno, pues es de dos pisos y tiene un rectángulo de 15.00 x 11.80 en donde no hay --- construcción como un valor equitativo se podría tomar un 10 % - del valor del terreno como valor de construcción quedando por- consiguiente en la presente forma para el valor del predio II;

Valor del terreno.....$ 723 976.00

Valor de construcción.....$ 72 398.00

Valor del predio II.....$ 796 374.00

Para el predio I. que tiene tres pisos y en mejores condiciones, pues su renta que corresponde del 1 al 5, del 5 de - Mayo, una renta de $ 2 162.08., valor tomado de la Oficina de- Rentas del Gobierno del Distrito Federal, considerando que un- capital en raíz urbana dé el fruto de una renta de $ 2 162.08. a un interés de 1 % mensual ya que este interés es por el - que fluctúan los capitales puestos en casas y edificios; el capital necesario para dar este interés resultaría de: --------- $ 216 208.00 de donde el predio I. quedaría en la siguiente -- forma:

Valor del terreno.....$ 115.551.50

Valor de la construcción a 87 % según terre

no.....$ 100 648.50

Valor del predio I.....$ 216 200.00

El valor total de toda la manzana y que tendrá que re-- tribuírsele a los propietarios para que pase a poder del Go--- bierno, será por la suma de los dos predios o sea $ 1 012 574.00.

CAPITULO IV.

CALCULO DE PLANOS ILUSTRADOS DEL PROYECTO.

Cálculo de la Carga que Produce un Vehículo.- Considerando que un vehículo, automóvil (no camión) tenga un peso de 2 500 Kgs. como carga máxima correspondiendo a cada trensiendo el delantero trasmite un tercio del peso total y dostercios restantes el eje trasero, la carga estática vale:

En una rueda delantera 2 500 $\frac{1}{3}$ x $\frac{1}{2}$ = 416.6 kgs.

En una rueda trasera 2 500 $\frac{2}{3}$ x $\frac{1}{2}$ = 833.3 kgs.

Esto sería para el caso de un camión; pero en el de un automóvil el eje trasero y el delantero tienen la misma carga, correspondiéndole 1 250 kgs. por tren o sea 625 por rueda en carga estática por el efecto dinámico del impacto de rodamiento hay que aumentarle un 20 % quedando por consiguiente con una carga de 750 kgs. que transmitida entre lasdos ruedas que tienen una separación de 1.60 metros el valor de carga repartida será siempre menor de 500 kgs. por metrocuadrado, valor que dán también los manuales para el cálculo de pisos para automóviles ligeros.

Este valor es el que se tomará en consideración al hacer el cálculo del piso, para la losa se tomarán las cargasdinámicas.

Consideraciones.- Para las columnas el caso más desfavorable es cuando están cargando los pórticos en toda su longitud, es decir, que tienen la carga considerada en el techo, carga accidental, más el peso del techo y más la carga producida por el peso de los cabezales superiores de los pórticos, ésto es para las columnas superiores.

La carga accidental en el techo de la azotea es de 100 kgs. por metro cuadrado no alcanzando en la Ciudad de México- ese valor, pues en los lugares en donde neva llega a 120 kgs/ mts.^{2}.

El fuste es continuo no interrumpiéndose en las jáce-- nas o viguetas, de los cabezales.

La sección de las columnas es cuadrada o rectangular,- no considerándose en este caso la forma circular para hacer- más fáciles los moldes, más adelante se indicará la forma según se vaya necesitando.

Todas las cargas han de actuar lo más cerca del fuste- y se ha evitado las ménsulas de mucho vuelo. La carga de cada columna se transmitirá al fuste de la inmediata inferior.

Debe limitarse, todo lo posible, el número de empalmes situados por encima de la ensambladura de las vigas.

Una vez montada la columna debe quedar exactamente ver tical.

Entrando ya al cálculo definitivo para las columnas si se considera en la losa de la sección transversal.

LOSA PARA EL TECHO DE LA AZOTEA.

Cálculo de la losa.- Se trata de una losa apoyada en - más de cinco partes, por lo que el techo debe calcularse como una viga contínua con siete claros de distinto tamaño, luz; - los tramos más fatigados son los intermedios como se verá más adelante porque éstos tienen un claro mayor que los extremos.

Los momentos máximos flexionantes para esta viga están representados en la figura No. 13. Calculando en sentido --- transversal de los pórticos que es la condición para que esta

viga tenga que trabajar como viga contínua.

El momento flexionante máximo que se produce en los -- tramos extremos es de:

$M_1 = \frac{w\,l^2}{10}$; siendo l = a 6.50 mts.

El momento flexionante máximo que se produce en los -- tramos intermedios es de:

$M_2 = \frac{w\,l^2}{12}$; siendo l = a 8.00 mts.

$M_1 = \frac{6.5^2}{10}\ W = 4.225\ W.$

$M_2 = \frac{8^2}{10}\ W = 6.4\ W.$

Como se vé el momento máximo se produce en los tramos- intermedios y se deberá calcular el espesor de la viga con es te momento, y lo único que cambia es la cantidad de fierro de refuerzo.

Si consideramos a la viga un espesor de 20 centímetros la carga muerta por metro es de:

$P_m = 0.2 \times 2\,400 = 480$ kgs./mt.

La carga viva puede considerarse de 100 kgs./mt.^{2} ya- que para las casas se toma como sobrecarga por persona y mobiliario de 150 a 250 kgs./mt.^{2} y para azoteas o mansardas, etc. de 80 a 120 kgs./mt.^{2}.

Por lo que la carga total que se considera uniformemente repartida en el cálculo de la viga contínua del techo de - la azotea es de:

$W = 100 + 480 = 580$ kgs./mt.

En este caso en que la carga es uniformemente repartida el momento flexionante máximo como se vió al tratarse de - los momentos es en los tramos intermedios y tiene un valor de:

$$M_2 = \frac{w\,l^2}{12} = \frac{580 \times 8^2}{12} = 3\,093.33 \text{ kgs. mt.}$$

Y en los tramos extremos el momento vale:

$$M = \frac{w\,l^2}{10} = \frac{580 \times 6.5^2}{10} = 2\,450.50 \text{ kgs. mt.}$$

El peralte de la losa está dado por la fórmula:

$$d = c\sqrt{\frac{M}{b}} \text{ ; en donde } c = \sqrt{\frac{2}{Pc\,Kd}}$$

Siendo para el concreto 1: 2: 4; fc = 55 kgs./cm^2 y el valor de $K = \frac{nfc}{nfc + fs}$; y siendo $n = \frac{Es}{Ec} = 15$; tomando para fs = 1 125 kgs./cms.^{2} que es la resistencia del hierro y Es el módulo de elasticidad del hierro y Ec el módulo de elasticidad del concreto.

El peralte se puede tomar como primer tanteo de 20 centímetros que descontando el recubrimiento será de 17.5 centímetros; tomando en consideración un recubrimiento mínimo de 2.5 centímetros que es el grueso aproximadamente de la grava, para que el hierro no quede descubierto a la intemperie y pueda sufrir trastornos de consideración.

$$K = \frac{nfc}{nfc + fs} = \frac{15 \times 55}{1125 + 15 \times 55} = 0.424.$$

Todos estos valores de k, j, c, que son constantes para la misma clase de concreto que se vaya a usar en la construcción, ya están tabulados para las distintas proporciones de concreto y tienen para el concreto 1: 2: 4 de resistencia de fc = 55 kgs./cm^2, fs = 1125 kgs./cm^2 y n = 15 tienen unos valores de: para K = 0.424 ; c = 0.315, valores que se usarán contínuamente en el desarrollo del tema:

Substituyendo estos valores en la fórmula para calcular el peralte se tiene:

$$d = c\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.315\sqrt{\frac{3\,093\,33}{100}} = 17.51 \text{ cms.}$$

El momento resistente del concreto es:

$$M_r = \frac{1}{2} fc\ j\ bkd^2 = \frac{1}{2} 55 \times .859 \times 100 \times 17.5^2 \times 0.424$$
$$= 308\ 000 \text{ kgs. cm.}$$

Por lo que el peralte efectivo es de:

$17.5 + 2.5 = 20$ cms.

Este peralte es el mismo que se consideró para determinar el peso de la losa por lo que no tiene que hacerse ningún tanteo.

Haciendo la losa con un espesor uniforme lo único que cambia es la cantidad de hierro en el refuerzo.

La cantidad de hierro necesaria para el refuerzo está dada por la fórmula :

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd}$$

Siendo M el momento flexionante máximo del tramo en estudio, fs la resistencia de hierro, jd el brazo de palanca.

La cantidad de hierro necesaria para el primero y último tramo es:

$$A_s = \frac{2\ 450.50}{1125 \times 0.859 \times 17.5} = 14.49 \text{ cms.}^2$$

El valor de j, fué sacado de las tablas antes mencionadas.

Con esta área de hierro y eligiendo determinada clase de varillas en lo que se refiere a su diámetro como en el presente caso con varillas de 7/8" de diámetro que tienen un área neta transversal de 3.87 cms.^{2} se necesitan 4 varillas por metro que se pueden poner espaciadas cada 25 cms. de centro a centro reforzando en sentido contrario para darle mayor consistencia con varillas de 1/4" a 30 cms. c. a c.

La cantidad de hierro necesaria en los tramos intermedios es de: siendo su momento de 3 093.33 kgs. mt.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{3\ 093.33}{16\ 911.56} = 18.24 \text{ cms.}^2 = 5.\ 7/8"\ d.$$

Que usando varillas de 7/8" de diámetro que tienen un- área transversal de 3.87 cms.^{2} se necesitan 5 varillas por metro que se pueden poner espaciadas a 20 cms. de c. a c., reforzadas con alambre de 1/4" a 30 cms. c. a c. en sentido - normal a las de 7/8" de diámetro.

Momentos negativos.

En todos los apoyos sufren unos momentos negativos y - hay que reforzar a la viga o a la losa con varillas en la parte superior de cada apoyo.

En el primer apoyo y en el octavo que corresponden a - los pórticos, cabezal superior, unos momentos muy pequeños, - siendo menores que en caso de los pórticos por lo que el momento en los apoyos se puede tomar con bastante seguridad del cuadro de la figura No. 4, que se refiere al cálculo de los - empotramientos perfectos de los pórticos, en donde para el -- primer apoyo vale + 5.85 y - 5.85 según sea el caso que reducido a la escala será ± 2 060 kgs. mt.

Refuerzo primer apoyo.

$$A_s = \frac{206000}{16\ 911.56} = 1.22 \text{ cms.}^2$$

Para contrarestar este momento es suficiente con colocar una varilla de 7/8" de diámetro cada metro pudiéndose para ésto doblar una de las varillas que tiene la losa en su -- sentido longitudinal y colocarla a 2.5 cms. como recubrimiento.

En el segundo y séptimo apoyo.- A estos apoyos les corresponde los momentos negativos máximos de:

$M = 0.105\ W\ l^2 = 0.105 \times 580 \times \left(\frac{6.5 + 8.0}{2} \right)^2 = 3\ 200$ kgs. mts.

$As = \frac{3\ 200\ 00}{16\ 911.56} = 18.9$ cms.^{2}.

Para contrarestar este momento es necesario con colocar 5 varillas de 7/8" ϕ por metro o sea varillas de 7/8" de diámetro a 20 cms. c. a c.

Para los apoyos tercero, cuarto, quinto y sexto, el momento negativo tiene un valor inferior a:

$M = 0.074\ W\ l^2$ por lo que puede tomarse este valor para hacer el cálculo en la cantidad de fierro necesario.

$M = 0.074 \times 580 \times 8^2 = 2\ 747$ kgs. mts.

La cantidad de fierro necesaria para contrarestar este momento es de:

$A_s = \frac{2\ 747\ 00}{16\ 911.56} = 16.30$ cms.^{2}.

o sean varillas de 7/8" colocadas a 23 cms. c. a c.

Estribos de la losa techo.- Los estribos que se necesitan en la losa techo están calculados por medio de la gráfica del esfuerzo cortante figura No. 11.

El cálculo del esfuerzo rozante está dado por la fórmula:

$v = \frac{V}{bjd}$ Siendo b = 1.00 metros ancho de la viga; j = = 0.859 valor obtenido de las tablas; d = 17.5 peralte efectivo de la viga.

Para el primer apoyo donde el esfuerzo cortante es máximo para ese tramo se tiene como valor:

$V = 0.395\ W\ l = 0.395 \times 580 \times 6.5 = 1\ 490$ kgs.

$v = \frac{1\ 490}{100 \times 0.859 \times 17.5} = 0.99$ kgs/cms.^{2}.

Cuando este valor es menor que el 2 % del último esfuer

zo a la compresión del concreto, no es necesario el refuerzo metálico puesto que el concreto puede por sí solo resistir a dicha intensidad de esfuerzos; y cuando el esfuerzo razante es mayor que el 2 % y menor que el 6 % del último esfuerzo, hay necesidad de poner refuerzos a la tensión diagonal, tomando en consideración la parte que toma el concreto y finalmente, el esfuerzo razante unitario no debe ser mayor del 6 % del último esfuerzo y en caso de que así suceda es necesario cambiar las dimensiones de la viga.

El esfuerzo razante unitario del concreto es de 2.75 kgs/cms^2 para el concreto de 55 kgs/cms^2 de 1: 2: 4 el cual es el que se está usando.

Por lo anterior se demuestra que en primer apoyo no hay necesidad de poner estribos en la viga.

Las mismas condiciones suceden para el apoyo octavo.

2o.- Apoyo del primer tramo.

$V = 0.605 \; W \; l = 0.605 \times 580 \times 6.5 = 2\,280$ kgs.

$$v = \frac{2\,280}{100 \times 0.859 \times 17.5} = 1.52 \text{ kgs/cms}^2.$$

Como el esfuerzo unitario del concreto es de 2.75 kg/cm^2 no se necesita tampoco refuerzo de estribos para este apoyo en lo que le corresponde al primer tramo.

2o.- Apoyo en el segundo tramo:

$V = 0.526 \; W \; l = 0.526 \times 580 \times 8 = 2\,440$ kgs.

$$v = \frac{2\,440}{100 \times 0.859 \times 17.5} = 1.63 \text{ kgs/cms}^2.$$

Por ser menor que el esfuerzo unitario del concreto no necesita estribos.

Los puntos considerados anteriormente son los que están más fatigados por lo que en toda la losa del techo no deberá --

llevar estribos sino únicamente el refuerzo en donde se producen los momentos máximos tanto en la parte positiva como en la negativa estando indicados en la figura No. 10. en donde están indicadas planta y la colocación del hierro según sea necesario para cada lugar.

El esquema de la losa está indicado en la figura No.10 y sus detalles dentro del mismo plano.

PORTICOS.

Pórtico CC'.- Cálculo del primer pórtico CC' en la parte superior o sean los cabezales superiores.

En esta parte la armadura de concreto trabajará como una viga contínua como lo indica la figura No. 11. en la distribución de cargas en los pórticos en los cuales estarán --- siempre en las mismas condiciones.

Las cargas que obran sobre el cabezal superior del pórtico CC' son el peso del techo, más el peso propio, más el peso de la citarilla, pues sobre este cabezal no obra ninguna fuerza viva.

La superficie del techo es de:

$(43.4 + 43.3)\ \frac{6.5}{2} = 281.38$ mts.^{2}.

Superficie de la esquina:

$(1.50 \times 1.50)\ \frac{1}{2} = 1.13$

La superficie del techo C-C', D-D' es de:

$281.88 - 1.13 = 280.75$ mts.^{2}.

El volúmen del techo con un espesor de 20 cms. es:

$280.75 \times 0.20 = 56.15$ mts.^{3}

Peso del techo considerando de 2 400 kgs./mts.3, el peso volumétrico será de :

56.15 x 2 400 = 134 760 kgs.

La carga que soporta el pórtico C-C' es la mitad, por lo que la carga viva uniformemente repartida para el pórtico C-C'- por el peso del techo es de:

$$\frac{134\ 760}{2 \times 43.4} = 1\ 553 \text{ kgs./mts.}$$

A este valor hay que agregarle el peso de la citarilla:-

1 553 + (0.20 x 0.60) 2 400 = 1 841 kgs./ mts.

En el pórtico C-C' la separación entre columna y columna es de 8.68 mts., claro, constante para todos los tramos como lo indica la ficuga No. 1.

En la figura No. 11, que muestra la distribución de cargas en los pórticos se vé que el momento máximo flexionante -- que debe resistir la viga se produce en el primero y último tramo y tiene un valor de:

$$M = 0.078\ W\ l^2$$

Considerando una viga rectangular que tenga un peralte - de 63 cms. y un ancho de 40 cms. con resistencia del concreto - de 55 kgs./cms.^{2} y del hierro de 1 125 kgs./cms.^{2}

La carga uniformemente repartida de la viga es del peso- de la carga antes considerada más el peso propio.

1 841 + 0.63 x 0.40 x 2 400 = 2 445.8 kgs./mts.

El momento máximo flexionante vale:

$Mf = 0.078 \times 2\ 445.8 \times 8.68^2 = 14\ 373.79$ kgs. mts.

El momento resistente de la viga de concreto vale:

$$Mr = \frac{b\ d^2}{C^2} = \frac{40 \times 60^2}{0.315^2} = 1\ 454\ 545.45 \text{ kgs. cms.}$$

Por lo anterior se deduce que la sección en la viga o cabezal superior del pórtico C-C' es de 63 x 40 cms. en toda su - longitud y lo único que cambia es la cantidad de hierro para ca

da tramo del cabezal y en los apoyos para contrarestar los momentos negativos.

Primer tramo.- La cantidad de hierro necesario para el primer tramo es:

$$A_s = \frac{Mf}{f_s\ j\ d} = \frac{14\ 372\ 79}{1\ 125 \times 0{,}859 \times 60{,}5} = 24{,}58 \text{ cms.}^2$$

Que usándose varillas de 7/8" de diámetro que tienen un área neta de 3,87 cms.^{2} se necesitan 7 varillas espaciadas a - 10.5 cms. en dos hileras una de 4, la inferior, y la superior de 3 varillas.

Segundo tramo.- La cantidad de hierro para el segundo - tramo siendo el momento flexionante de:

$Mf = 0{,}033\ W\ l^2 = 0{,}033 \times 2\ 445{,}8\ (8{,}68)^2 = 608\ 079{,}69$- kgs. mts.

$$A_s = \frac{608\ 079\ 69}{1\ 125 \times 0{,}859 \times 60{,}5} = 10{,}40 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro que tienen un área- de 3,87 cms^2 . se necesitan 3 varillas.

2o.- Apoyo.- Cantidad de hierro en el segundo apoyo para contrarestar el momento negativo siendo este momento de:

$Mf = 0{,}105\ W\ l^2 = 0{,}105 \times 2\ 445{,}8\ (8{,}68)^2 = 19\ 347{,}99$- kgs. mts.

$$A_s = \frac{19\ 347\ 99}{1\ 125 \times 0{,}859 \times 60{,}5} = 53{,}09 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 9 varillas.

Esfuerzo Cortante en los Apoyos.(Estribos)

1/er. Apoyo.- Para el primer apoyo el esfuerzo cortante es de:

$V_1 = 0{,}395\ W\ 1 = 0{,}395 \times 2\ 445{,}8 \times 8{,}68 = 8\ 385{,}67$ kgs.

El esfuerzo razante unitario vale para el primer apoyo:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{8\ 385.67}{40 \times 0.859 \times 60.5} = 4.03 \text{ kgs./ cms.}^2$$

El esfuerzo cortante unitario admisible para el concreto 1: 2: 4 de 55 kgs./cms.^{2} para la compresión es de:

$v_c = 2.75$ kgs./cms.^{2}, $v_s = 8.25$ kgs./cms.^{2}

Estos valores fueron tomados de la tabla de coeficientes de trabajo para las vigas de concreto armado según las especificaciones de Joint Committes.

Como se vé, se necesita reforzar la viga a la tensión diagonal siendo para el primer apoyo.

La longitud de la viga que necesita ser reforzada está dada por la fórmula:

$$x = (v - v_c)\frac{L}{2v} = (4.03 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 4.03} = 1.38 \text{ mts.}$$

Usando estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas que tienen un área neta de 3.87 cms.^{2}, cada estribo resistirá:

$A_s \times f_s = 2 \times 3.87 \times 1\ 125 = 8\ 700$ kgs.

El número de estribos está dado por la fórmula:

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{1.28 \times 40 \times 1.38}{8\ 700} = 0.81 \text{ estribo.}$$

Por lo que se vé es suficiente con una varilla de 7/8" de diámetro; pero en este caso es preferible doblar uno de los hierros que contrarestan el momento positivo a una distancia de 20 cms. y colocarlo en donde se produce el esfuerzo negativo.

Para el 2o.- apoyo el esfuerzo razante vale:

$V_2 = 0.605 \times 2\ 445.8 \times 8.68 = 12\ 843.87$ kgs.

En el segundo apoyo es en donde se produce el mayor esfuerzo razante de toda la viga en el cabezal superior.

El esfuerzo razante unitario para el segundo apoyo es:

$$v_2 = \frac{V_2}{b\ j\ d} = \frac{12\ 843.87}{40 \times 0.859 \times 60.5} = 6.179.$$

$$x = (v - v_c)\frac{1}{2v} = (6.179 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 6.179} = 2.41 \text{ mts.}$$

$$v_s = v - v_c = 6.179 - 2.75 = 3.429 \text{ kgs./cms}^2.$$

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{3.43 \times 40 \times 2.41}{8\ 700} = 9.14 = 10 \text{ estribos.}$$

La forma de donde se ván doblando así como la coloca--- ción de los 10 estribos están representados en la figura No.29 y figura No. 30.

En la figura No.12 muestra las partes que hay que refor zar de la viga contínua por el esfuerzo cortante por medio de- estribos en el cabezal superior del pórtico CC'. Lo marcado - con anchura doble no necesita refuerzo de estribos lo resiste- el concreto con una resistencia de 2.75 kgs./cms.^{2} como es--- fuerzo razante unitario para el concreto 1: 2: 4.

El esfuerzo cortante en el 2o. apoyo en la parte positi va vale:

$$V = 0.526\ W\ 1 = 0.526 \times 2\ 445.8 \times 8.68 = 11\ 166.74 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{11\ 166.74}{b\ j\ d} = \frac{11\ 166.74}{40 \times 0.859 \times 60.5} = 5.37 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - v_c)\frac{1}{2v} = (5.37 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 5.37} = 2.12.$$

$$v_s = v - v_c = 5.37 - 2.75 = 2.62 \text{ kgs./cms.}^2$$

El número de estribos necesarios es:

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{2.62 \times 40 \times 2.12}{8\ 700} = 2.56 = 3 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 3 estribos dobles de 7/8" de diámetro repar tidos a una distancia de 2.12 mts.

Esfuerzo cortante en el tercero y cuarto apoyo vale por- la parte negativa:

$$V = 0.474\ W\ 1 = 0.474 \times 2\ 445.8 \times 8.68 = 10\ 062.80 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{10\,062.80}{b\ j\ d} = \frac{10\,062.30}{40 \times 0.859 \times 60.5} = 4.84.$$

$$x = (v - v_c)\frac{1}{2\ v} = (4.84 - 2.75)\ \frac{8.68}{2 \times 4.84} = 1.88 \text{ mts.}$$

$$v_s = v - v_c = 4.84 - 2.75 = 2.09 \text{ kgs./cms}^2.$$

El número de estribos que se necesitan usando varillas - de 7/8" de diámetro son:

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{2.09 \times 40 \times 1.88}{2 \times 3.87 \times 1\,125} = 1.82 \text{ estribos.}$$

Doblando una de las varillas para contrarestar el momento positivo y colocando en la zona negativa se necesitan para re-- forzar el esfuerzo cortante 2 varillas de 7/8" de diámetro colo cadas entre una distancia de 1.88 metros del apoyo.

El esfuerzo cortante positivo en el tercer apoyo vale:

$$V = 0.500\ W\ 1 = 0.5 \times 2\,445.8 \times 8.68 = 10\,614.77 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo cortante unitario para este apoyo:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{10\,614\ 77}{40 \times 0.859 \times 60.5} = 5.10$$

La longitud en que deben estar colocados los estribos:--

$$x = (v - v_c)\frac{1}{2\ v} = (5.10 - 2.75)\ \frac{8.68}{2 \times 5.1} = 2.00 \text{ mts.}$$

$$v_s = v - v_c = 5.10 - 2.75 = 2.35 \text{ kgs./cms}^2.$$

El número de estribos que se necesitan usando varillas- de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{2.35 \times 40 \times 2.00}{2 \times 3.87 \times 1125} = 2.34 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 3 estribos de 7/8" de diámetro espaciados- en 2.00 mts.

Cantidad de hierro necesario para contrarestar el es--- fuerzo del momento negativo en el tercer apoyo.

$$M_f = 0.074\ W\ l^2 = 0.074 \times 2\,445.8 \times 8.68^2 = 13\,650 \text{ kg.mt}$$

La cantidad de hierro es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{13\ 650\ 00}{1\ 125 \times 0.859 \times 60.5} = 23.4 \text{ cms.}^2$$

Usando varilla de 7/8" de diámetro se necesitan 6 varillas.

El cuarto apoyo.- Tanto el esfuerzo cortante como el momento negativo es igual en valor absoluto al del tercer apoyo- en el esfuerzo cortante cambia de signo, en el momento flexionante tiene el mismo valor, por lo consiguiente la cantidad de hierro que necesita resulta ser la misma para los dos apoyos.

Por ser el pórtico simétrico los valores del esfuerzo - resultan ser igual que para sus posiciones simétricas.

Cantidad de hierro necesario para el tramo intermedio:

El momento flexionante vale:

$Mf = 0.046\ W\ l^2 = 0.046 \times 2\ 445.8 \times 8.68^2 = 8\ 476.53$ -- kgs. mts.

La cantidad de hierro es de:

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{8\ 476\ 53}{1\ 125 \times 0.859 \times 60.5} = 14.33 \text{ cms.}^2$$

Usando varilla de 7/8" de diámetro que tienen un área - neta de 3.87 cms.^{2} se necesitan cuatro varillas de 7/8".

Cantidad de hierro necesario en el 5o.- tramo.

El momento flexionante vale:

$Mf = 0.078\ W\ l^2 = 0.078 \times 2\ 445.8 \times (8.68 - 1.50)^2 =$

$= 9\ 834.32$ kgs. mts.

Cantidad de hierro:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{9\ 834\ 32}{1\ 125 \times 0.859 \times 60.5} = 16.62.$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 5 varillas espaciadas en una sola hilera dentro de los 40 cms. que -

tiene de ancho la viga.

Esquina del pórtico C-C'.

El momento flexionante vale:

$Mf = 0.078\ W\ l^2 = 0.078 \times 2\ 445.8\ (1.5^2 + 1.5^2) = 858.48$ kgs.mts.

Cantidad de hierro necesario en la esquina.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{858\ 48}{1\ 125 \times 0.859 \times 60.5} = 1.45 \text{ cms.}^2$$

Para esta cantidad es suficiente con una varilla de 7/8" de diámetro.

REACCIONES

1/er. Apoyo.- 0.395 W1 = 0.395 x 21 229.54 = 8 385.67. kgs.

2/do. Apoyo.- 1.131 W1 = 1.131 x 21 229.54 = 24 010.61. kgs.

3/er. Apoyo.- 0.934 W1 = 0.934 x 21 229.54 = 20 677.57. kgs.

4/to. Apoyo.- 0.934 W1 = 0.934 x 21 229.54 = 20 677.57. kgs.

5/to. Apoyo.- 1.131 W1 = 1.131 x 21 229.54 = 24 010.61. kgs.

6/to. Apoyo.- 0.1975 W1= 0.1975x 21 229.54 = 4 192.83. kgs.

7/to. Apoyo.- 0.1975 W1= 0.1975x 21 229.54 = 4 192.83. kgs.

COLUMNAS.

Primera Columna.- Peso que debe soportar 8 385.67 kgs.

La altura de la columna es de 3.50 mts. comprendida del-primer piso a la azotea.

Considerando que no tiene peso para determinar una sección menor pero aproximada a la realidad.

La fórmula P = Afc (1 + (n - 1) p) en donde P es el peso que debe soportar fc la resistencia del concreto que para este caso es de columnas y debe tomarse de 32.5 %del límite de ruptura.

fc = 0.325 x 137.5 = 44.69 fc = 45 kgs./cms.^{2}

P es el por ciento de hierro que se toma para este caso es de 2 % dependiendo de la cantidad de pisos para un, ------ solo piso debe ser de 2 % y 3 % para dos pisos de 2 % existiendo tabulados estos valores en función de los pisos de un edificio como de la orden de los pisos siendo más alto el porciento al piso más alto y menor el porciento al piso más bajo.

n igual a 15 relación entre el módulo de elasticidad del hierro al módulo de elasticidad del concreto.

De donde para la primera columna:

$$A = \frac{P}{fc(1 + (n - 1)\ p)} = \frac{8\ 385\ 67}{45\ (1 + (15 - 1)0.02)} = \frac{8\ 385.67}{57.60}$$

$$= 145.68.$$

Siendo la columna de sección cuadrada se tiene:

$$d = \sqrt{145.68} = 12.06 \text{ cms.}$$

La esbeltez de esta columna es:

$$r = \frac{l}{d} = \frac{350}{12.06} = 29.02.$$

Esta columna debe considerarse como columna de tipo semi-corta debido a que la relación de su altura a su lado de su sección está comprendida entre 15 a 30 veces.

El coeficiente de seguridad para las columnas semi-cortas está dado por la fórmula:

$$r = 1.6 - \frac{1}{25}\left(\frac{1}{d}\right)$$

$P' = r\ P = P\ (1.6 - \frac{1}{25\ d})$ siendo P' la carga que soportan en las columnas y P, es la carga que soportarían si trabajaran como columnas cortas, es decir, si la relación de la altura a la sección es menor de 15 veces para ésto ya que la altura es de 3.50 mts. la sección de la columna para que sea columna corta es mayor de:

$\frac{3.50}{15} = 23.4$ cms.

d = 20 cms. para la primera columna.

P = 8 385.67 + 0.20 x 0.20 x 2 400 x 3.50 = 8 721.67

$P' = 8\ 721.67\ (1.6 - \frac{3.5}{25 \times .20}) = 7\ 850$ kgs.

$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n - 1)\ p)} = \frac{7\ 850}{45(1 + 14 \times 0.02)} = 136.5\ cms^2.$

Siendo sección cuadrada el lado no debe ser menor de 20 cms. por lo que en este caso se debe tomar una columna de sección cuadrada de 20 x 20 cms. y reforzar la columna con 2 % de hierro pero del area que debería tener.

Cantidad de hierro necesaria en la primera columna:

$A_s = 136.5 \times 0.02 = 2.73\ cms.^2$

Que usando varillas de 1/2" que tiene un área neta de - 1.22 cms., se necesitan 3 varillas.

Además se reforzará con cinchos o riostras de alambre - de 1/4" separados a 30 cms. c. a c.

Segunda columna.- La reacción de esta columna vale:

R = 1.131 W 1 = 24 010.61.

P = 24 010.61 + 0.20 x 0.20 x 3.5 x 2 400 = 24 346.61 kg.

$P' = P\ (1.6 - \frac{1}{25\ d}) = 24\ 346.61\ (1.6 - \frac{3.5}{25 \times 0.20}) =$

= 21 950.

La sección de la columna es:

$A = \frac{P'}{fc(1 + (n-1)\ p)} = \frac{21\ 950}{45(1+14 \times 0.02)} = 381\ cms.^2$

Siendo de sección cuadrada, el lado vale:

$L = \sqrt{381} = 19.5$ cms.

La columna será de sección cuadrada de 20 x 20 cms. pero tendrá de refuerzo:

$A_s = 381 \times 0.02 = 7.62\ cms.^2$

$\frac{3.50}{15} = 23.4$ cms.

d = 20 cms. para la primera columna.

P = 8 385.67 + 0.20 x 0.20 x 2 400 x 3.50 = 8 721.67

$P' = 8\ 721.67\ (1.6 - \frac{3.5}{25 \times .20} = 7\ 850$ kgs.

$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n - 1)\ p)} = \frac{7\ 850}{45(1 + 14 \times 0.02)} = 136.5\ cms^2.$

Siendo sección cuadrada el lado no debe ser menor de 20 cms. por lo que en este caso se debe tomar una columna de sección cuadrada de 20 x 20 cms. y reforzar la columna con 2 % de hierro pero del area que debería tener.

Cantidad de hierro necesaria en la primera columna:

$A_s = 136.5 \times 0.02 = 2.73\ cms.^2$

Que usando varillas de 1/2" que tiene un área neta de - 1.22 cms., se necesitan 3 varillas.

Además se reforzará con cinchos o riostras de alambre - de 1/4" separados a 30 cms. c. a c.

Segunda columna.- La reacción de esta columna vale:

R = 1.131 W 1 = 24 010.61.

P = 24 010.61 + 0.20 x 0.20 x 3.5 x 2 400 = 24 346.61 kg.

$P' = P\ (1.6 - \frac{1}{25\ d}) = 24\ 346.61\ (1.6 - \frac{3.5}{25 \times 0.20}) =$

= 21 950.

La sección de la columna es:

$A = \frac{P'}{fc(1 + (n-1)\ p)} = \frac{21\ 950}{45(1+14 \times 0.02)} = 381\ cms.^2$

Siendo de sección cuadrada, el lado vale:

$L = \sqrt{381} = 19.5$ cms.

La columna será de sección cuadrada de 20 x 20 cms. pero tendrá de refuerzo:

$A_s = 381 \times 0.02 = 7.62\ cms.^2$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan:

$M = \frac{7.62}{3.67} = 1.97$ 2 v. de 7/3" de diámetro.

Deben contener una armadura principal constituída por hierros dispuestos paralelamente al eje de la pieza, para resistir la compresión y una armadura secundaria (riostras equidistantes) contra el pandeo o flexión lateral.

Por lo común en este caso se consideran columnas de sección de forma rectangular o cuadrada, porque el molde resulta más sencillo que con la forma circular.

Para las columnas situadas en la hilera externa (si no se calculan los esfuerzos del pórtico que forma con la viga), convendrá tener en cuenta los momentos de la flexión Mi, en la cabeza de la columna inferior y Ms, en el pié de la columna superior, aplicando las ecuaciones:

$$Mi = \mp \frac{P\,l}{12} \cdot \frac{Ci}{1 + Ci + Cs}, \qquad Ms = \pm \frac{P\,l}{12} \cdot \frac{Cs}{1 + Ci + Cs}$$

Siendo $Ci = \frac{1}{H\,i} \cdot \frac{I_i}{I}$

$$Cs = \frac{1}{H\,s} \cdot \frac{I_s}{I}$$

Haciendo $P = p\,l$ y representando a I el momento de inercia de la viga de ancho b.

No obstante, cuando se calculan dichos momentos de las columnas extremas, los momentos positivos del primer tramo de la viga (calculada como viga contínua) podían disminuirse en la cantidad de: 1/2 (Ms - Mi).

Aunque se aconseja (según el Reglamento Alemán) de que en los edificios, las reacciones de las columnas (para calcular la sección de las mismas) se determinarán como si las vigas es-

tuviesen simplemente apoyadas, despreciando la continuidad y alternancia de tramos cargados y descargados.

La carga de seguridad de las columnas zunchadas (compresión axial) se calculan por la fórmula:

$$P = (A_c + 15\ A_s)\ fs = fs\ A.$$

Cuando la altura no exceda de 15 veces y no está zunchada se calcula por la fórmula:

$$P = W\ fs\ A$$

Siendo W un coeficiente de pandeo que más adelante se indicarán sus valores.

Las columnas con armadura simple axial tienen un valor de:

$$fs = n\ fc.$$

Las normas alemanas prescriben que para las columnas:

$$A \cdot 3\% > A_s > 0.8\%\ A.$$

Que la cantidad de hierro en las columnas debe ser menor que el 3 % pero mayor que 0.8 % de la cantidad de concreto.

Las especificaciones americanas Joint Committes consideran el 2 % de la sección del hierro de la sección total de la columna.

La fórmula americana para determinar la sección de la columna es:

$$A = \frac{P}{fc\ (1+(n-1)\ p)}$$

La fórmula alemana para determinar la fatiga a que está expuesta la columna tiene la siguiente expresión:

$$fc = \frac{P}{Ac + n\ As}$$

Esta fórmula tranformada en la misma expresión que la americana queda en forma idéntica, por lo que consideramos para

el cálculo de columnas cuando éstas estén comprendidas entre 15 a 30 veces la sección a la altura.

Las fórmulas alemanas recomiendan que cuando la altura de la columna (l) pase de 15 veces, la menor dimensión transversal de la columna se compruebe por medio de la fórmula para columnas expuestas al pandeo en donde:

$I = 70\ P\ l^2$

Esta fórmula dá el momento de inercia mínimo de la sección transversal (en cms.4) incluyendo hierros, si la carga P se expresa en toneladas y l en metros.

El reglamento alemán introduce un coeficiente de pandeo (W) que tiene los siguientes valores:

	l/l = 13	15	20	25
Sección cuadrada o rectangular con riostras.	W =	.	1.00	1.25-1.75
Sección circular zunchada.	W =	1.00	.	1.70-2.70

Comprobación de las dos columnas antes calculadas por medio del momento de inercia.

$I = 70\ P\ l^2$

Para la primera columna.

$I = 70\ P\ 12 = 70 \times 12.210\ 34 \times 3.5^2 = 10\ 470.36655\ cm.^4$

L = 10.12 cms.

Para este caso se obtuvo con la fórmula americana de --- 12.06 cms. por lo que debe tomarse ésta última ya que por el momento de inercia dá el límite mínimo de la sección de la columna y además que le faltó multiplicarse por el coeficiente de pandeo que le corresponde en este caso.

Para la segunda columna:

El momento de inercia vale:

$I = 70\ P\ l^2 = 70 \times 35.247\ 51 \times 3.5^2 = 30\ 224.74$ cms.^{4}

El lado de la columna vale:

$L = 13.18$ cms.

El valor obtenido para el lado de la columna en esta -- parte fué de 19.5 cms. a esta columna hay que hacer las mismas indicaciones que lo que se dijo para la primera.

3/er. apoyo superior. Pórtico C.C'.

La reacción en la columna vale:

$R = 0.074\ W\ l = R_3 = 20\ 677.57$.

El peso que soporta la columna más su peso propio:

$P = 20\ 677.57 + 0.25 \times 0.25 \times 3.5 \times 2\ 400 = 21\ 202.57$.

La relación de esbeltez es:

$r = \frac{3.5}{.25} = 14$.

Por lo que no debe multiplicarse por el factor de seguridad ni el coeficiente de pandeo ya que éste vale 1.00.

$$A = \frac{P}{fc(1+(n-1)\ p)} = \frac{21\ 202.57}{45(1+14 \times 0.02)} = 370 \text{ cms.}^2$$

$$P' = P(1.6 - \frac{1}{25\ d}) = 30\ 531.70 \text{ kgs.}$$

$$A = \frac{P'}{fc(1+(n-1)\ p)} = \frac{30\ 531.70}{A\ 5(1+14 \times 0.02)} = 530.06 \text{ cms.}^2$$

El lado de la sección vale:

$L = \frac{530.06}{25} = 21.20$ cms.

Tomando sección cuadrada de 25 x 25 cms. y tomando para la cantidad de hierro el área que debería tener:

$A_s = 530.06 \times 0.02 = 10.60$. cms.^{2}

Usando varillas de 3/4" de diámetro que tienen un área- de 2.84 cms.^{2} dán un área de 11.36 cms.^{2} mayor que la cantidad necesaria para 4 varillas.

El porciento de hierro para esta columna es:

$$p = \frac{11.36}{35 \times 25} = 0.0182.$$

El hierro colocado en esta columna es de 1.8% y está -- dentro de las especificaciones; por lo que esta columna queda- con sección cuadrada de 25 x 25 cms. y 4 varillas de 3/4" de - diámetro o sea 1.8%.

Cuarto apoyo superior. Pórtico C-C'.

El cuarto apoyo superior del pórtico CC' trabaja en las mismas condiciones que el tercer apoyo superior del mismo pórtico por lo que deberá tener las mismas dimensiones que el tercer apoyo.

Quinto apoyo superior. Pórtico CC'.

El quinto apoyo superior del pórtico CC' trabaja en --- idénticas condiciones que el segundo apoyo superior del mismo- pórtico por lo que deberá tener las mismas condiciones.

Sexto y Séptimo apoyos superiores. Pórtico CC'.

La carga que obra sobre este poyo es:

$$P = 1/2(0.395 \text{ V } 1) = 4\ 192.83.$$

Peso total que soporta la columna de este apoyo:

$$P = 4\ 192.83 + 0.15 \times 0.15 \times 3.5 \times 2\ 400 = 4\ 381.83 \text{ kgs.}$$

Carga de la columna:

$$P' = P(1.6 - \frac{1}{25\ d}) = 4\ 381.83\ (1.6 - \frac{1}{25\ d}) = 5\ 842.29$$

La sección de la columna vale:

$$A = \frac{P'}{fc\ (1+(n-1)\ p)} = \frac{5\ 842.29}{45(1+14 \times 0.02)} = 101.43.$$

$$L = 10.07 \text{ cms.}$$

Tomando como sección de 15 x 15 cms. y para la cantidad- de hierro el área obtenida mínima para soportar la carga de ---

4 381.83 kgs. que fé de 101.43 cms.^{2} la cantidad de hierro para cada una de las columnas o apoyos es de:

$A_s = 101.43 \times 0.02 = 2.03$ cms.^{2}

Pudiéndose colocar dos varillas de 1/2" que tienen un área neta de 1.22 cms.^{2} quedando por lo tanto la cantidad de hierro de 2.44 cms.^{2} o sea 0.92% de la sección de la columna.

Acartelamiento en los cabezales superiores.

En la figura No. 14 muestra un esquema de la teoría del acartelamiento en donde marca las dimensiones que entrarían en el cálculo para determinar sus factores para cada caso.

Pudiéndose tomar como dato práctico que aconsejan los manuales que la inclinación de los acartelamientos debe ser mayor de 1: 3, este valor no influye mucho en el cálculo, puesto que los empotramientos perfectos están calculados por medio del método de Cross tal y como lo indica la figura No. 4. Haciendo únicamente cambiar la cantidad de hierro necesario para cada parte de la estructura y aún en las mismas columnas donde están colocadas para los efectos del pandeo y únicamente el hierro será lo que hará cambiar las partes que sean afectadas siempre y que la resistencia sea menor que el efecto flexionante que se produce.

TECHO PRIMER PISO.

Cálculo de la losa.- Se trata de una losa apoyada en 8 columnas con empotramiento lo más perfecto posible, por lo que el techo debe calcularse como una viga contínua con siete claros como se indicó al hablarse de la azotea, pero con los factores de los momentos flexionantes bastante cambiados como lo muestra la figura No. 17 así como la carga que vá a soportar -

que es superior a la considerada en la azotea.

Esta viga soporta una carga viva compuesta de una carga uniformemente repartida de 150 kgs./mts.^{2} por carga accidental siendo esta carga la que se considera para las casas habitación por personas y mobiliario, además de esta carga hay que considerar la producida por los vehículos o sea como se habló anteriormente de 1 300 kgs. por tren, carga dinámica separada a 1.60 mts. de llanta a llanta por lo que cada llanta dá una carga de 650 kgs.

Para la viga contínua que se vá a calcular el caso más desfavorable es cuando entre columna y columna estén colocados el mayor número de vehículos posible, siendo su separación por vehículo de 2.00 mts. de ancho y 6.00 mts. de largo para que puedan salir en el momento que quieran .

El momento flexionante en la viga en cualquier punto está indicado en la figura No. 17 considerando únicamente el momento flexionante por las cargas debidas a los vehículos sin considerar ni la carga uniformemente repartida ni la carga debida al peso propio.

El momento flexionante en cualquier punto es:

$$M_{x\,i} = \sum_{y}^{x} \frac{P a b^2}{L^2} \qquad Md = \sum_{x}^{y} \frac{P a^2 b}{L^2}$$

$$Mo = \sum_{6.5}^{o} \frac{P a b^2}{L^2} = \frac{P}{L^2} \sum_{6.5}^{o} a b^2$$

Las cargas a partir del punto de la izquierda en el primer tramo están en el siguiente orden correspondiéndole al punto (a) en:

0.70 - 2.3 - 2.7 - 4.3 - 4.7 - 6.3

De la derecha para la izquierda en el primer tramo en -

en la forma siguiente correspondiendo a los puntos (b) en:

0.2 - 1.8 - 2.2 - 3.8 - 4.2 - 5.8

Colocando una numeración que corresponda a un metro de - la izquierda para la derecha para designar los momentos flexionantes que se producen en cada punto.

El momento flexionante en el extremo de la izquierda del primer tramo o sea en el punto O, es de:

$$Mo = \frac{650}{6.5^2}(0.70 \times 5.8^2 + 2.3 \times 4.2^2 + 2.7 \times 3.8^2 + 3.8^2 + 4.3 \times 2.2^2 + 4.7 \times 1.8^2 + 6.3 \times 0.2^2 = - 2\,144.62$$

kgs. mts.

El momento flexionante que se produce en el extremo derecho del primer tramo vale:

$$M_{6.5} = \frac{P}{L^2}\sum_{o}^{6.5} a^2 b = - \frac{650}{6.5^2}(5.8 \times 0.7^2 + 4.2 \times 2.3^2 + 3.8 \times 2.7^2 + 2.2 \times 4.3^2 + 1.8 \times 4.7^2 + 0.2 \times 6.3^2)$$

$$= - 2\,171.38 \text{ kgs. mts.}$$

Las reacciones en los puntos extremos valen:

$$Rx = \sum_{y}^{x} \frac{P\,b^2(3a + 6)}{l^3} = \frac{P}{L^3}\sum_{y}^{x}(b^3 + 3a\,b^2)$$

Para el extremo de la izquierda del primer tramo en donde x = 0 la reacción en ese punto vale:

$$Ro = \frac{650}{274.63}\sum \Big[3(0.7 \times 5.8^2 + 2.3 \times 4.2^2 + 2.7 \times 3.8^2 + 4.3 \times 2.2^2 + 4.7 \times 1.8^2 + 6.3 \times 0.2^2) + 5.8^3 + 4.2^3 + 3.8^3 + 2.2^3 + 1.8^3 + 0.2^3\Big] = 1\,795.80 \text{ kgs.}$$

La reacción en el extremo derecho del primer tramo es:

$$R_{6.5} = \frac{650}{274.63}\sum \Big[3(5.8 \times 0.7^2 + 4.2 \times 2.3^2 + 3.8 \times 2.7^2 + 2.2 \times 4.3^2 + 1.8 \times 4.7^2 + 0.2 \times 6.3^2) + 0.7^3 + 2.3^3 + 2.7^3 + 4.3^3 + 4.7^3 + 6.3^3)\Big] =$$

$$= 2\,104.20 \text{ kgs.}$$

Como comprobación las sumas de las reacciones tienen que

ser igual a la suma de las fuerzas que actúan sobre la viga.

$$Ro + R6.5 = \sum P = 1\ 795.80 + 2\ 104.20 = 6 \times 650 = 3\ 900 \text{ kgs.}$$

Teniendo calculados los momentos de flexión en los extremos y sus relaciones es fácil determinar el momento de flexión en cualquier punto por medio del teorema de los tres momentos.

El momento de flexión en cualquier momento es:

$$Mx = Ra \times X - Mb$$

Para el punto $x = o$

$$Mo = Mo = 2\ 171.38.$$

$$M_{0.7} = 1\ 795.8 \times 0.7 - 2\ 171.38 = -914.32 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{2.3} = 1\ 795.8 \times 2.3 - 2\ 171.38 = +1\ 958.96 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{2.7} = 1\ 795.8 \times 2.7 - 2\ 171.38 = +2\ 677.28 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{6.3} = 2\ 104.20 \times 0.2 - 2\ 144.62 = -1\ 723.78 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{4.7} = 2\ 104.2 \times 1.8 - 2\ 144.62 = +1\ 642.94 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{4.3} = 2\ 104.2 \times 2.2 - 2\ 144.62 = +2\ 484.62 \text{ kgs. mts.}$$

Momentos en los tramos intermedios:

El momento para el extremo izquierdo del segundo tramo, vale:

$$M_{6.5} = \frac{650}{82} \sum_{14.5}^{6.5} a\, b^2$$

$$M_{6.5} = \frac{650}{64} (0.2 \times 7.8^2 + 1.3 \times 6.2^2 + 2.2 \times 5.8^2 + 3.8 \times \times 4.2^2 + 4.2^2 \times 3.8^2 + 5.8 \times 2.2^2 + 6.2 \times 1.8^2 + 7.8 \times 0.2^2)$$

$$M_{6.5} = 3\ 367.00 \text{ kgs. mts.}$$

En este tramo los momentos flexionantes de los extremos valen la misma cantidad por ser simétricos.

$$M_{6.5} = 3\ 367.00 \text{ kgs. mts.} = M_{14.5}$$

Las relaciones en los apoyos tienen el valor de:

$$R_{6.5} = \frac{P}{L^3} \sum_{14.5}^{6.5} b^2(3a + b) = \frac{P}{L^3} \sum_{14.5}^{6.5} (3a\, b^2 + b^3)$$

$$R_{6.5} = \frac{6.50}{8^3}\Big(3(0.2 \times 7.8^2 + 1.8 \times 6.2^2 + 2.2 \times 5.8^2 + 3.8 \times 4.2^2 + 4.2 \times 3.8^2 + 5.3 \times 2.2^2 + 6.2 \times 1.8^2 + 7.8 \times 0.2^2 + 7.8^3 + 6.2^3 + 5.8^3 + 4.2^3 + 3.8^3 + 2.2^3 + 1.8^3 + 0.2^3)\Big) = 2\,600 \text{ kgs.}$$

Por ser simétricas las cargas, el valor de las reacciones es el mismo y debe ser igual a la mitad de la suma de las fuerzas que actúan sobre la viga.

$$R_{6.5} = \frac{\Sigma P}{2} = \frac{8 \times 6.50}{2} = 2\,600 = R_{14.5} = 2\,600 \text{ kgs.}$$

El momento flexionante en cualquier punto es igual a:

$M_x = Ra\ x - Mb$

Para donde están colocadas las cargas vale:

$M_{6.7} = 2\,600 \times 0.2 - 3\,367.00 = -2\,847.00$ kgs. mts.

$M_{8.3} = 2\,600 \times 1.8 - 3\,367.00 = +1\,313.00$ kgs. mts.

$M_{8.7} = 2\,600 \times 2.2 - 3\,367.00 = +2\,353.00$ kgs. mts.

$M_{10.3} = 2\,600 \times 3.8 - 3\,367.00 = +6\,513.00$ kgs. mts.

$M_{10.7} = 2\,600 \times 3.8 - 3\,367.00 = +6\,513.00$ kgs. mts.

$M_{12.3} = 2\,600 \times 2.2 - 3\,367.00 = +2\,353.00$ kgs. mts.

$M_{12.7} = 2\,600 \times 1.8 - 3\,367.00 = +1\,313.00$ kgs. mts.

$M_{14.3} = 2\,600 \times 0.2 - 3\,367.00 = -2\,847.00$ kgs. mts.

$M_{14.5} = -3\,367.00$ kgs. mts.

En la figura No. 17 está representada la gráfica de momentos debido a las cargas producidas por los vehículos; esta gráfica es simétrica.

El momento máximo flexionante se produce en la mitad de la viga en los tramos intermedios, este momento vale únicamente por la carga de los vehículos:

$M = 6\,513$ Kgs. mts.

El momento flexionante que se produce por la carga acci

dental uniformemente repartida considerándola de 150 kgs/mts.^{2} se tiene que el máximo es de:

$$M = \frac{W\,l^2}{16} = \frac{150 \times 8^2}{16} = 600 \text{ kgs. mts.}$$

El momento máximo flexionante por el que se deberá calcular la viga es de:

$$M = 6\,513 + 600 = 7\,113 \text{ kgs. mts.}$$

A este momento hay que agregarle el momento que produce por el peso propio y este valor es el que debe considerarse para calcular el espesor de la losa:

Considerando el peralte de la losa de 30 cms. su peso es de:

$$p = 0.30 \times 1.00 \times 2\,400 = 720 \text{ kgs./mts.}$$

$$M = \frac{W\,l^2}{16} = \frac{720 \times 8^2}{16} = 2\,880 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{max} = 7\,113 + 2\,880 = 9\,993 \text{ kgs. mts.}$$

El momento resistente de una viga con un peralte de 30 cms. y un ancho de 100 es de:

$$Mr = \frac{b\,d^2}{c2} = \frac{100 \times 30^2}{0.3152} = 9\,090\,90 \text{ kgs. cms.}$$

El espesor de la losa es de 30 cms. haciendo cambiar únicamente la cantidad de hierro dependiendo del lugar donde se encuentre.

Como la carga es simétrica las condiciones y la cantidad de hierro es simétrica para la losa no cambiando más que la parte que le corresponde:

Cantidad de hierro primer tramo.

La carga es de $150 + 0.30 \times 1.00 \times 2\,400 = 870$ kgs/mts.

El momento flexionante vale:

$$M = 2\,677.23 + \frac{870 \times 6.5^2}{12} = 5\,740.40 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro es:

$$A_s = \frac{5\ 740.40}{1\ 125 \times 0.859 \times 27.5} = 21.60 \text{ cms.}^2$$

Usando varilla de 7/8" de diámetro que tiene un área neta de 3.87 cms.^{2} se necesitan 6 varillas por metro, quedando espaciadas a 18 cms. de centro a centro.

$$n = \frac{21.60}{3.87} = 5.58.$$

$$e = \frac{100}{5.58} = 17.9 = 18 \text{ cms.}$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro c. a c.

Segundo apoyo.- Momento negativo en el tramo primero del segundo apoyo.

$$M = -\left(2\ 171.38 + \frac{870 \times 6.5^2}{12}\right) = 5\ 234.50 \text{ kgs. mts.}$$

Cantidad de hierro necesaria.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{5\ 234.50}{1\ 125 \times 0.859 \times 27.5} = 19.7 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro.

$$N = \frac{19.7}{3.87} = 5.09 \text{ v.}$$

Espaciamiento.

$$e = \frac{100}{5.09} = 19.6 \text{ cms.}$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro a 19.6 cms. c. a c.

Momento negativo en el tramo segundo del segundo apoyo.

$$M = 3\ 367 + \frac{870 \times 8^2}{16} = 6\ 847 \text{ kgs. mts.}$$

Cantidad de hierro necesaria:

$$A_s = \frac{6\ 847.00}{fs \times jd} = \frac{6\ 847.00}{1\ 125 \times 0.859 \times 27.5} = 25.8 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro.

$$N = \frac{25.8}{3.87} = \frac{A_s}{d} = 6.67 \text{ varillas.}$$

Espaciamiento de varillas.

$$e = \frac{100}{6.67} = 15 \text{ cms.}$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro a 15 cms. c. a c.

Estribos en el segundo apoyo.

Para el cálculo de los estribos así como para los cálculos subsecuentes en lugar de considerar las cargas que obran -- por los vehículos como cargas concentradas se tomará un valor - como carga uniformemente repartida que tiene el siguiente valor:

Para la carga concentrada..... 500 kgs./mts.^{2}

Para la carga accidental..... 150 kgs./mts.^{2}

Carga viva total considerada... 650 kgs./mts.^{2}

Con esta carga se pueden considerar los valores de las estructuras reticulares que pueden aplicarse los coeficientes de momentos para cada parte o tomar los valores de los empotramientos perfectos de la figura No. 4 considerando la rigidez para - cada caso.

Con los coeficientes de trabajo de los momentos, de los esfuerzos cortantes y de las reacciones se pueden tomar para -- calcular la cantidad de hierro que interviene en cada lugar ya que los factores principales se han determinado con las cargas concentradas.

Primer tramo.

Primer apoyo.

Esfuerzo cortante en el primer apoyo.

$V = 0.395\ V\ 1$

$V = 650 + 0.30 \times 1.00 \times 2.400 = 1\ 370$ kgs. mts.

$V = 0.395\ V\ 1 = 0.395 \times 1\ 370 \times 6.5 = 3\ 520$ Kgs.

El esfuerzo unitario es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{3\ 520}{100 \times 0.859 \times 27.5} = 1.40 \text{ kgs./cms.}^2$$

No hay necesidad de reforzar en este lugar con estribos debido a que el esfuerzo rasante unitario es de 1.49 kgs./cms.^{2} y el esfuerzo unitario que resiste el concreto es de 2.75 kgs/cms.^{2} para el concreto que se está usando.

La cantidad de hierro necesaria en el claro del primer-tramo ya se determinó anteriormente.

Segundo apoyo.- Estribos en el segundo apoyo en el es-- fuerzo rasante producido por el primer tramo.

$V = 0.605\ W\ l = 0.605 \times 1\ 370 \times 6.5 = 5\ 380$ kgs.

El esfuerzo rasante unitario es:

$$v = \frac{5\ 380}{b\ j\ d} = \frac{5\ 380}{100 \times 859 \times 27.5} = 2.28 \text{ kgs./cms}^2.$$

Como se vé el esfuerzo rasante unitario es menor que el esfuerzo unitario que resiste el concreto, por lo que no necesita estribos.

El esfuerzo cortante acabado de calcular es el mayor -- que se produce en la viga o losa del techo no necesitando es-- tribos por lo que la losa no necesita en ninguna parte estri-- bos sino únicamente refuerzo para contrarestar los momentos.

Segundo apoyo.- Momento negativo.

El momento negativo en el segundo apoyo vale:

$M = 0.105\ W\ l^2 = 0.105 \times 1\ 370 \times 7.25^2 = 7\ 540$ kgs. mts.

Cantidad de hierro necesaria.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{7\ 540\ 00}{1\ 125 \times 0.859 \times 27.5} = 28.4 \text{ cms}^2.$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesita espa--- ciarlas:

$$e = \frac{387}{28.4} = 13.6 \text{ cms.}$$

Se necesitan colocar varillas de 7/8" de diámetro a ---

13.6 cms. c. a c.

Segundo tramo.-

El momento en el segundo tramo vale:

M = 9 993 kgs. mts.

Cantidad de hierro.

$$A = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{9\ 993}{1\ 125 \times 0.859 \times 27.5} = 37.60 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" que tienen un área de 3.87 cms^2 se necesitan colocar a 10.3 cms. espaciadas de c, a c. de las varillas.

CABEZAL INFERIOR DEL PORTICO C-C'.

La figura No. 5 muestra los momentos flectores a que está sometida la viga del cabezal inferior de los pórticos, considerando que obran sobre él una carga uniformemente repartida como en el caso de que los vehiculos se van a tomar como carga uniformemente repartida aunque en este caso tratándose del cabezal inferior del pórtico CC' no obran las cargas debidas a los vehículos.

Los momentos máximos positivos que se producen en la viga están en los extremos y tienen un valor de:

$$M = \frac{W\ l^2}{12}$$

Siendo (l) el claro entre columna y columna que para este caso está representado en la figura No.1. y en la planta baja figura No.16. Teniendo un valor de 8.68 mts. para todos los tramos siendo (l) la longitud total de la viga y tiene un valor de:

L = 8.68 x 5 = 43.40 mts.

W es la carga uniformemente repartida y es igual a la reacción en el primer apoyo por las cargas debidas a los ----

vehículos que obran en el techo (R_o) más la carga accidental -- que es de 150 kgs./mts.^{2} más el peso del techo y más el peso -- del cabezal que está por calcularse.

$$W = R_o + 150 \times \frac{6.5}{2} + 0.30 \times \frac{6.5}{2} \times 2\,400 + p$$

R_o = 1 795.8 kgs. = 1 795.8 kgs./ mts.

W = 1795.8 + 488 + 2 340 = 4 623.8 kgs./mts.

El momento flexionante en los extremos vale:

$$Mf = \frac{W\,l^2}{12} = \frac{4\,623.8 \times 8.68^2}{12} = 29\,030 \text{ kgs. mts.}$$

Para sostener esta carga y poder contrarestar el momento flexionante que se produce, se puede usar una viga "L" con las siguientes dimensiones figura No. 18 muestra la nomenclatura de las vigas "T" y "L".

b = 1.20 mts.

t = 30 cms. altura techo.

h = 60 cms.

d = 57.5 cms.

b' = 40 cms.

Estas dimensiones están apoyadas en las siguientes especificaciones que recomiendan los manuales.

$b - b' < \frac{L}{12}$ $\qquad b < \frac{L}{4}$

$b - b' < 6\,t$

$b < 4\,d$

$b = 12\,t + b' + 2\,b'_2$

$t = \frac{c}{16} > 8$ cms.

$b/2 \leq 4\,b_1, 8\,t, 2\,d, c/2$

$h \geq \frac{1}{20}$

$b - b_1 < 16\,t$

El área de una viga "L" como la presente vale:

$A = bt + (h - t)\, b'$

$A = 1.00 \times 0.3 + (0.6 - 0.3)\, 0.4 = 0.42$ mts.^{2}

Peso de la viga "L" de concreto reforzada:

$p = 0.42 \times 2\,400 = 1\,008$ kgs./mts.

El momento flexionante debido a este peso vale:

$$M = \frac{1\,008 \times 8.62^2}{12} = 6\,328.56 \text{ kgs. mts.}$$

El momento flexionante total que se produce en los extremos de la viga contínua vale:

$Mf = 29\,030 + 6\,328.56 = 35\,358.56$ kgs. mts.

El momento resistente de la viga con las dimensiones antes dadas vale:

$$M_r = fc\,(1 - \frac{t}{2\,k\,d})\, b\, t\, j\, d\,.$$

El valor de k se encuentra en las tablas y vale 0.424.

El brazo de palanca j d vale:

$$jd = d - z = d - \frac{3\,k\,d - 2t}{2\,k\,d - t} \times \frac{t}{3}$$

Sustituyendo por su valores se tiene:

$$jd = 57.5 - \frac{3 \times 0.424 \times 57.5 - 2 \times 30}{2 \times 0.424 \times 57.5 - 30} \times \frac{30}{3} = 57.5 - 7.0 =$$

$= 50.5.$

$$M_r = 55(1 - \frac{30}{2 \times 0.424 \times 57.5})\, 120 \times 30 \times 50.5 = 35\,050.00$$

kgs. cms.

La cantidad de hierro necesaria es de:

$$A_s = \frac{Mf}{f_s\, jd} = \frac{35\,358.56}{1\,125 \times 50.5} = 62.2 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 1" de diámetro que tiene una área de 5.03 cms.^{2} se necesitan 13 varillas que se pueden colocar en dos hileras la inferior de 7 varillas y la superior de 6 varillas -- tal y como lo indica la figura No. 19 del corte 1 - 1'

Segundo tramo del pórtico C-C'.

El momento flexionante vale:

$$Mf = \frac{w\,l^2}{16} = \frac{5\,631.8 \times 8.68^2}{16} = 26\,500 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria vale:

$$A_s = \frac{Mf}{f_s\,jd} = \frac{26\,500\,00}{1\,125 \times 50.5} = 46.7 \text{ cms.}^2$$

Con varillas de 1" de diámetro se necesitan 10 varillas quedando colocadas en dos hileras la inferior de 7 varillas y la superior de 3 varillas como lo indica la figura No. 19 pero con la condición de que las varillas superiores sean en número de tres colocadas en una separación de 16 cms. de centro a centro.

El segundo, tercero y cuarto tramos el momento flexionante es el mismo por lo que la cantidad de hierro para estos tramos es igual en todos, es decir, de 10 varillas como se indicó en el párrafo anterior.

Quinto tramo.

El momento flexionante vale:

$$Mf = \frac{W\,l^2}{16} = \frac{5\,631.8 \times 7.18^2}{16} = 18\,200 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{fs\,jd} = \frac{18\,200\,00}{1\,125 \times 50.5} = 32 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan 7 varillas de 1" de diámetro colocadas en una sóla hilera como está indicado en la figura No. 19 pero sin la hilera superior de 6 varillas.

Sexto tramo.

$$Mf = \frac{W\,l^2}{12} = \frac{5\,631.8 \times 1.5^2}{12} = 1\,058 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria vale:

$$A_s = \frac{M}{fs\,jd} = \frac{1\,058\,00}{1\,125 \times 50.5} = 1.86.$$

Siendo suficiente una sóla varilla de 1" de diámetro.

MOMENTOS NEGATIVOS CABEZAL INFERIOR.

En el primero y último apoyo el momento flexionante negativo vale:

$$Mf = \frac{W\ l^2}{16}$$

valor idéntico al que tienen los momentos de los tramos intermedios en donde se necesitan 10 varillas de 1" por lo que en estos lugares se colocan también varillas de 1" de diámetro en cantidad de 10 varillas.

En los apoyos intermedios el momento flexionante vale:

$$M = -\frac{W\ l^2}{12}$$

Este momento es el mismo que el que se calculó para el primer tramo donde se necesitaron 13 varillas de 1" de diámetro por lo que en estos apoyos se deben colocar 13 varillas en la parte superior de 1" de diámetro para contrarestar el momento negativo que se produce:

ESTRIBOS.

Para los esfuerzos cortantes de esta viga, se puede tomar la gráfica de la figura No. 11, en donde:

Primer apoyo y sexto apoyo.

El esfuerzo cortante vale:

$$V = 0.395\ W\ l = 0.395 \times 5\ 631.8 \times 8.68 = 19\ 300 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario vale:

$$v = \frac{V}{v\ j\ d} = \frac{19\ 300}{120 \times 50.5} = 3.19 \text{ kgs./cms.}^2$$

Como resulta mayor que el del concreto que es de 2.75 kgs./cms.^{2} la longitud de la viga que necesita reforzarse vale:

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (3.19 - 2.75)\ \frac{8.68}{2 \times 3.19} = 0.60 \text{ mts.}$$

$v_s = v - v_c = 3.19 - 2.75 = 0.44$ kgs./cms.^{2}

A 60 centímetros del apoyo primero para la derecha necesita reforzarse con estribos.

El número de estribos que se necesita usando varillas de 7/8" de diámetro es:

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{0.44 \times 120 \times 60}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 0.364 = 1$$ v de 7/8" de 2 piernas.

Se necesita 1 varilla de 7/8" de diámetro de 2 piernas colocada en 60 centímetros a partir del primer apoyo.

Segundo y quinto apoyos.

Esfuerzo cortante vale en la parte negativa:

$V_1 = 0.605\ W\ 1 = 0.605 \times 5\ 631.8 \times 8.68 = 29\ 600$ kgs.

$V_2 = 0.526\ W\ 1 = 0.526 \times 5\ 631.8 \times 8.68 = 25\ 700$ kgs.

El esfuerzo rasante unitario para estos casos vale:

$$v_1 = \frac{V_1}{b\ j\ d} = \frac{29\ 600}{120 \times 50.5} = 4.89 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$v_2 = \frac{25\ 700}{120 \times 50.5} = 4.24 \text{ kgs./cms.}^2$$

La longitud de la viga que necesita reforzarse para el primer caso vale:

$$x = (v - v_c)\frac{1}{2\ v} = (4.89 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 4.89} = 1.90 \text{ mts.}$$

En el segundo apoyo debe reforzarse a 1.90 mts. a la izquierda del apoyo con estribos.

$v_s = v - v_c = 4.89 - 2.75 = 2.14$

El número de estribos que se necesita usando varillas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ f_s} = \frac{2.14 \times 120 \times 1\ 90}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 5.61 = 6 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 6 varillas en forma de estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas, colocadas en 190 centímetros a la iz-

quierda del apoyo segundo y a 190 centímetros de la derecha --- del quinto apoyo.

Segundo caso.

$v_2 = 4.24$ kgs./cms.^{2}

La longitud de la viga que se necesita reforzar con estribos de dos piernas es de:

$$x = (v - vc)\frac{l}{2v} = (4.24 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 4.24} = 153 \text{ cms.}$$

$v_s = v - vc = 4.24 - 2.75 = 1.49$ kgs./cms.^{2}

El número de estribos que se necesita usando varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas son:

$$n = \frac{vs.\ b.\ x}{As\ fs} = \frac{1.49 \times 120 \times 153}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 3.14 = 4 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 4 varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas en forma de estribos colocadas a 153 centímetros del segundo apoyo hacia la derecha y 18 varillas a 153 centímetros colocadas a partir del quinto apoyo hacia la izquierda.

Tercero y cuarto apoyos.

El esfuerzo cortante vale en estos apoyos:

$V = -0.474\ J\ l = 0.474 \times 5\ 631.8 \times 8.68 = 23\ 200$ kgs.

$V = +\ 0.500\ J\ l = 0.500 \times 5\ 631.8 \times 8.68 = 24\ 500$ kgs.

El esfuerzo rasante unitario vale:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{23\ 200}{120 \times 50.5} = 3.83 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$v_1 = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{24\ 500}{120 \times 50.5} = 4.04 \text{ kgs./cms.}^2$$

La longitud de la viga que se necesita reforzar para el primer caso en donde el esfuerzo rasante unitario vale: 3.83 - kgs./cms.^{2}.

$$x = (v - vc)\frac{l}{2v} = (3.83 - 2.75)\frac{8.68}{2 \times 3.83} = 1.22 \text{ mts.}$$

$v_s = v - vc = 3.83 - 2.75 - 1.08$ kgs./cms.^{2}

El número de estribos que se necesita usando varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas son:

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ fs} = \frac{1.08 \times 120 \times 122}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 1.32 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 2 varillas de 7/8" de diámetro de dos piernas en forma de estribo colocadas a 122 centímetros del tercer apoyo hacia la izquierda y a 122 centímetros otras 14 varillas de 7/8" de diámetro de dos piernas en forma de estribo colocadas hacia la derecha del cuarto apoyo.

Para el segundo caso cuando el esfuerzo rasante unitario vale: 4.04 kgs./cms.^{2}

La longitud de la viga que se necesita reforzar con estribos de dos piernas de 7/8" de diámetro es:

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (4.04 - 2.75)\ \frac{8.68}{2 \times 4.04} = 139 \text{ cms.}$$

$$vs = 4.04 - 2.75 = 1.29 \text{ kgs./cms.}^2.$$

El número de estribos que se necesita para esta longitud de esfuerzo usando varillas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ fs} = \frac{1.29 \times 120 \times 139}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 2.47 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 3 varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas usadas como estribos y colocadas a 139 centímetros hacia la derecha del tercer apoyo y 3 varillas de 7/8" de diámetro como estribos colocadas a 139 centímetros hacia la izquierda del cuarto apoyo; para contrarestar el esfuerzo cortante que se produce en ese lugar.

COLUMNAS INFERIORES PORTICO C-C'.

Primera columna.- Para el cálculo de los apoyos o reacciones que se producen podemos considerar como cuando se calculó la -

azotea en donde el valor de las reacciones está dado en la figura No. 11. siendo la carga uniformemente repartida de 5 631.8 kgs./mts.

El peso para la primera columna que debe soportar es:

$P = P_s + 0.395\ W\ l + P_p$

El peso superior (P_s) o la carga que soporta la columna superior es de 8 721.67 kgs.

$P_s = 8\ 721.67$ kgs.

Además de estos dos pesos o cargas hay que sumarle el peso propio de la columna.

Siendo el peso total de:

$P = 8\ 721.67 + 0.395 \times 5\ 631.8 \times 8.68 + 0.30^2 \times 3.5 \times 2\ 400 = 28\ 777.67$ kgs.

$$P' = P\left(1.6 - \frac{l}{25\ d}\right) = 28\ 777.67\ (1.6 - \frac{3.50}{25 \times 0.30}) =$$

$= 32\ 600$ kgs.

El área total de la columna para este caso vale:

$$A = \frac{P'}{fc\ (1 + (n-1)\ p)} = \frac{32\ 600}{35\ (1 + 14 \times 0.02)} = 730 \text{ cms.}^2$$

Siendo la columna de sección cuadrada el ancho de esta columna vale:

$L = \sqrt{730} = 27$ cms.

La cantidad de hierro necesaria es de:

$730 \times 0.02 = 14.60$ cms.^{2}

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 4 varillas reforzadas con riostras de 1/4" de diámetro a 30 centímetros c. a c. Estas varillas deben colocarse a 2.5 centímetros de las esquinas.

Segunda columna inferior del pórtico C C'.

El peso que debe soportar esta columna es:

$P = P_s = 1.131 \text{ V } 1 + Pp$

El peso superior o carga que soporta la columna superior es:

$P_s = 24\ 199.61$ kgs.

$Pp = 0.40^2 \times 3.5 \times 2\ 400 = 1\ 344$ kgs.

Al considerar el peso propio de la columna siempre vá con un pequeño aumento que sirve como coeficiente de seguridad.

$P = 24\ 199.61 + 1.131 \times 5\ 631.8 \times 8.68 + 1\ 344 = 80\ 843.61$ kgs.

La relación de la altura al ancho de la columna resulta ser menor de 15 veces por lo que no se multiplica por el coeficiente para columnas semi-cortas.

$$r = \frac{3.50}{0.40} = 8.76$$

El área de la columna es:

$$A = \frac{P}{fc\ (1+p(n-1)} = \frac{80\ 843.61}{35(1+14 \times 0.02)} = 1\ 810 \text{ cms.}^2$$

Como el ancho de la columna tiene que ser igual al ancho del alma de la viga "T" para no tener que colocar ménsulas y su trabajo sea mas descentrado por lo que el ancho de la columna - es de 40 centímetros.

$A = 1\ 810 \div 40 \times 46 = 1\ 340$ cms.^{2}

La cantidad de hierro necesaria es:

$A_s = 1\ 810 \times 0.02 = 36.20$ cms.^{2}

Que usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 10 varillas con riostras de 1/4" de diámetro de alambre a 30 centímetros c. a c.

El porciento de hierro que se usa en esta columna es:

$$p = \frac{3.87 \times 10}{1\ 840} = 0.021 \qquad p = 2.1\ \%\ \text{de Fe}$$

El porciento de hierro está dentro de las especificaciones en donde no debe ser mayor de 3 % ni menor de 0.8 % del --- área de la sección para que resulte económica y esté dentro de la seguridad.

Tercera columna inferior pórtico C-C'.

El peso que debe soportar la columna es:

$P = P_S + 0.974\ W\ 1 + Pp$

El peso superior o carga de la columna superior es:

$P_S = 21\ 202.57$ kgs.

El peso propio considerando que la columna sea de sec--- ción cuadrada con un ancho de 40 centímetros.

$Pp = 0.40^2 \times 3.5 \times 2\ 400 = 1\ 344$

El peso total será:

$P = 21\ 202.57 + 0.974 \times 5\ 631.8 \times 8.68 + 1\ 344 = 70\ 246.57$ kgs.

Como la relación de esbeltez o sea la altura al ancho es menor de 15 veces, 8.56 no hay necesidad de multiplicar el peso por el coeficiente (r) que se toma para columnas de tipo semi-- corto.

El área de la sección de la columna vale:

$$A = \frac{P}{fc\ (1+(n-1)p)} = \frac{70\ 246.57}{35\ (1+ 14 \times 0.02)} = 1\ 575\ cms.^2$$

$A = 1\ 575 \pm 40 \times 40 = 1\ 600\ cms.^2$

La cantidad de hierro necesaria es de:

$A_S = 1\ 575 \times 0.02 = A \cdot p = 31.50\ cms.^2$

Usando varilla de 7/8" de diámetro con riostras de alambre de 1/4" a 30 centímetros c. a c. se necesitan 8 varillas -- que se pueden colocar dos en cada lado.

El porciento de hierro que se emplea en esta columna con

los datos anteriores es:

$$p = \frac{8 \times 3.87}{1\ 600} = 0.0194 \qquad p = 1.94\ \%$$

El porciento en esta columna está dentro de las especificaciones para columnas por la cantidad de hierro al refuerzo.

Cuarta columna inferior pórtico C C'.

La cuarta columna inferior de este pórtico tiene y trabaja en las mismas condiciones que la tercera columna del mismo pórtico por lo que deberá tener las mismas dimensiones y trabajar en la misma forma.

Sección columna 40 x 40 cms.

Cantidad de hierro 8 varillas 7/8" de diámetro con --- riostras 1/4" de diámetro a 30 centímetros c. a c.

Quinta columna inferior pórtico C-C'.

La quinta columna inferior del pórtico C-C' está en las mismas condiciones y forma de trabajo que la segunda columna inferior del mismo pórtico por lo que deberá tener las mismas dimensiones y trabajar en la misma forma.

Sección columnas:- 40 x 46

Cantidad de hierro 10 varillas 7/8" de diámetro con --- riostras 1/4" de diámetro a 30 centímetros c. a c.

Sexta columna inferior pórtico C C'.

La sexta columna inferior del pórtico C C' está dividida en dos columna o apoyos que deben sostener la carga que obraría como si fuera una sola columna.

El peso para la primera de ellas es de:

$P = P_S + 0.395\ W\ l + Pp$

El peso superior o carga superior es:

$P_S = 4\ 192.83$ kgs.

El peso propio Pp considerando una sección cuadrada con la menor dimensión posible en este caso y que es de 0,20 cms.- por lado.

$Pp = 0.2^2 \times 3.5 \times 2\,400 = 336$ kgs.

El peso total será:

$P = 4\,192.83 + 0.395 \times 56\,318\ (8.68 - 1.50) + 336 =$

$= 20\,508.83$ kgs.

Como la esbeltez es mayor de 15 veces a la altura hay - que multiplicar el peso o carga por el coeficiente de las columnas de tipo semi-cortas.

$$P = P' \left(1.6 - \frac{1}{25 \times d}\right) = 20\,508.83 \left(1.6 - \frac{350}{25 \times 20}\right) =$$

$= 18\,500$ kgs.

El área de la sección de la columna vale:

$$A = \frac{P'}{fc\ (1+(n-1)\ p)} = \frac{18\,500}{35\ (1+14 \times 0.02)} = 413 \text{ cms.}^2$$

Siendo la sección rectangular la de 20 centímetros el - área será de:

$A = 413 = 20 \times 21 = 420$ cms.^{2}

La cantidad de hierro necesaria con el 2 % de la sec--- ción necesaria es:

$A_s = p\ A = 0.02 \times 413 = 8.26$ cms.^{2}

Se necesitan 2 varillas de 7/8" de diámetro con rios--- tras de 1/4" de diámetro de alambre a 30 centímetros c. a c.

El porciento de hierro empleado en esta columna es:

$$p = \frac{as \times n}{A} = \frac{3.87 \times 2}{420} = 0.0185$$

El porciento de hierro empleado en esta columna fué de 1.85 % que está dentro de las especificaciones para columnas.

Séptimo apoyo o columna.

El peso que debe soportar esta columna vale:

$P = P_S + 0.395\ W\ 1 + Pp$

El peso o carga superior de esta columna es el mismo que el considerado para las columnas superiores.

$P_S = 4\ 192.83$

El peso propio hay que tomar el caso de la sección mínima de una columna, es decir, de 20 cms. x 20 cms. como en el caso anterior.

$Pp = 0.2 \times 0.2 \times 3.5 \times 2\ 400 = 336$ kgs.

El peso total de la columna vale:

$P = 4\ 192.83 + 0.395 \times 5\ 631.8 \times 1.5 + 336 = 7\ 868.83$ kg.

Como el ancho resultó mayor de 15 veces la altura, hay -- que multiplicar el (P) peso por el coeficiente para columnas semi-cortas.

$$P' = P\left(1.6 - \frac{1}{25\ d}\right) = 7\ 868.83\left(1.6 - \frac{3.50}{25 \times 20}\right) = 7\ 080 \text{ kg.}$$

El área de la sección de la columna vale:

$$A = \frac{P'}{fc\ (1 + (n-1)\ p)} = \frac{7\ 080}{35\ (1 + 14 \times 0.02)} = 158 \text{ cms.}^2$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$A_S = p\ A = 0.02 \times 158 = 3.16$ cms.^{2}

Para esta cantidad de hierro es suficiente una varilla - de 7/8" de diámetro con riostras de 1/4" de diámetro de alambre a 30 centímetros c. a c.

El porciento que se usa en esta columna:

$$p = \frac{3.87}{400} = 0.0097$$

La sección de la columna es de 20 centímetros x 20 centímetros ya que no es recomendable una sección menor para el concreto el porciento de hierro empleado en esta columna resultó-

ser bastante bajo pero está dentro de las especificaciones.

Cimientos pórtico C C'.

Los cimientos del pórtico C C' se consideran en forma de losa, trabajando como viga contínua de pórtico a pórtico y están calculadas al terminarse el cálculo de los pórticos.

PORTICO D D '.

El pórtico D-D' que está representado en la figura No.2 tiene diferentes cargas al pórtico C C' en ciertas partes por lo que hay que hacer el cálculo referente a este pórtico por separado.

La superficie de techo que soporta el pórtico D-D' por lo que le corresponde de la azotea es:

$$S = \left(\frac{6.5}{2} + \frac{8.0}{2}\right) 8.66 \times 5 = 313.83 \text{ mts.}^2$$

La carga que hay en la superficie del techo que soporta el pórtico D D' siendo la carga accidental para azoteas de 100 kgs./mts.^{2} como se explicó al principio del cálculo del pórtico C C'.

Peso por metro cuadrado de techo es:

$$w = p + p_p = 100 + 0.20 \times 2\,400 = 580 \text{ kgs./mts.}^2$$

Peso del techo:

$$P = 580 \times 313.83 = 182\,021.40 \text{ kgs.}$$

Carga por metro lineal para la viga contínua:

$$w = \frac{182\,021.40}{8.66 \times 5} = 420 \text{ kgs./mts.}$$

El momento flexionante máximo se produce en los extremos y vale debido a la carga:

$$M = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 4\,200 \times 8.66^2 = 24\,600 \text{ kgs. mts.}$$

Haciendo una viga "T" con las siguientes dimensiones:

$$b = 120 \text{ cms.}$$

$t = 25$ cms.

$h = 60$ cms.

$b_1 = 40$ cms.

$b_2 = 10$ cms.

El área de una viga "T" con estas dimensiones vale:

$A = b\ t + (h - t)\ b_1 + b_2^2 = 1.2 \times 0.25 + (0.60 - 0.25)\ 0.40 + 0.10^2 = 0.45$ mts.^{2}

Peso de la viga por metro lineal:

$p = 0.45 \times 2\ 400 = 1\ 080$ kgs./mts.

El momento máximo flexionante total vale:

$M = 24\ 600 + 1\ 080 \times 8.66^2 \times 0.078 = 31\ 000$ kgs. mts.

El momento resistente de una viga de concreto "T" con las dimensiones que antes se indicó vale:

$$Mr = fc \left(1 - \frac{t}{2\ k\ d}\right) b\ t\ j\ d$$

Siendo el valor de $k = 0.424$ tomado de las tablas.

El valor del brazo de palanca $j\ d$ está dado por la fórmula:

$$jd = d - 2 = d - \frac{3\ k\ d - 2t}{2\ k\ d - t} \times \frac{t}{3} = 57 - \ldots$$

$$- \frac{3 \times 0.424 \times 57 - 2 \times 25}{2 \times 0.424 \times 57 - 25} \times \frac{25}{3} = 49$$

Sustituyendo en el momento resistente.

$$Mr = fc \left(1 - \frac{t}{2\ k\ d}\right) b\ t\ j\ d = 55 \left(1 - \frac{25}{2 \times 0.424 \times 57}\right)$$

$120 \times 25 \times 49 = 39\ 100\ 00$ kgs. cms.

Como se vé la viga resiste perfectamente el momento flexionante y lo único que cambia es la cantidad de hierro para el lado o parte de que se trate.

Primer apoyo.- El esfuerzo cortante en el primer apoyo vale:

$$V = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 5\ 280 \times 8.66 = 18\ 050 \text{ kgs. mts.}$$

La carga uniformemente repartida w vale:

$$w = 4\,200 + 1\,080 = 5\,280 \text{ kgs./mts.}$$

El esfuerzo rasanta unitario vale:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{15\,050}{120 \times 49} = 3.07 \text{ kgs./cms.}^2$$

La longitud en que deben estar colocados los estribos - porque en el presente caso el esfuerzo rasante unitario es superior al esfuerzo rasante unitario del concreto.

$$x = (v - vc)\ \frac{1}{2\ v} = (3.07 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 3.07} = 45 \text{ cms.}$$

El número de estribos necesario usando varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas es:

$$n = \frac{vs \times B \times X}{A_s\ fs} = \frac{8.25 \times 120 \times 45}{2 \times 3.87 \times 1\,125} = 5.1 \text{ varillas.}$$

Se necesitan colocar 6 varillas de 7/8" de diámetro en- forma de estribos colocados a 45 centímetros desde el primer - apoyo hacia la derecha.

Primer tramo.- El momento flexionante máximo del primer tramo es:

$$M = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 5\,280 \times 8.66^2 = 30\,900 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{30\,900}{1\,125 \times 49} = 56.3 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 15 varillas que se pueden colocar en dos hileras la inferior de 8 - varillas y la superior de 7 varillas.

Segundo apoyo.- Momento negativo vale para el segundo - apoyo:

$$M = 0.105\ w\ l^2 = 0.105 \times 5\,280 \times 8.66^2 = 41\,600 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{41\,600}{1\,125 \times 49} = 75.5 \text{ cms.}^2$$

Para contrarestar el efecto de este momento se necesita

20 varillas de 7/3" de diámetro colocadas en la parte superior de la viga "T".

Estribos.- El esfuerzo cortante del segundo apoyo vale para la parte negativa:

$$V = 0.605\ w\ l = 0.605 \times 5\ 280 \times 8.66 = 27\ 700 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario vale:

$$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{27\ 700}{120 \times 49} = 4.72 \text{ kgs./cms.}^2$$

Debido a que es mayor que la resistencia del concreto al esfuerzo rasante se tiene que reforzar con estribos.

Longitud de la viga que debe reforzarse:

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (4.72 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 4.72} = 181 \text{ cms.}$$

$$v_s = v - vc = 4.72 - 2.75 = 1.97 \text{ kgs./cms.}^2$$

El número de estribos necesario es:

$$n = \frac{v_s\ bx}{A_s\ fs} = \frac{1.97 \times 120 \times 181}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 4.92 \text{ estribos.}$$

Se necesitan colocar 5 estribos con varills de 7/8" de diámetro a 181 centímetros del segundo apoyo hacia la izquierda y 5 estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas colocados a 181 centímetros a la derecha del quinto apoyo de la viga.

Esfuerzo cortante en el segundo apoyo positivo vale:

$$V = 0.526\ wl = 0.526 \times 5\ 280 \times 8.66 = 24\ 000 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{24\ 000}{120 \times 49} = 4.08 \text{ kgs./cms.}^2$$

Debido a que es mayor que la resistencia que presenta el concreto al esfuerzo rasante hay que reforzar la viga con estribos.

La longitud de la viga que necesita estribos es:

$$x = (v - vc)\frac{1}{2v} = (4.08 - 2.75)\frac{8.66}{2 \times 4.08} = 141 \text{ cms.}$$

$$vs = v - vc = 4.08 - 2.75 = 1.33 \text{ kgs./cms.}^2$$

El número de estribos necesarios usando varillas de 7/8" de diámetro es:

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.33 \times 120 \times 141}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 2.59 \text{ estribos.}$$

Se necesitan colocar 3 estribos de varilla de 7/8" de diámetro de dos piernas a 1.41 mts. del 2/o. apoyo hacia la derecha y 3 estribos también a 1.41 m. a la izquierda del 5/o. apoyo de la viga.

Segundo tramo.- El momento flexionante máximo que se produce en el segundo tramo de la viga continua es:

$$M = 0.033\ w\ l^2 = 0.033 \times 5\ 280 \times 8.66^2 = 13\ 100 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro que se necesita es:

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{13\ 100\ 00}{1\ 125 \times 49} = 23.3 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{As}{a} = \frac{23.3}{3.87} = 6.15 \text{ varillas.}$$

Se necesitan colocar 7 varillas de 7/8" de diámetro en el segundo tramo de la viga para contrarestar el momento positivo que se produce.

Tercer apoyo.- En el tercer apoyo se produce un momento negativo que vale:

$$M = 0.074\ w\ l^2 = 0.074 \times 5\ 280 \times 8.66^2 = 29\ 300 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria vale:

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{29\ 300\ 00}{1\ 125 \times 49} = 53.2 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro que se necesita:

$$n = \frac{As}{a} = \frac{53.2}{3.87} = 13.7 \text{ varillas.}$$

Se necesitan colocar en el tercer apoyo de la viga en la

parte superior para contrarestar el momento negativo 14 varillas de 7/8".

Estribos.- El esfuerzo rasante negativo que se produce en el tercer apoyo a la izquierda de él vale:

$$V = 0.474\ w\ l = 0.474 \times 5\ 280 \times 8.66 = 21\ 600 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario vale:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{21\ 600}{120 \times 49} = 3.68 \text{ kgs. cms.}^2$$

Longitud de la viga a partir del tercer apoyo que hay que reforzar con estribos debido a que el esfuerzo unitario rasante es mayor que el del concreto.

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (3.68 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 3.68} = 1.09 \text{ mts.}$$

$$v_s = 3.68 - 2.75 = 0.93.$$

Número de estribos con dos piernas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{0.93 \times 120 \times 1.09}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 1.40 \text{ estribos.}$$

Se necesitan dos estribos de varillas de 7/8" de diámetro colocados a 1.09 metros a la izquierda del tercer apoyo -- del pórtico D-D' en el cabezal inferior.

Esfuerzo rasante positivo que se produce en el tercer apoyo a la derecha vale:

$$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 5\ 280 \times 8.66 = 22\ 850 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario en la viga es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{22\ 850}{120 \times 49} = 3.89 \text{ kgs. cms.}^2$$

Longitud de la viga que hay que reforzar con estribos:

$$x = (v - v_c)\frac{l}{2\ v} = (3.89 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 3.89\ x} = 1.27 \text{ mts.}$$

$$v_s = v - v_c = 3.89 - 2.75 = 1.14$$

Número de estribos necesarios con varillas de 7/8" de diámetro:

$$n = \frac{Vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.14 \times 120 \times 1.27}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 2.39 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 3 estribos de dos piernas con varillas de 7/8" de diámetro colocados a 1.27 metros a la derecha del tercer apoyo del pórtico D D' en el cabezal inferior.

Tercer tramo.- En el tercer tramo se produce un momento positivo que vale:

$$M = 0.046\ wl^2 = 0.046 \times 5\ 280 \times 8.66^2 = 18\ 200 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria para contrarestar este momento vale:

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{18\ 200}{1\ 125 \times 49} = 33 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{As}{a} = \frac{33}{3.87} = 8.53 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 9 varillas de 7/8" de diámetro colocadas en la parte inferior de la viga para contrarestar el momento positivo del tercer tramo o tramo central.

A partir de este tramo el pórtico D D' es simétrico con respecto al centro del tramo, por lo que sus valores se repetirán para cada parte.

Columnas Superiores del Pórtico D D'.

Primera columna.- La reacción que se produce en la columna primera del pórtico D D' es igual a:

$$R = 0.395\ wl = 0.395 \times 5\ 280 \times 8.66 = 18\ 100 \text{ kgs.}$$

El peso de la columna considerando la sección mínima de 0.20 x 0.20 mts. es de:

$$Pp = 0.20 \times 0.20 \times 3.50 \times 2\ 400 = 336 \text{ kgs.}$$

El peso total que soporta la columna:

$$P = 18\ 100 + 336 = 18\ 436 \text{ kgs.}$$

Como es columna semi-corta hay que multiplicar el peso - por el coeficiente.

$$P' = P\left(1.6 - \frac{1}{25\,d}\right) = 18\,436\left(1.6 - \frac{350}{25 \times 20}\right) = 16\,600 \text{ kgs.}$$

El área de la sección vale:

$$A = \frac{P'}{fc\,(1+(n-1)\,p)} = \frac{16\,600}{35\,(1 + 14 \times 0.02)} = 371 \text{ cms.}^2$$

Cantidad de hierro necesario para esta área es:

$$A_s = p\,A = 0.02 \times 371 = 7.42 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas usando de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{As}{a} = \frac{7.42}{3.87} = 1.92$$

Se necesitan 2 varillas de 7/8" de diámetro con riostras de 1/4" de diámetro a 30 centímetros de c. a c.

En una sección de la columna de 20 x 20 cms. para la primera columna.

Porciento de hierro empleado en esta columna es:

$$p = \frac{As}{A} = \frac{2 \times 3.87}{20 \times 20} = 0.0193$$

El porciento empleado en esta columna es de 1.93 % que - se encuentra dentro de las especificaciones empleadas para co-- lumnas de edificios.

Segunda columna.- El peso que soporta la segunda columna vale:

$$p = R + Pp$$

La reacción en esta columna es igual a:

$$R = 1.131\ w\ l = 1.131 \times 5\ 280 \times 3.66 = 60\ 000 \text{ kgs.}$$

Peso propio de la columna con sección de 40 x 40 cms. es:

$$Pp = 0.40 \times 0.40 \times 3.50 \times 2\ 400 = 1\ 344 \text{ kgs.}$$

El peso total que debe sostener la columna:

$$P = R + Pp = 60\ 000 + 1\ 344 = 61\ 344 \text{ kgs.}$$

Como la relación de esbeltez es menor de 15 no hay que --

multiplicarlo por el coeficiente.

El área de la sección de la columna vale:

$$A = \frac{P}{fc\,(1 + (n - 1)\,p)} = \frac{61\,344}{35\,(1 + 14 \times 0.02)} = 1\,370 \text{ cms.}^2$$

Considerando el ancho de la columna igual al ancho de la viga la columna tendrá como dimensiones:

$$A = 40 \times 35 = 1\,400 \text{ cms.}^2$$

La cantidad de hierro que se necesita es:

$$A_s = p\,A = 0.02 \times 1\,370 = 27.40 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{A_s}{a} = \frac{27.40}{3.87} = 6.85$$

Para la segunda columna superior del pórtico D D' que -- tiene una sección rectangular de 35 x 40 centímetros y como refuerzo 7 varillas de 7/ 8" de diámetro.

El porciento de hierro empleado en esta columna es:

$$p = \frac{A_s}{A} = \frac{7 \times 3.87}{35 \times 40} = 0.0\,194 \qquad 1.94\ \%$$

Tercera columna.- La reacción que soporta esta columna - por la carga es:

$$R = 0.974\ w\ l = 0.974 \times 5\,280 \times 8.66 = 44\,500 \text{ kgs.}$$

Peso de esta columna considerando una sección de 35 x 40 centímetros.

$$Pp = 0.35 \times .40 \times 3.5 \times 2\,400 = 1\,175 \text{ kgs.}$$

Peso de la columna y la reacción que soporta la columna- es:

$$P = R + Pp = 44\,500 + 1\,175 = 45\,675 \text{ kgs.}$$

Como la relación de esbeltez de la columna es menor de - 15 no se multiplica por el coeficiente.

El área de la sección de la columna tercera es:

$$A = \frac{P}{fc\,(1 + (n-1)\,p)} = \frac{45\,675}{35\,(1 + 14 \times 0.02)} = 1\,020 \text{ cms.}^2$$

La cantidad de hierro necesaria para esta columna es:

$$n = \frac{As}{a} = \frac{20.40}{3.37} = 5.27 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 6 varillas de 7/8" de diámetro.

Cantidad de hierro empleado en la columna es:

$As = n \times a = 6 \times 3.87 = 23.2 \text{ cms.}^2$

Sección de la columna es de 40 cms. el ancho:.

$A = 0.40 \times .26 = 1\,040 \text{ cms.}^2$

Porciento que lleva la columna es:

$$p = \frac{As}{A} = \frac{23.2}{1\,040} = 0.022 \qquad 2.2\,\% = P$$

La tercera columna quedó con una sección rectangular de- 26 x 40 cms. y 6 varillas de hierro de 7/8" de diámetro con --- riostras de 1/4" de diámetro, alambre, de 30 cms. c. a c.

Como el pórtico es simétrico con respecto al tramo del - centro las columnas serán simétricas y tendrán las mismas dimensiones y la misma cantidad de hierro respecto a su análoga.

Cabezal inferior Pórtico D D'.

El cabezal inferior del pórtico D D' trabaja como una viga contínua con 5 claros o tramos.

Las cargas que obran sobre el cabezal inferior son: el - peso de la losa del techo: carga accidental, carga de los vehículos en el techo y en la viga y el peso propio de la viga.

Para el presente caso la viga que dá mayores seguridades es una viga "T" con las siguientes dimensiones:

$b = 120$ cms.

$t = 35$ cms.

$h = 60$ cms.

$b_1 = 40$ cms.

$b_2 = 10$ cms.

El área de una viga "T" con las anteriores dimensiones es:

$$A = bt + (h - t)\, b_1 + b_2^2 = 1.2 \times .35 + (0.60 - 0.35)\, 0.40 + 0.10^2 = 0.53 \text{ mts.}^2$$

Peso de la viga "T" por metro.

$$P_1 = 0.53 \times 2\,400 = 1\,272 \text{ kgs./mts.}$$

Superficie de techo que soporta el cabezal.

$$S = \left(\frac{6.5}{2} + \frac{8.00}{2}\right) 3.66 \times 5 = 313.83 \text{ mts.}^2$$

Peso total del techo que soporta el cabezal.

$$P_2 = 313.83 \times 0.30 \times 2\,400 = 225\,957.6 \text{ kgs.}$$

Carga por metro debido al peso del techo.

$$P_2 = \frac{225\,957.6}{5 \times 8.66} = 5\,200 \text{ kgs./mts.}$$

Carga accidental considerando 150 kgs./mts.^{2}

$$P_3 = \left(\frac{150 \times 313.83}{43.3}\right) = 1\,087.5 \text{ kgs./mts.}$$

La carga debida a los vehículos en el techo se vió al tratarse de la azotea y del techo que está carga no excede para -- vehículos ligeros de 500 kgs./mts.^{2}

$$P_4 = \frac{500 \times 313.83}{43.3} = 3\,625 \text{ kgs./mts.}$$

El peso o carga total que soporta el cabezal inferior -- del pórtico D D' es:

$$W = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 1\,272 + 5\,200 + 1\,087.5 + 3\,625 =$$
$$= 11\,184.5$$

$$W = 11\,200 \text{ kgs./mts.}$$

El momento máximo flexionante que se produce en la vigas es en los extremos y tiene un valor de:

$$Mf = 0.078\, w\, l^2 = 0.078 \times 11\,200 \times 8.66^2 = 65\,500 \text{ kgs.mt.}$$

El momento resistente de una viga de concreto de forma - "T" y con las dimensionas antes indicadas vale:

$$M_r = fc \left(1 - \frac{t}{2\,k\,d}\right) b\, t\, j\, d$$

En donde el valor de k = 0.424 de las tablas.

Y el brazo de la palanca jd vale:

$$jd = d - z = d - \frac{3\,k\,d - 2t}{2\,k\,d - t} \times \frac{t}{3}$$

Sustituyendo sus valores.

$$jd = 57.5 - \frac{3 \times 0.424 \times 57.5 - 2 \times 35}{2 \times 0.424 \times 57.5 - 35} \times \frac{35}{3} = 56.3 \text{ cms.}$$

El momento resistente vale:

$$M_r = fc\,(1 - \frac{t}{2\,k\,d})\,b\,t\,j\,d = 55\,(1 - \frac{35}{2 \times 0.424 \times 57.5})$$

$120 \times 35 \times 56.3 = 37\,700.00$ kgs. cms.

En estas condiciones falla la viga debido a que el momento resistente es menor que el momento flexionante.

Cambiando el valor de b, h, t, en 160, 63 y 36 cms. respectivamente se tiene:

Area de la viga "T" con las nuevas dimensiones.

$$A = bt + (h - t)\,b_1 + b_2^2 - b \times 0.30 = 1.60 \times 0.36 +$$

$+ (0.63 - 0.36) \times 0.40 - 1.60 \times 0.30 = 0.192 \text{ mts.}^2$

Peso de la viga "T".

$P_1 = 0.192 \times 2\,400 = 460.8$ kgs.

La carga o peso total que debe soportar la viga es:

$W = 460.8 + 5\,200 + 1\,087.5 + 3625 = 10\,373.3$ kgs./mts.

El momento flexionante debido a esta carga en los tramos extremos de la viga.

$Mf = 0.078 \times 10\,373.3 \times 8.66^2 = 6\,700$ kgs. mts.

El brazo de palanca para encontrar el momento resistente vale:

$$jd = d - z = d - \frac{3\,k\,d - 2t}{2\,k\,d - t} \times \frac{t}{3} = 60.5 -$$

$$- \frac{3 \times 0.424 \times 60.5 - 2 \times 36}{2 \times 0.424 \times 60.5 - 36} \times 12 = 57 \text{ cms.}$$

El momento resistente de la viga es:

$$M_r = fc\left(1 - \frac{t}{2kd}\right) b\,j\,t\,d = 55\left(1 - \frac{36}{2 \times 424 \times 60.5}\right)$$

$$160 \times 36 \times 57 = 55\,700.00 \text{ kgs. cms.}$$

Dejando la viga en estas condiciones lo único que hay -- que cambiar es la cantidad de hierro necesaria en cada parte.

Los momentos negativos de los apoyos intermedios así como los momentos positivos de tramos extremos tiene el siguiente valor:

$$Mf = \frac{w\,l^2}{1212} = \frac{10\,373.3 \times 8.66^2}{12} = 64\,700 \text{ kgs. mts.}$$

$$Mf = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 10\,373.3 \times 8.66^2 = 60\,700 \text{ k.m.}$$

El momento flexionante negativo que se produce en los extremos de la viga o sea en el primer apoyo y sexto vale:

$$Mf = \frac{w\,l^2}{16} = \frac{10\,373.3 \times 3.66^2}{16} = 48\,300 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria para el primer apoyo es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{48\,300.00}{1\,125 \times 57} = 75.3 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de una pulgada se necesitan:

$$n = \frac{As}{a} = \frac{75.3}{5.03} = 15 \text{ varillas.}$$

En el primero y sexto apoyo hay que colocar 15 varillas de una pulgada de diámetro en la parte superior para contrarestar el momento negativo que allí se produce.

El esfuerzo rasante en ese lugar vale:

$$V = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 10\,373.3 \times 8.66 = 35\,400 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario para el primer apoyo.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{35\,400}{160 \times 57} = 3.88 \text{ kgs./cms.}^2$$

Como se trata de una carga uniformemente repartida la - longitud en que deben estar colocados los estribos es:

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\,v} = (3.88 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 3.88} = 126 \text{ cms.}$$

$$v_s = v - vc = 3.88 - 2.75 = 1.13$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro como estribos de dos piernas el número de varillas.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.13 \times 160 \times 126}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 2.62 \text{ estribos.}$$

Se necesitan 3 estribos con varillas de 7/8" de diámetro colocadas a 1.26 mts. del primer apoyo del cabezal inferior hacia la derecha.

Primer tramo.- El momento flexionante que se produce en el primer tramo es:

$$M = 0.078\ wl^2 = 0.078 \times 10\ 373.3 \times 8.66^2 = 60\ 700 \text{ kg.mt.}$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{60\ 700}{1\ 125 \times 57} = 94.6 \text{ cms.}^2$$

El número de varillas usando de una pulgada de diámetro.

$$n = \frac{As}{as} = \frac{94.6}{5.03} = 18.8 \text{ varillas.}$$

En el primer tramo del cabezal inferior se necesitan como refuerzo 19 varillas de una pulgada de diámetro colocadas en la parte inferior de la viga para contrarestar el momento positivo.

Segundo apoyo.- El momento negativo en el segundo apoyo de la viga continua es:

$$M = \frac{w\ l^2}{12} = \frac{10\ 373.3 \times 8.66^2}{12} = 64\ 700 \text{ kgs./ mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria es:

$$As = \frac{M}{fjd} = \frac{64\ 700\ 000}{1125 \times 57} = 101 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de una pulgada de diámetro se necesitan.

$$n = \frac{As}{as} = \frac{101}{5.03} = 20 \text{ varillas.}$$

En el segundo apoyo hay que colocar 20 varillas de una pulgada de diámetro en la parte superior del cabezal inferior para contrarestar el momento negativo.

El esfuerzo cortante en este apoyo vale para la parte negativa a la izquierda de él.

$$V = 0.605\ w\ l = 0.605 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 54\ 300 \text{ kgs.}$$

El esfuero rasante unitario para el segundo apoyo:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{54\ 300}{160 \times 57} = 5.95 \text{ kgs./cms.}^2$$

Como el esfuerzo rasante unitario es superior al del concreto hay que reforzar la viga con estribos.

Longitud de la viga que necesita refuerzos de estribos.

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (5.95 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 5.95} = 2.33 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 5.95 - 2.75 = 3.20 \text{ kgs./cms.}2.$$

El número de estribos de 7/8" de diámetro de dos piernas.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{3.20 \times 160 \times 233}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 13.7 \text{ estribos.}$$

Hacia la izquierda del segundo apoyo y a una distancia - 2. 33 mts. hay que colocar 14 estribos de 7/8" de diámetro con-dos piernas.

El esfuerzo cortante del segundo apoyo en la parte positiva vale; a la derecha de él:

$$V = 0.526\ w\ l = 0.526 \times 10\ 373.3 \times 3.66 = 47\ 200 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{47\ 200}{160 \times 57} = 5.18 \text{ kgs./ cms.}^2$$

Longitud de la viga que hay que reforzar con estribos.

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (5.18 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 5.18} = 2.03 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 5.18 - 2.75 = 2.43 \text{ kgs./ cms.}^2$$

El número de estribos usando varillas de 7/8" de diáme-tro con dos piernas es:

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{2.43 \times 160 \times 203}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 9.21 \text{ estribos.}$$

Hacia la derecha del segundo apoyo y a una distancia de

2.03 mts. deben colocarse 10 estribos de varillas de 7/8" de -- diámetro con dos piernas para reforzar el concreto y resista el esfuerzo cortante que se produce en ese lugar.

Segundo tramo.- El momento flexionante que se produce en el segundo tramo, momento positivo, vale:

$$M = \frac{w\ l^2}{16} = \frac{10\ 373.3 \times 8.66^2}{16} = 48\ 300 \text{ kgs.}$$

Que tiene el mismo valor que el momento negativo que se-produce en los extremos de la viga, es decir en el primero y -- sexto apoyo, en donde la cantidad de hierro fué de 15 varillas-de una pulgada de diámetro.

Tercer apoyo.- En el tercer apoyo se produce un momento-negativo que vale:

$$M = 0.74\ w\ l^2 = 0.74 \times 10\ 373.3 \times 8.66^2 = 66\ 300 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro en el refuerzo es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{66\ 300.00}{1\ 125 \times 57} = 103 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de una pulgada de diámetro.

$$n = \frac{As}{as} = \frac{1.03}{5.03} = 20.5 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 21 varillas de una pulgada de diámetro colocadas en la parte superior de la viga contínua en el tercer apoyo del cabezal inferior.

Estribos.- En este apoyo se producen dos esfuerzos cortantes siendo el negativo a la izquierda y vale:

$$V = 0.474\ w\ l = 0.474 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 42\ 500 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario en este lugar.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{42\ 500}{160 \times 57} = 4.67 \text{ kgs./ cms.}^2$$

La longitud de la viga que hay que colocarle estribos.

$$x = (v - vc)\frac{1}{2\ v} = (4.67 - 2.75)\frac{8.66}{2 \times 4.67} = 1.78 \text{ mts.}$$

$vs = v - vc = 4.67 - 2.75 = 1.92.$

El número de estribos de 7/8" de diámetro es:

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.92 \times 160 \times 178}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 6.27 \text{ estribos.}$$

Para contrarestar el esfuerzo cortante negativo que se - produce en el tercer apoyo de la viga es necesario reforzar con 7 estribos de 7/8" de diámetro de dos piernas colocados entre - 1.78 mts. a la izquierda.

El esfuerzo positivo cortante que se produce en el ter-- cer apoyo vale:

$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 44\ 800 \text{ kgs.}$

El esfuerzo rasante unitario es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{44\ 800}{160 \times 57} = 4.92 \text{ kgs./cms.}^2$$

La longitud de la viga que necesita estribos.

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (4.92 - 2.75)\ \frac{8.66}{2 \times 4.92} = 191 \text{ cms.}$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan:

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{2.17 \times 160 \times 191}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 7.61 \text{ estribos.}$$

Para contrarestar el esfuerzo cortante positivo que se - produce en el tercer apoyo de la viga contínua cabezal inferior se necesitan 8 estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas, co locados a 191 cms. a la derecha del apoyo.

Tercer Tramo.- El momento positivo flexionante que se -- produce en el tercer tramo vale:

$M = 0.046\ w\ l^2 = 0.046 \times 10\ 373.3 \times 8.66^2 = 35\ 800 \text{ kg.mt.}$

La cantidad de hierro es:

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{35\ 800.00}{1\ 125 \times 57} = 55.8 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de una pulgada de diámetro .

$$n = \frac{As}{as} = \frac{55.8}{5.03} = 11.1 \text{ varillas.}$$

En el tercer tramo o tramo central se necesita reforzar la viga contínua del cabezal inferior con 11 varillas de una - pulgada de diámetro, colocadas en la parte inferior de la viga.

Como el pórtico D D' es simétrico respecto al tercer tramo todos los valores obtenidos para el cabezal inferior como - para las distintas partes de la estructura son los mismos que- los valores de las partes análogas al tercer tramo.

Columnas inferiores pórtico D D'.

Primera columna.- El peso que debe soportar la columna- es la reacción que produce la viga en el apoyo más el peso que debe soportar la columna superior y más el peso de la columna.

$$P = P_s + R + Pp$$

El peso de la columna superior o carga que soporta en - este lugar es:

$$P_s = 18\ 436 \text{ kgs.}$$

La reacción en la primera columna:

$$R = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 35\ 500 \text{ kgs.}$$

Peso propio de la columna considerando que tenga una -- sección de 40 x 40 centímetros.

$$Pp = 0.40 \times 0.40 \times 3.5 \times 2\ 400 = 1\ 344. \text{ kgs.}$$

El peso total que debe soportar la columna es:

$$P = P_s + R + Pp = 18\ 436 + 35\ 500 + 1\ 344 = 55\ 280 \text{ kgs.}$$

La sección de la columna con esta carga.

$$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n - 1)\ p)} = \frac{55\ 280}{45\ (1 + 14 \times 0.02)} = 962 \text{ cms}^2.$$

La cantidad de hierro necesaria para esta sección.

$$As = A \times p = 0.02 \times 962 = 19.24 \text{ cms.}^2$$

Hierro que se usará tomando 5 varillas de 7/8" de diámetro.

$A_s = 5 \times 3.87 = 19.40$ cms.^{2}

La primera columna inferior del pórtico D D' tendrá como sección 24 x 40 centímetro de fomra rectangular y llevará como refuerzo 5 varillas de 7/8" de diámetro en su longitud con riostras normales de alambre de 1/4" a 30 cms. de c. a c.

Segunda columna.- La reacción que produce la carga sobre este apoyo debido a la fuerza del cabezal inferior.

$R = 1.131\ w\ l = 1.131 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 101\ 500$ kgs.

Peso de la columna con una sección de 40 x 80 cms.

$Pp = 0.40 \times 0.80 \times 3.5 \times 2\ 400 = 2\ 690$ kgs.

El peso que soporta la columna superior.

$P_s = 61\ 344$ kgs.

El peso total que debe soportar la columna es:

$P = P_s + R + Pp = 61\ 344 + 101\ 500 + 2\ 690 = 165\ 534$ kg.

El área de la sección que soporta esta carga vale:

$$A = \frac{P}{fc\ (\ 1 + (n - 1)\ p)} = \frac{165\ 534}{45\ (\ 1 + 14 \times 0.02)} = 2\ 870 \text{ cms.}$$

La sección de la columna será de:

$A = 40 \times 72 = 2\ 880$ cms.^{2}

La cantidad de hierro necesaria será:

$As = A \times p = 0.02 \times 2\ 870 = 57.40$ cms.^{2}

Número de varillas usándolas de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{As}{as} = \frac{57.40}{3.87} = 14.8 \text{ varillas.}$$

Cantidad de hierro que lleva varillas de 7/8" de diámetro.

$As = 15 \times 3.87 = 58.00$ cms.^{2}

El porciento empleado en esta columna es:

$$p = \frac{As}{A} = \frac{58}{40 \times 72} = 0.022 \qquad p = 2.2\ \%$$

La segunda columna tendrá una sección de 40 x 72 centímetros de forma rectangular con 15 varillas longitudinales de 7/8" de diámetro y con riostras de alambre de 1/4" de diámetro a 30 centímetros c. a c.

Tercera columna.- La reacción en la tercera columna vale:

$$R = 0.974\ w\ l = 0.974 \times 10\ 373.3 \times 8.66 = 87\ 500 \text{ kgs.}$$

La carga que soporta la columna superior es:

$$P_s = 45\ 675 \text{ kgs.}$$

Considerando una sección de 40 x 60 centímetros su peso propio es:

$$P_p = 0.40 \times 0.60 \times 3.5 \times 2\ 400 = 2\ 360 \text{ kgs.}$$

Peso de la columna que debe soportar es:

$$P = R + P_s + P_p = 87\ 500 + 45\ 675 + 2\ 360 = 135\ 535 \text{ kgs.}$$

Area de la sección de la tercera columna:

$$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n - 1)\ p)} = \frac{135\ 535}{45\ (1 + 14 \times 0.02)} = 2\ 350 \text{ cm}^2.$$

La cantidad de hierro necesaria.

$$A_s = p\ A = 0.02 \times 2\ 350 = 47.0 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 13 varillas siendo el porciento de hierro empleado.

$$p = \frac{As}{A} = \frac{13 \times 3.87}{40 \times 59} = 0.021$$

La tercera columna tendrá una sección de 40 x 59 centímetros de forma rectangular, teniendo como refuerzo 2. 1 % que equivale a 13 varillas de 7/8" de diámetro con riostras de --- alambre de 1/4" a 30 centímetros c. a c.

PORTICO E E'

<u>Cálculo de la viga del cabezal superior.</u>

El momento flexionante máximo positivo que se produce en la viga se presenta en los extremos y vale:

$Mf = 0.078\ w\ l^2$

Siendo (l) el claro de 8.63 metros de columna a columna en todos los tramos.

Peso del techo.

$P_1 = 0.2\ (\frac{8}{2} + \frac{8}{2}) \times 2\ 400 = 3\ 840$ kgs./mts.

P_2 = peso de carga accidental $= 100 \times 8 = 800$ kgs./mts.

$W = P_1 + P_2 = 800 + 3\ 840 = 4\ 640$ kgs./ mts.

El momento flexionante máximo positivo sin considerar - el peso propio de la viga continua.

$Mf = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 4\ 640 \times 8.63^2 = 26\ 400$ kgs. mts.

Considerando una viga "T" con las mismas dimensiones -- que en el pórtico D D' en el cabezal superior en donde el momento resistente fué de 39 100 kgs. mts.

Teniendo las dimensiones siguientes:

$b = 120$ cms.

$t = 25$ cms.

$h = 60$ cms.

$b_1 = 40$ cms.

$b_2 = 10$ cms.

El área de una viga "T" con estas dimensiones.

$A = bt + (h - t)\ b_1' + b_2^2 = 1.2 \times 0.25 + (0.60 - 0.25)$

$0.40 + 0.10^2 = 0.45$ mts.^{2}

El peso propio de la viga por metro.

$p = 0.45 \times 2\ 400 = 1080$ kgs./ mts.

El momento flexionante total es:

$Mf = 26\ 400 + 0.078 \times 1\ 080 \times 8.63^2 = 32\ 680$ kgs. mts.

La cantidad de hierro necesaria para este momento.

$$A_s = \frac{M}{f\ j\ d} = \frac{32\ 680.00}{1\ 125 \times 49} = 59.3 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 16 varillas para contrarestar este momento.

Segundo tramo.- El momento flexionante en el segundo -- tramo vale:

$$Mf = 0.033\ w\ l^2 = 0.033\ (4\ 640 + 1\ 080)\ 8.63^2 = 14\ 050 \text{ kgs. mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria en este tramo es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{14\ 050.00}{1\ 125 \times 49} = 25.5 \text{ cms.}^2$$

Para el segundo tramo se necesita reforzar el concreto con 7 varillas de 7/8" de diámetro.

Tercer tramo.- El momento flexionante positivo es:

$$Mf = 0.046\ wl^2 = 0.046 \times 5\ 720 \times 8.63^2 = 19\ 600 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro necesaria para contrarestar este momento es:

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{19\ 600.00}{1\ 125 \times 49} = 35.6 \text{ cms.}^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro en la parte inferior de la viga se necesitan 10 varillas.

Como la viga es simétrica respecto a este tramo los valores obtenidos son los mismos para las partes análogas.

Momentos Negativos.

Primer apoyo.- El momento negativo que se produce en el primer apoyo de la viga tiene un valor de:

$$M_f = 0.033\ w\ l^2 = 0.033 \times 5\ 720 \times 8.63^2 = 14\ 050 \text{ kgs.m.}$$

Este momento es igual al momento positivo con signo contrario que el que se produce en el segundo tramo, por lo que la

cantidad de hierro es la misma, es decir, de 7 varillas de --- 7/8" de diámetro.

Segundo apoyo.- El momento flexionante negativo en el - segundo apoyo tiene un valor de:

$$Mf = 0.105\ w\ l^2 = 0.105 \times 5\ 720 \times 8.63^2 = 44\ 700\ kg.mt.$$

La cantidad de hierro necesaria para contrarestar este- momento es:

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{44\ 700.00}{1\ 125 \times 49} = 81\ cms.^2$$

Usando varillas de 7/8" de diámetro se necesitan 21 varillas.

Tercer apoyo.- El momento flexionante negativo vale:

$$Mf = 0.074\ w\ l^2 = 0.074 \times 5\ 720 \times 8.63^2 = 31\ 500\ kg.mt.$$

La cantidad de hierro necesaria para este momento es:

$$A_s = \frac{Mf}{fs \times jd} = \frac{31\ 500.00}{1\ 125 \times 49} = 57.2\ cms.^2$$

Se necesitan 15 varillas de 7/8" de diámetro.

Estribos.

Primer apoyo.- El esfuerzo rasante en el primer apoyo vale:

$$V = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 5\ 720 \times 8.63 = 19\ 500\ kgs.$$

El esfuerzo rasante unitario,

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{19\ 500}{130 \times 49} = 3.32\ kgs./cms.^2$$

La longitud de la viga que necesita estribos es:

$$x = (v - vc)\ \frac{l}{2\ v} = (3.32 - 2.75)\ \frac{8.63}{2 \times 3.32} = 74\ cms.$$

$$vs = v - vc = 3.32 - 2.75 = 0.57$$

Número de estribos necesarios de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{0.57 \times 120 \times 74}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 0.58\ estribos.$$

En el primer apoyo se necesitan 1 estribo de 7/8" de diámetro de dos piernas para contrarestar el esfuerzo cortante que

allí se produce.

Segundo apoyo.- El esfuerzo cortante negativo que se -- produce en el segundo apoyo es:

$$V = 0.605\ w\ l = 0.605 \times 5\ 720 \times 8.63 = 29\ 800 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{29\ 800}{120 \times 49} = 5.07 \text{ kgs./cms.}$$

Longitud de la viga que necesita refuerzo.

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (5.07 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 5.07} = 198 \text{ cms.}$$

$$vs = v - vc = 5.07 - 2.75 = 2.32 \text{ kgs./cms.}^2$$

Número de estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As \times fs} = \frac{2.32 \times 120 \times 198}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 6.32 \text{ estribos.}$$

En el segundo apoyo se necesitan colocar 7 estribos de- 7/8" de diámetro con dos piernas a 1.98 mts. a la izquierda -- del apoyo.

El esfuerzo cortante positivo es:

$$V = 0.526\ w\ l = 0.526 \times 5\ 720 \times 8.63 = 25\ 900 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo rasante unitario para este apoyo es:

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{25\ 900}{120 \times 49} = 4.41 \text{ kgs./cms.}^2$$

Longitud de la viga que necesita estribos.

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (4.41 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 4.41} = 1.62 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 4.41 - 2.75 = 1.66 \text{ kgs./cms.}^2$$

Número de estribos de 7/8" de diámetro.

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.66 \times 120 \times 1.62}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} \rfloor 3.71 \text{ estribos.}$$

En el segundo apoyo se necesitan colocar 4 estribos de varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas a 1.62 mts. a la

derecha del apoyo.

Tercer apoyo.- Esfuerzo cortante negativo.

$V = -0.474\ wl = 0.474 \times 5\,720 \times 8.63 = 23\,400$ kgs.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{23\,400}{120 \times 49} = 3.98 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{1}{2\ v} = (3.98 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 3.98} = 1.33 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 3.98 - 2.75 = 1.23 \text{ kgs./ cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \cdot b \cdot x}{As\ fs} = \frac{1.23 \times 120 \times 1.33}{2 \times 3.37 \times 1\,125} = 2.26 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo esfuerzo cortante positivo.

$V = + 0.500\ w\ l = 0.500 \times 5\,720 \times 8.63 = 24\,700$ kgs.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{24\,700}{120 \times 49} = 4.20 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{1}{2\ v} = (4.20 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 4.20} = 1.49 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 4.20 - 2.75 = 1.45 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{1.45 \times 120 \times 1.49}{2 \times 3.87 \times 1\,125} = 2.98 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo se necesita reforzar para contrarestar el esfuerzo cortante que se produce en la siguiente forma;- colocando 3 estribos a la izquierda entre una longitud de 1.33 mts. del apoyo y colocar 3 estribos a la derecha y a una longitud de 1.49 mts. del apoyo.

Los estribos que se deben usar en este apoyo son con varilla de 7/8" de diámetro y de dos piernas.

Los datos y valores obtenidos en este lado del cabezal superior del pórtico E E' se repiten a su homólogo para el otro lado por ser simétrico respecto al tramo tercero o del centro.

Columnas superiores pórtico E E'.

Primera columna.- Peso que soporta.

$R = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 5\ 720 \times 8.63 =$ 19 500 Kgs.

$Pp = 0.20 \times 0.25 \times 3.50 \times 2\ 400 + 0.20 \times$

$\times 0.60 \times 0.4 \times 2\ 400 =$ 535 kgs.

Peso total = P = 20 035

Como es columna de tipo semi-corta.

$$P' = P\left(1.6 - \frac{L}{25\ d}\right) = 20\ 035\left(1.6 - \frac{3.5}{25 \times 0.25}\right) = 20\ 800$$

kgs.

$$A = \frac{P'}{fc\ (1 + (n-1)\ p)} = \frac{20\ 800}{35\ (1 + 14 \times 0.02)} = 465 \text{ cms.}$$

$A_s = 465 \times 0.02 = 9.30$ cms.^{2}

$$p = \frac{n \times as}{A} = \frac{3 \times 3.87}{20 \times 24} = 0.024$$

La primera columna superior tendrá como sección de ---- 20 x 24 centímetros como refuerzo, tendrá 3 varillas longitudinales de 7/8" de diámetro con riostras de alambre de 1/4" de diámetro a 30 centímetros de c.a c. siendo el porciento de hierro empleado 2.4 % que está dentro de la seguridad y la economía.

Segunda columna.- Peso que soporta.

$R = 1.131\ w\ l = 1.131 \times 5\ 720 \times 8.63 =$ 64 600 Kgs.

Peso columna de $0.40 \times 0.40 = 0.40 \times 0.40$

$\times 3.50 \times 2\ 400 =$ 1 344 Kgs.

Peso total P = 65 944

La relación de esbeltez

$$r = \frac{l}{s} = \frac{3.50}{40} = 8.75$$ por lo que no se debe multiplicar por la relación de $P' = P\left(1.6 - \frac{1}{25\ d}\right)$

$$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n-1)\ p)} = \frac{65\ 944}{35\ (1 + 14 \times 0.02)} = 1480 \text{ cm.}^2$$

$A_s = p\ A_s = 0.02 \times 1\ 480 = 29.60$ cms.^{2}

El porciento que tendrá la columna.

$$p = \frac{n \times as}{A} = \frac{8 \times 3.87}{40 \times 37} = 0.021 \qquad 2.1\ \% = p$$

La segunda columna superior del pórtico E E' tendrá como sección 40 x 37 centímetros y como refuerzo 8 varillas longitudinales de 7/8" de diámetro con riostras de 1/4" de diámetro a 30 centímetros de centro a centro. El porciento empleado de hierro en esta columna es de 2. 1 % que está dentro de la seguridad y de la economía.

Tercera columna superior pórtico E E'./

La reacción = R = 0.974 w l = 0.974 x 5 720 x 8.63 = 46 700 kg.

Peso columna Pp = 0.40 x 0.30 x 3,5 x 2 400 = 1 020 kg.

Peso total de la columna de Pa columna 47 720

La relación de esbeltez $r = \frac{l}{L} = \frac{350}{30} = 11.7$

Area de la sección $A = \frac{P}{fc\,(1 + (n - 1)\,p)} =$

$= \frac{47\,720}{35\,(1 + 14 \times 0.02)} = 1\,065$ cms.2.

Cantidad de hierro $A_s = p\,A = 0.02 \times 1\,065 = 21.30$ cms.^{2}

Porciento de hierro empleado = $p = \frac{As}{A} = \frac{6 \times 3.87}{40 \times 27} =$

$= 0.0215$

La tercera columna superior del pórtico E E' tendrá como sección de 40 x 27 centímetros y como refuerzo 6 varillas longitudinales de 7/8" de diámetro con riostras de alambre de 1/4" de diámetro a 30 centímetros centro a centro.

El porciento de hierro empleado en este columna es de 2.15 % que se encuentra dentro de la seguridad y de la economía.

Cuarta columna superior pórtico E E'.

Por ser simétrico el pórtico, la cuarta columna superior del pórtico E E' tendrá las mismas dimensiones y valores que la

tercera columna del mismo pórtico.

Quinta columna superior pórtico E E'.

Por ser simétrico el pórtico, la quinta columna superiores del pórtico E E' tendrá las mismas dimensiones y valores que la segunda columna superior del mismo pórtico por ser su análoga.

Sexta columna superior pórtico E E'.

Por ser simétrico el pórtico, la sexta columna superior del pórtico E E' tendrá las mismas dimensiones y valores que la primera columna superior del mismo pórtico por ser su análoga.

Cabezal inferior pórtico E E'.- El cabezal inferior del pórtico E E' es una viga contínua de 5 claros de forma "T" con las siguientes dimensiones:

b = 180 cms.

t = 36 cms.

h = 65 cms.

d = 62.5 cms.

b_1 = 40 cms.

b_2 = 10 cms.

Area de la viga "T" = A = bt + (h - t) b_1 + b_2^2 - losa techo x b = 1.80 x 0.36 + (0.65 - 0.36) 0.40 + 0.10^2 - - 0.3 x 1.80 = 0.234 mts.^{2}

Peso propio de la viga "T" = 0.234x 2 400=	562kg/m.
Peso losa = P_2 = 0.30 x 8 x 2 400 =	5 760 kg/m.
Carga de vehículos = P_8 = 8 x 500 =	4 000 kg/m.
Carga accidental 8 x 150 =	1 200 kg/m.
Carga total = W =	11 522 kg/m.

El momento flexionante máximo $0.078 \times w\ l^2 = 0.078 \times$

$\times 11\ 522 \times 8.63^2 = 67\ 000$ kgs./mts.

Brazo de la viga $jd = d - z = d - \frac{3kd - 2t}{2kd - t}\ \frac{t}{3} = 62.5$

$- \frac{3 \times 0.424 \times 62.5 - 2 \times 36}{2 \times 0.424 \times 62.5 - 36} \times \frac{36}{3} = 57.2$ cms.

El momento resistente:

$M_r = fc\ (1 - \frac{t}{2kd})\ b\ t\ j\ d = 55\ (1 - \frac{36}{2 \times 0.424 \times 62.5})$

$180 \times 36 \times 57.2 = 65\ 000.00$ kgs. cms.

La cantidad de hierro en primer tramo.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{67\ 000.00}{1\ 125 \times 57.2} = 104$ cms.^{2}

En el primer tramo del cabezal inferior del pórtico E E' se necesitan colocar 21 varillas de una pulgada de diámetro en la parte inferior de la viga "T" para contrarestar el momento positivo que allí se produce.

Segundo tramo cabezal inferior pórtico E E'.

$Mf = 0.033\ w\ l^2 = 0.033 \times 11\ 522 \times 8.63^2 = 28\ 300$ kg.mt.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{28\ 300.00}{1\ 125 \times 57.2} = 44$ cms.^{2}

En el segundo tramo del cabezal inferior del pórtico E E' se necesitan colocar 9 varillas de una pulgada de diámetro en la parte inferior de la viga "T" para contrarestar el momento positivo que allí se produce.

Tercer tramo cabezal inferior pórtico E E'.

$Mf = 0.046\ w\ l^2 = 0.046 \times 11\ 522 \times 8.63^2 = 39\ 500$ kg.mt.

$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{39\ 500.00}{1\ 125 \times 57.2} = 61.6$ cms.^{2}

En el tercer tramo o tramo del centro se necesitan colocar 13 varillas de una pulgada de diámetro en la parte inferior

de la viga "T" para contrarestar el momento positivo que allí se produce.

Cuarto tramo cabezal inferior pórtico E E'.

Este tramo tiene las mismas características que el segundo tramo del mismo pórtico; por lo que tendrá idénticas dimensiones y valores por ser simétrica la estructura.

Quinto tramo cabezal inferior pórtico E E'.

Este tramo tiene las mismas características que el primer tramo del mismo pórtico por lo que tendrá idénticas dimensiones y valores por ser simétrica la estructura y ser análogas.

Primer apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

El momento negativo que se produce en este apoyo tiene el mismo valor pero con signo contrario al momento positivo flexionante que se produce en el segundo tramo, por lo que la cantidad de hierro que hay que colocar para contrarestar este momento es el mismo de 9 varillas de una pulgada de diámetro.

Estribos.- Esfuerzo cortante.

$$V = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 11\ 522 \times 8.63 = 39\ 200 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{39\ 200}{180 \times 57.2} = 3.81 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (3.81 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 3.81} = 120 \text{ cms.}$$

$$vs = v - vc = 3.81 - 2.75 = 1.06 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$n = \frac{vs.\ b.\ x}{As\ fs} = \frac{1.06 \times 180 \times 120}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 2.63 \text{ estribos.}$$

En el primer apoyo del cabezal inferior del pórtico E E' se necesitan colocar 9 varillas de una pulgada de diámetro en la parte suferior para contrarestar el momento negativo y 3 estribos de 7/8" de diámetro con dos piernas a 1.20 mts. a la derecha del apoyo para contrarestar el esfuerzo cortante que se -

produce.

Segundo apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

$M = - 0.105\ w\ l^2 = 0.105 \times 11\ 522 \times 8.63^2 = 90\ 000$ kgs. mts.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{90\ 000.00}{1\ 125 \times 57.2} = 140$ cms.^{2}

$n = \frac{As}{as} = \frac{140}{5.03} = 27.9$ varillas de 1" de diámetro.

Estribos.- Esfuerzo cortante.

$V = - 0.605\ w\ l = 0.605 \times 11\ 522 \times 8.63 = - 60\ 200$ kgs.

$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{60\ 200}{180 \times 57.2} = 5.85$ kgs./cms.^{2}

$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (5.85 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 5.85} = 2.28$ mts.

$vs = v - vc = 5.85 - 2.75 = 3.10$ kgs./cms.^{2}

$n = \frac{vs.\ b.\ x}{As\ fs} = \frac{3.10 \times 180 \times 228}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 14.6$ estribos 7/8" de diámetro.

$V = 0.526\ wl = 0.526 \times 11\ 522 \times 8.63 = 52\ 250$ kgs.

$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{52\ 250}{180 \times 57.2} = 5.07$ kgs./cms.^{2}

$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (5.07 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 5.07} = 197$ cms.

$vs = v - vc = 5.07 - 2.75 = 2.32$ kgs./cms.^{2}

$n = \frac{vs.\ b.\ x}{As\ fs} = \frac{2.32 \times 180 \times 197}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 9.44$ estribos de 7/8" de diámetro.

En el segundo apoyo del cabezal inferior del pórtico -- E E' se necesitan colocar 28 varillas de una pulgada de diámetro en la parte superior para contrarestar el momento negativo y 15 estribos de varillas de 7/8" de diámetro con dos piernas a la izquierda del apoyo y a una distancia de 2.28 mts., y además 10 estribos de 7/8" de diámetro a la derecha del apoyo a una distancia de 1.97 mts. para contrarestar los esfuerzos cortante, negativo y positivo, respectivamente que allí se produ-

cen.

Tercer apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

El momento flexionante negativo.

$Mf = 0.074\ w\ l^2 = 0.074 \times 11\ 522 \times 8.63^2 = 63\ 500$ kgs. - mts.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{63\ 500.00}{1\ 125 \times 57.2} = 98.8 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{98.8}{5.03} = 19.7 \text{ varillas de 1" de diámetro.}$$

Esfuerzo cortante.

$V = - 0.474\ w\ l = 0.474 \times 11\ 522 \times 8.63 = 47\ 000$ kgs.

$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 11\ 522 \times 8.63 = 49\ 700$ kgs.

$$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{47\ 000}{180 \times 57.2} = 4.57 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (4.57 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 4.57} = 1.72 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 4.57 - 2.75 = 1.82 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \cdot b \cdot x}{As\ fs} = \frac{1.82 \times 180 \times 172}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 6.47 \text{ estribos.}$$

$$v = \frac{V}{b\ jd} = \frac{49\ 700}{180 \times 57.2} = 4.83 \text{ kgs. cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = (4.83 - 2.75)\frac{8.63}{2 \times 4.83} = 1.86 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 4.83 - 2.75 = 2.08 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \cdot b \cdot x}{As\ fs} = \frac{2.08 \times 180 \times 186}{2 \times 3.87 \times 1\ 125} = 8 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo del cabezal inferior del pórtico E E' se necesitan colocar 20 varillas de una pulgada de diámetro en la parte supeior para contrarestar el momento negativo que se - produce, al lado izquierdo del apoyo y a una distancia de 1.72 mts. se necesitan colocar 7 estribos de varillas de 7/8" de diá metro con dos piernas y además se necesitan colocar 8 estribos- de varillas de 7/3" de diámetro con dos piernas a la derecha -- del apoyo y a una distancia de 1.86 mts. para contrarestar los-

esfuerzos cortantes negativo y positivo, respectivamente.

Cuarto apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

El cuarto apoyo es simétrico al tercer apoyo del cabezal inferior del mismo pórtico por lo que sus valores son los mismos con la aclaración que lo que es izquierda en el apoyo-tercero, es derecha en el cuarto y recíprocamente.

Quinto apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

El quinto apoyo es simétrico o análogo al segundo apoyo del cabezal inferior del mismo pórtico por los que sus valores son los mismos cambien de posición lo que es izquierdo-en úno pasa a ser derecho en el ótro e inversamente.

Sexto apoyo cabezal inferior pórtico E E'.

El sexto apoyo es análogo al primer apoyo del cabezal-inferior del mismo pórtico, por lo que sus valores son los -- mismos pero cambiando de posición lo que en úno es izquierdo-en el ótro es derecho e inversamente.

Columnas inferiores pórtico E E'.

Primera columna.- Peso que soporta.

Reacción debido a la carga techo R = 0.395

W 1 = 0.395 x 11 522 x 8.63 = 39 300 kgs.

Peso columna superior. = 20 035 kgs.

Peso propio columna 0.30 x 0.40 x 3.5 x

x 2 400 = 1 010 kgs.

Peso total P = 60 345

Relación de esbeltez $r = \frac{350}{30} = 11.67$

$$A = \frac{P}{fc\,(1 + (n-1)\,p)} = \frac{60\,345}{35(1 + (15 - 1)\,0.016)} = 1\,410 \text{ cms.}^2$$

$A_s = 1\,410 \times 0.016 = 22.60$

$p = \frac{As}{A} = \frac{6 \times 3.87}{40 \times 36} = 0.0161$

La primera columna inferior del pórtico E E' tendrá como sección 36 x 40 centímetros y como cantidad de hierro 6 varillas de 7/8" de diámetro longitudinalmente, con riostras de 1/4" de diámetro de alambre a 30 centímetro de c.a c.

Segunda columna.- Peso que soporta.

Reacción carga techo. $R = 1.131\ w\ l =$

$1.131 \times 11\ 522 \times 8.63 =$ 130 500 kgs.

Peso propio columna $Pp = 0.40 \times 0.80$

$\times 3.5 \times 2\ 400 =$ 2 690 kgs.

Carga columna superior $Ps =$ 56 144 kgs.

Peso total $P =$ 189 334

Relación de esbeltez $\frac{l}{L} = r = \frac{350}{40} = 8.75$

$$A = \frac{P}{fc\ (1 + (n-1)\ p)} = \frac{189\ 334}{45\ (1 + 14 \times 0.02)} = 3\ 280$$

$A_s = 3\ 280 \times 0.02 = 65.60\ cms.^2$

$p = \frac{As}{A} = \frac{17 \times 3.87}{40 \times 82} = 0.021$

La segunda columna inferior del pórtico E E' tendrá como sección 40 x 82 centímetros de forma rectangular y como cantidad de hierro el 2.1 % o sea 17 varillas longitudinales de 7/8" de diámetro con riostras de alambre de 1/4" de diámetro a 30 centímetros de centro a centro.

Tercera columna inferior pórtico E E'.

Reacción carga techo $R = 0.974\ w\ l =$

$0.974 \times 11\ 522 \times 8.63 =$ 96 800

Carga columna superior = 47 720 kgs.

Peso columna $0.40 \times 0.60 \times 3.50 \times 2\ 400 =$ 2 020 kgs.

Peso total P = 146 540

$$A = \frac{P}{fc\,(1+(n-1)\,p)} = \frac{146\,540}{45\,(1+14 \times 0.016)} = 2\,550 \text{ cm.}^2$$

$$A_s = 2\,550 \times 0.016 = 40.8 \text{ cms.}^2$$

$$p = \frac{As}{A} = \frac{11 \times 3.87}{40 \times 64} = 0.0167$$

La tercera columna inferior del pórtico E E' tendrá una sección rectangular de 40 x 64 centímetros y como cantidad de hierro el 1.67 % o sean 11 varillas de 7/8" de diámetro longitudinalmente y transversales a éstas unas riostras de alambre de 1/4" de diámetro a 30 centímetros de centro a centro.

Cuarta columna inferior pórtico E E'.

La cuarta columna trabaja en la misma forma que la tercera columna, por lo que deberá tener las mismas dimensiones e igual cantidad de hierro.

Quinta columna inferior pórtico E E'.

La quinta columna trabaja en la misma forma que la segunda columna inferior del pórtico E E', por lo que deberá tener las mismas dimensiones e igual cantidad de hierro.

Sexta columna inferior pórtico E E'.

La sexta columna trabaja en la misma forma y condición que la primera columna inferior del pórtico E E', por lo que deberá tener las mismas dimensiones e igual cantidad de hierro.

PORTICO B B'.

El pórtico B B' trabaja en idénticas condiciones que el pórtico E E' por lo que deberá tener las mismas partes constructivas con idénticas cantidades de concreto y hierro, a excepción de que el claro entre columna y columna es de ---

8,60 mts. en lugar de 8,63 mts. que tiene el pórtico E E' pero por ser tan pequeña su diferencia no vale la pena tomarla en cuenta.

Para calcular y comparar las distintas partes de la estructura que en los pórticos calculados no se consideraron en su forma, el presente pórtico B B' se calcularán los empotramientos perfectos por el método de Cross.

Como se trata de vigas de momento de inercia constante para los cabezales tanto el superior como el inferior, en esta parte de las vigas o columna los coeficientes de transmisión de un tramo a otro es de 1/2 para los cabezales.

El factor de transmisión izquierda derecha:

$$B = \frac{M'}{M}$$

La rigidez $K = \frac{4 E I}{L}$

Como se trata de un mismo elemento constructivo como es el concreto reforzado el módulo de elasticidad es constante (E) el momento de inercia I. para el cabezal superior es constante, para el cabezal inferior también es constante y el claro también es constante para este pórtico.

De donde el momento de la izquierda es igual al momento de la derecha en todos los tramos y tiene el siguiente valor para sus empotramientos en el caso de carga uniformemente repartida.

$$M_1 = \frac{1}{12} p l^2 \qquad M_2 = -\frac{1}{12} p l^2$$

Siendo l = 8.60 mts. el claro de columna a columna.

La carga uniformemente repartida (p) para el cabezal superior del pórtico B B' vale igual que (W) para el pórtico E E'.

$p = W = 5\ 720$ kgs./mts. para el cabezal superior.

$$M = \frac{1}{12} p l^2 = \frac{5\ 720 \times 8.60^2}{12} = 35\ 300 \text{ kgs. mts.}$$

Que en números proporcionales se puede escribir + 100 y - 100 para la compensación de la carga siendo por lo tanto el factor de proporción:

100 = 35 300 kgs. mts.

El cabezal inferior en donde:

$p = W = 11\ 522$ kgs./mts.

$$M = \frac{1}{12} p l^2 = \frac{11\ 522 \times 8.60^2}{12} = 71\ 100 \text{ kgs. mts.}$$

$$M = \frac{71\ 100.00}{353} = 202$$

La rigidez del cabezal superior es:

$$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{8.6} I E = \frac{4}{8.6} \text{ E I}$$

Siendo la única variable el momento de inercia para los cabezales tanto superior como inferior.

El momento de inercia de la viga tomando las dimensiones del pórtico E E' para una viga "T".

$$I = C_1 b h^3$$

El valor de C_1 está tabulado y para un

h = 60, t de 25, b, de 40, b = 120 cms. tiene un valor de:

$C_1 = 0.045$

$$I = C_1 b h^3 = 0.045 \times 1.2 \times 0.6^3 = 0.01165$$

$$\therefore K = \frac{4}{L} E I = \frac{4}{8.6} \times 0.01165 = .00543 = 1.00$$

Para las columnas primera y sexta:

$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

Siendo b = 0.25 m. h = 20 cms.

$$I = \frac{1}{12} 0.25 \times 0.20^3 = 0.0001666$$

$K = \frac{4}{L} I = \frac{4}{3.5} \times 0.0001666 = 0.000191 = 0.035$

Para la primera columna $K = 0.035$

Segunda columna.

El momento de inercia vale siendo $b = 0.32$ $h = 0.40$

$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 0.32 \times 0.40^3 = 0.00171$

$K = \frac{4}{L} E I = \frac{4}{3.5} \times 17\ 100 = 195\ 000 = 0.36$

Para la segunda columna $K = 0.36$

Tercera columna superior pórtico.

$b = 27$ cms. $h = 40$ cms.

$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 27 \times 40^3 = 144\ 000$

$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{3.5} \times 144\ 000\ E = 164\ 500\ E = 0.30$

Cabezal inferior.

El momento de inercia para viga "T".

$I = C_1\ b h^3$

Siendo los siguientes valores.

$b = 180$ cms.

$t = 36$ cms.

$h = 65$ cms.

$b_1 = 40$ cms.

$\frac{b_1}{b} = \frac{40}{180} = .222$

$\frac{t}{h} = \frac{36}{65} = .554$

Buscando en las tablas $C_1 = 0.034$

$I = C_1\ b h^3 = 0.034 \times 180 \times 65^3 = 266$

$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{8.6} 0.0266\ E = 0.0124\ E = 2.24$

Para el cabezal inferior $K = 2.24$

Columnas inferiores.

Primera y sexta columna.

b = 36 cms. h = 40 cms.

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{36 \times 40^3}{12} = 192\,000$$

$$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{3.5} \times 0.00192 E = .00213 E = 0.40$$

Las rigideces para la primera columna K = 0.40

Columnas segunda y quinta.

b = 82 cms. h = 40 cms.

Momento de inercia.

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 82 \times 40^3 = 437$$

$$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{3.5} \times 0.00437 E = 0.005 E = 0.90$$

La rigidez para la segunda columna inferior es K = 0.90

Columnas tercera y cuarta.

b = 64 cms. h = 40 cms.

El momento de inercia.

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 64 \times 40^3 = 341 \text{ cms.}^4$$

$$K = \frac{4 E I}{L} = \frac{4}{3.5} 0.00341 E = 0.0039 E = 0.72$$

La rigidez para la tercera columna inferior del pórtico K = 0.72

El cálculo de la repartición de los factores de los momentos de empotramiento perfecto están indicados en la figura No. 4. hasta llegar la repartición a unos valores despreciables y que no se deben tomar ya en cuenta.

Como este pórtico B B' es de los que se encuentran más fatigados, será suficiente para los demás pórticos tomar las consideraciones que en él se tuvieron siendo por lo tanto suficiente calcular los empotramientos con los factores que se obtuvieron.

El pórtico C - C es simétrico al J-J' por lo que sus valores y dimensiones deben ser las mismas.

El pórtico D D' es simétrico al H - H' por lo que sus valores y dimensiones deben ser las mismas.

Los pórtico E E', B B' - F F' y G G' trabajan todos en iguales condiciones por lo que sus valores y dimensiones deben ser las mismas.

Por la figura No. 4. se vé que el valor o suma algebráica de los distintos elementos son en la siguiente forma.

Cabezal superior pórtico B B'.

Primer apoyo.- Valor en la figura No. 4.

$M = + 5.85\ B$

$B = 353$

$M = 5.85 \times 353 = 2\ 060$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{2\ 060.00}{1\ 125 \times 49} = 3.74 \text{ cms.}^2$$

Se necesita una varilla de 7/8" de diámetro para el empotramiento en el primer apoyo superior.

El momento teórico para este punto.

$M = C\ p\ l^2 = C \times 5\ 720 \times 8.6^2 = C \times 422\ 500$

$2\ 060 = C\ 422\ 500 \quad C$

$$C = \frac{2\ 060}{422\ 500} = 0.00488$$

La parte del cabezal que se encuentra más fatigada es el segundo y quinto apoyo y tiene un valor de 130.82 el momento vale.

$M = 130.82 \times 353 = 46\ 100$ kgs. mts.

La relación de la longitud del cartón al claro total.

$a = a \times l = 1.29$ mts. como mínimo.

$$b = \frac{I}{I}$$

El espesor en los apoyos debe ser cuando máximo para -- que la relación no pase del valor de 1: 3 de 100 cms. siendo la altura h = 60.

$$a = \frac{1.29}{8.6} = 0.15$$

$$b = \frac{I}{I_1} \qquad b = 40 \qquad h = 60 \qquad h_1 = 100$$

$$I = \frac{b\,h^3}{12}$$

$$b = \frac{b\,h^3}{12} \quad \frac{b\,h_1^3}{12} = \left(\frac{h}{h_1}\right)^3 = \left(\frac{0.60}{1.00}\right)^3 = 0.216$$

Para estos valores de a = 0.15 b = 0.216

El momento en un punto cualquiera en los extremos, como en el caso del segundo y quinto apoyo sin compensar.

$M = 0.94 \times p\, l^2 = 0.94 \times 5\,720 \times 8.6^2 = 39\,800$ kgs. mts. y por el método compensado expuesto en la figura número 4. fué de:

M = 46 100 kgs. mts.

Por lo anterior se vé que el cálculo de la cantidad de-hierro debe ser según lo estipulado en los momentos de la figura No. 4 .

Para el acartelamiento debe tomarse de.

a = 0.15

b = 0.216

o sea del apoyo una profundidad de 100 centímetros en su cen-- tro unido con un punto de profundidad 60 centímetros y de distancia del apoyo a la unión de 129 centímetros.

Segundo apoyo cabezal superior.

M = - 130.82 x 353 kgs. mts. = 46 100 kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{f_s\, jd} = \frac{46\,100.00}{1\,125 \times 49} = 83.6 \text{ cms.}^2$$

Número de varillas de 7/8"

$n = \frac{As}{as} = \frac{83.6}{3.87} = 21.6$ varillas.

En el pórtico B B' en el segundo apoyo del cabezal superior se necesitaron 21 varillas por el otro procedimiento - por lo que debe agregarse únicamente una varilla de 7/8" para tener en la parte que le corresponde al momento negativo del-segundo apoyo del cabezal superior del pórtico B B la canti-- dad de 22 varillas.

Parte positiva del segundo apoyo.

$M = 118.96 \times 353 = 42\,000$ kgs. mts.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{42\,000.00}{1\,125 \times 49} = 76.3$ cms.^{2}

No. de 7/8" de $d = \frac{As}{as} = \frac{76.3}{3.87} = 19.7$

En esta parte se necesitan 20 varillas de 7/8" de diá- metro.

Tercer apoyo cabezal Superior.

$M = 94.86 \times 353 = 33\,500$ kgs. mts.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{33\,500.00}{1\,125 \times 49} = 60.8$ cms.^{2}

$n = \frac{As}{as} = \frac{60.8}{3.87} = 15.7$ varillas.

Se necesitan 16 varillas de 7/8" de diámetro.

$M = 97.12 \times 353 = 34\,300$ kgs. mts.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{34\,300.00}{1\,125 \times 49} = 62.3$ cms.^{2}

$n = \frac{As}{as} = \frac{62.3}{3.87} = 16$ varillas.

Se necesitan 16 varillas de 7/8" de diámetro.

Primera columna superior.

$M = - 5.82 \times 3.53 = 2\,050$ kgs. mts.

$h = 20$ cms. $b = 0.25$ mts.

$jd = 0.359 \times 20 = 17.2$ cms.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{2\,050.00}{1\,125 \times 17.2} = 10.4$ cms.^{2}

$$n = \frac{As}{as} = \frac{10.4}{3.87} = 2.69$$

Se necesitan 3 varillas de 7/8" de diámetro.

Parte inferior de la columna superior.

M = - 5.34 x 3.53 = 1 885 kgs. mts.

h = 20 cms. b = 25 cms.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{1\ 885.00}{1\ 125 \times 0.859 \times 20} = 9.75 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{9.75}{3.87} = 2.52$$

En toda la columna se necesitan 3 varillas de 7/8" de diámetro que tienen la misma cantidad de hierro que al hacer el cálculo en el pórtico E E'.

Segunda columna superior.

Parte superior.

M = 11.86 x 353 = 4 180 kgs. mts.

h = 40 cms. b = 32 cms.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{4\ 180.00}{1\ 125 \times 0.859 \times 32} = 13.5 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{13.5}{3.87} = 3.5 \text{ varillas.}$$

Parte inferior

M = 10.67 x 353 = 3 770 kgs. mts.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{3\ 770.00}{1\ 125 \times 0.859 \times 32} = 12.2 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{12.2}{3.87} = 3.16 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 4 varillas de 7/8" de diámetro para contrarestar los momentos; pero al hablarse de la compresión se necesitan 8 varillas del mismo diámetro por lo que no es necesario aumentar la cantidad de hierro.

Tercera columna superior.

Parte superior.

$M = 2.32 \times 353 = 818$ kgs. mts.

$h = 40$ cms. $\quad b = 27$ cms.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{818\ 00}{1\ 125 \times 0.859 \times 27} = 3.14 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{3.14}{3.87} = 0.811 \text{ varillas.}$$

Parte inferior.

$M = 1.99 \times 353 = 702$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{702\ 00}{1\ 125 \times 0.859 \times 27} = 2.69 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{2.69}{3.87} = 0.695 \text{ varillas.}$$

En la segunda columna se necesita colocar una varilla de 7/8" de diámetro tanto en la parte superior como en la -- parte inferior para contrarestar el momento que allí se produce.

Cabezal inferior.

Primer apoyo.

$M = 37.74 \times 353 = 13\ 600$ kgs. mts.

$jd = 57.2$ cms.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{13\ 600.00}{1\ 125 \times 57.2} = 20.7 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{20.7}{5.03} = 4.12 \text{ varillas.}$$

En este apoyo se necesitan 5 varillas de una pulgada de diámetro.

Segundo apoyo.

$M = 257.73 \times 353 = 90\ 800$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{90\ 800.00}{1\ 125 \times 57.2} = 141 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{141}{5.03} = 28 \text{ varillas de una pulgada de diámetro.}$$

El mismo número del estipulado en el pórtico E E'.

$M = + 232.48 \times 353 = 82\ 000$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{82\,000.00}{1\,125 \times 57.2} = 127 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{127}{5.03} = 25.3 \text{ varillas.}$$

Para esta parte se necesitan 26 varillas de una pulgada de diámetro.

Tercer apoyo inferior.

$M = - 192.98 \times 353 = 68\,100$ kgs. mts.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{68\,100.00}{1\,125 \times 57.2} = 106 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{106}{5.03} = 21.1 \text{ varillas.}$$

En esta parte se necesitan 22 varillas de una pulgada de diámetro.

$M = + 197.74 \times 353 = 69\,700$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{69\,700.00}{1\,125 \times 57.2} = 108 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{As}{as} = \frac{108}{5.03} = 21.5 \text{ varillas.}$$

En esta parte se necesitan 22 varillas de una pulgada de diámetro.

Columnas Inferiores.

Primera columna.

$M = 32.40 \times 353 = 11\,450$ kgs. mts.

$n = 40$ cms. $b = 36$ cms.

$$A_s = \frac{M}{fs\ x\ jd} = \frac{11\,450.00}{1\,125 \times 0.859 \times 36} = 329 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{32.9}{3.87} = 8.5 \text{ varillas.}$$

Se necesitan 9 varillas de 7/8" de diámetro en esta -- columna.

Segunda columna.

$M = 14.17 \times 353 = 5\,000$ kgs. mts.

$h = 82$ cms. $b = 40$ cms.

$$A_s = \frac{M}{fs \times jd} = \frac{5\,000.00}{1\,125 \times 0.859 \times 40} = 12.9 \text{ cms.}^2$$

$$n = \frac{12.9}{3.87} = 3.35 \text{ varillas}$$

Se necesitan en la segunda columna inferior 4 varillas de 7/8" de diámetro.

Tercera columna inferior.

$M = 2.77 \times 353 = 977$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{977\ 00}{1\,125 \times 0.859 \times 40} = 2.53$$

$b = 40$ cms. $\quad h = 64$ cms.

$$n = \frac{2.53}{3.87} = 0.65 \text{ varillas.}$$

Se necesitan en la tercera columna inferior una varilla de 7/8" de diámetro.

Los elementos antes calculados corresponden a la mitad del pórtico, por lo que siendo éste simétrico tendrá para la otra parte los mismo valores algebraicamente para sus partes análogas.

SUELOS Y CIMENTACION.

Al hablarse de la distribución del local se dijo de la conveniencia de usar determinadas partes al comercio y otras al estacionamiento de vehículos, por lo que el suelo no será en toda su superficie homogéneo, sino que tendrá dos partes principales, la que le corresponderá al comercio que no resistirá ninguna carga fuerte y la del estacionamiento que deberá resistir los vehículos; en la figura No. 5, muestra esta disposición.

La parte comprendida al comercio, su suelo no tendrá carga de presión extraordinaria, por lo que podrán resistir perfectamente bien mosaicos o azulejos, no existiendo ninguna

dificultad en la construcción y éstos se han visto en la práctica, que resisten perfectamente bien, no solamente la carga del mobiliario y de la gente, sino también ciertas cargas accidentales.

En la parte que vá a estar ocupada por el estacionamiento de vehículos se puede colocar el espesor de la losa de concreto por medio de la fórmula Racional para pavimentos de concreto deducida de la fórmula de Clifford Older considerando la resistencia del suelo.

El espesor de la esquina está dado por:

$$e = \sqrt{1.73 \frac{P}{R}}$$

Para una resistencia de 1 kg./cm.^{2} del terreno.

El espesor en el centro está dado por:

$$e = \sqrt{0.86 \frac{P}{R}}$$

Y para mayor de dos metros es:

$$e = \sqrt{0.43 \frac{P}{R}}$$

Como la resistencia dada en el tema es de 500 gramos/cms.^{2} debemos considerar los coeficientes más altos al doble del estipulado.

Las fórmulas sin considerar la resistencia del terreno:

$$e = \sqrt{3 \frac{P}{R}}$$

$$e = \sqrt{1.5 \frac{P}{R}}$$

$$e = \sqrt{0.75 \frac{P}{R}}$$

En donde P es la carga por vehículos que es de:

P = 2 600 kgs.

R la resistencia a la tensión del concreto 5 kg./cms.^{2}

$$e = \sqrt{3 \times \frac{2\,600}{5}} = 39.5 \text{ cms. en las orillas.}$$

A 1.00 metro de la orilla el espesor vale:

$e = \sqrt{1,5 \ \frac{2\,600}{5}} = 28$ cms.

En el centro entre muro y muro:

$e = \sqrt{0.75 \ \frac{2\,600}{5}} = 19,8$ cms.

El corte está marcado en la figura No. 6.

Los cimientos se pueden considerar también en dos partes, la correspondiente al comercio como losa y la del estacionamiento por medio de cimentación en los pilares.

Por la parte comercial la carga que soporta el cimiento es:

Carga total del pórtico C C' y J-J'.

Carga total del pórtico D D' - H H'.

Carga que soportan entre la quinta columna y la sexta columna de todos los demás pórticos, no siendo C C', J J', - D D' y H H'.

Carga total pórtico C C'.

Primer apoyo ------	29 ton.	
Segundo apoyo ------	80 ton.	
Tercer apoyo ------	70 ton.	
Carga de los tres. -	179 ton.	
Carga total pórtico C C' 179 x 2 =		358 ton.
Carga total pórtico J J'		358 ton.

Carga pórtico D D'

Primer apoyo ------	37 ton.	
Segundo apoyo ------	119 ton.	
Tercer apoyo ------	94 ton.	
Suma. ----------	250 ton.	
Carga total pórtico D D' = 2 x 250 =		500 ton.
Carga total pórtico H H' =		500 ton.

Carga de la quinta columna 189 ton.

Carga de la sexta columna 60 ton.

Carga total de la quinta y sexta columna. (4 (189 + 60) = 996 toneladas.

Carga total de estructuras para cimientos en la parte comercial con sobre-carga y carga accidental -- 2 712 ton.

Carga accidental del suelo. ---------- 200 ton.

Carga del mosaico y tierra de relleno --

hasta éste y tolerancia.---------- 800 ton.

Carga total..... 3 712 ton.

Superficie de la parte comercial.

$S = 43.40 \times 6.50 + 42.40 \times 6.45 + 40.00 \times 8.60 = 900\ m^2.$

Carga unitaria será de:

$$p = \frac{P}{S} = \frac{37\ 120.00}{900} = 4\ 124.4\ kgs./mts.^2$$

Consideramos la placa con un espesor en su totalidad -- de 70 centímetros su peso es:

$Pp = 0.70 \times 2\ 400 = 1\ 680\ kgs./mts.^2$

$W = p + Pp = 4\ 124.4 + 1680 = 5\ 804.4\ kgs./mts.$

La carga que soporta el terreno es de 5 800 kgs./mts.^{2}.

Esta carga le corresponde a una fatiga de 580 gms./cm^2. valor muy cercano al propuesto en el tema, por lo que este sistema se debe aprovechar ya que la supresión del terreno, actúa en sentido contrario al peso de la losa y del mosaico por lo que debe restarse éste.

3 712 - 800 = 2 912 ton.

$$W = \frac{2\ 912\ 000}{900} = 3\ 230\ kgs./mts.^2$$

Restando el peso de la losa.

$p = 3\ 230 - 1\ 680 = 2\ 550\ kgs./mts.^2$

De donde el valor unitario de peso se puede tomar como de 3 000 kgs./mts.^{2} para restar el efecto que se consideró al tomar como fatiga del terreno de 580 gramos/cms.^{2} en lugar de 500 gramos/cms.^{2} propuesto en el tema, aunque este valor puede quedar más cercano allo estipulado en el tema de la siguiente forma.

$$p = 5\ 000 \times 1\ 680 = 3\ 320 \text{ kgs./mts.}$$

$$S = \frac{37\ 120.000}{3\ 320} = 1\ 120 \text{ mts.}^2$$

Agregando 0.50 mts. de parte volada del cimiento en el suelo que la superficie de:

$$S = 45.40 \times 7.0 + 42.40 \times 7.0 + 41.0 \times 9.10 = 987.7 \text{ m}^2.$$

La resistencia del terreno será en este caso.

$$R = \frac{37\ 120.000}{987.7} = 3\ 760 \text{ kgs./mts.}^2$$

más el peso propio de 1680 kgs./mts.^{2} dá al terreno una reacción de 534 gramos por centímetro cuadrado.

La losa de los extremos forma una viga contínua por lo que debe considerarse en esta fórma el cálculo en donde el -- claro entre tramo y tramo es el mismo que en el pórtico C C', es decir de 8.68 mts.

El momento en los extremos es igual que cuando se calculó el techo y vale:

$$M = 0.078\ wl^2$$

Siendo W = 3 000 kgs./mts. lo que se consideró de carga.

$$M = 0.078 \times 3000 \times 8.68^2 = 17\ 600 \text{ kgs. mts.}$$

El peralte de la losa o viga es:

$d = C \sqrt{\frac{M}{b}}$ siendo C = 0.315 para concreto de 55 kgs./ cms.^{2} y fierro de 1 125 kgs./cms., b en este caso es un metro

la unidad.

$$d = 0.315 \sqrt{\frac{17\,600.00}{100}} = 41.8 \text{ cms.}$$

El peralte es de 50 centímetros en todo su espesor en - lugar de ser de 70 centímetros como se consideró al tratarse - de la carga haciendo de esta manera que la resistencia del terreno sea menor.

$$R = 3\,760 + 0.50 \times 2\,400 = 4\,960 \text{ kgs./mts.}^2$$

o sea una resistencia del terreno de 496 gms./cm.^{2} menor que - la estipulada en el tema.

Con este peralte lo único que cambiará será la cantidad - de hierro que necesita cada parte.

Primer tramo.

$$Mf = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 3\,000 \times 8.68^2 = 17\,600 \text{ kg.mts.}$$

$$A_s = \frac{Mf}{fs \times jd}$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.859 \text{ de las tablas.}$$

$$A_s = \frac{17\,600.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 38.4 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan 10 varillas de 7/8" de diámetro por metro- de ancho o sea a 11 centímetros de centro a centro.

Segundo tramo.- Cimientos.

$$Mf = 0.033\ w\ l^2 = 0.033 \times 3\,000 \times 8.68^2 = 7\,460 \text{ kgs.mts.}$$

La cantidad de hierro en este tramo.

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{7\,460.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 16.3 \text{ centímetros}^2.$$

Se necesitan 5 varillas de 7/8" de diámetro por metro - de ancho o sea colocadas a 25 centímetros centro a centro en - la parte superior de la losa porque ésta trabaja en sentido -- contrario.

Tercer tramo. Cimientos.

El momento máximo positivo que se produce.

$M_f = 0.046 \text{ w } l^2 = 0.046 \times 3\,000 \times 8.68^2 = 10\,400 \text{ kg.mts.}$

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{10\,400.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 22.7 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan 6 varillas de 7/8" de diámetro por metro - o sea a 20 centímetros de centro a centro espaciadas.

Momentos negativos.

El primer apoyo del momento negativo es nulo pero debe tener cuando máximo la misma cantidad de hierro que el segundo tramo o sean 5 varillas de 7/8" de diámetro por metro de ancho- es decir espaciadas cada 25 centímetros de centro a centro.

Segundo apoyo.- Momento negativo.

$M_f = - 0.105 \text{ w } l^2 = 0.105 \times 3\,000 \times 8.68^2 = 23\,700 \text{ k.m.}$

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{23\,700.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 51.7 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro espaciadas a 7.5 centímetros de centro a centro.

Tercer apoyo.

$M_f = 0.074 \text{ w } l^2 = 0.074 \times 3\,000 \times 8.68^2 = 16\,700 \text{ kg.mt.}$

$$A_s = \frac{Mf}{fs \times jd} = \frac{16\,700.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 36.4 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro espaciadas a 10.5 centímetros de centro a centro.

Esfuerzo cortante.- Primer apoyo.

$V = 0.395 \text{ w } l = 0.395 \times 3\,000 \times 8.68 = 10\,300 \text{ kgs.}$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{10\,300}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.52 \text{ kgs./cms.}^2$$

Como el esfuerzo rasante unitario resultó ser menor que el que resiste el concreto que es $vc = 2.75$ kgs./cms.^{2} no necesita refuerzo de estribos en el primer apoyo.

Segundo apoyo.- Esfuerzo rasante.

$$V = - 0.605 \; w \; l = - 0.605 \times 3\,000 \times 8.68 = - 15\,750 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{b \; j \; d} = \frac{15\,750}{100 \times .859 \times 47.5} = 3.86 \text{ kgs./ cms.}^2$$

$$x = (v - vc) \frac{l}{2 \; v} = (3.86 - 2.75) \frac{8.68}{2 \times 3.86} = 125 \text{ cms.}$$

$$vs = v - vc = 3.86 - 2.75 = 1.11 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \; b \; x}{As \quad fs} = \frac{1.11 \times 100 \times 125}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 5.06 \text{ estribos.}$$

Se necesitan colocar 6 estribos de .1/2" de diámetro.

$$V = + 0.526 \; w \; l = 0.526 \times 3\,000 \times 8.68 = 13\,700 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b \; j \; d} = \frac{13\,700}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.35 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc) \frac{l}{2 \; v} = (3.35 - 2.75) \frac{8.68}{2 \times 3.35} = 0.78 \text{ mts.}$$

$$vs = v - vc = 3.35 - 2.75 = 0.60 \text{ kgs./ cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \cdot b \cdot x}{As \quad fs} = \frac{0.60 \times 100 \times 78}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 1.71 \text{ estribos.}$$

En el segundo apoyo se necesitan colocar 6 estribos de 1.1/2" de diámetro de dos piernas a la izquierda del apoyo y espaciados a una distancia de 125 centímetros; por el lado derecho se necesitan colocar dos estribos de 1/2" de diámetro a una distancia de 78 centímetros del apoyo.

Tercer apoyo.- Cimientos.

Esfuerzo cortante negativo.

$$V = 0.474 \; w \; l = 0.474 \times 3\,000 \times 8.68 = 12\,350 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b \; j \; d} = \frac{12\,350}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.03 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc) \frac{l}{2 \; v} = (3.03 - 2.75) \frac{8.68}{2 \times 3.03} = 40 \text{ cms.}$$

$$vs = v - vc = 3.03 - 2.75 = 0.28 \text{ kgs./ cms.}^2$$

$$n = \frac{vs \; b \; x}{As \; fs} = \frac{0.28 \times 100 \times 40}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.41 \text{ estribos 1/2".}$$

Esfuerzo cortante positivo.

$$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 3\,000 \times 8.68 = 13\,020 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{13\,020}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.19 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$vs = v - vc = 3.19 - 2.75 = 0.44 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{l}{2\ v} = \frac{0.44}{2 \times 5.19}\ 8.68 = 59.8 \text{ cms.} = 60$$

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{0.44 \times 100 \times 60.}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.96 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo se necesita colocar a la izquierda como a la derecha un estribo de 1/2" de diámetro de dos piernas a la izquierda entre una distancia de 40 centímetros o sea a 20 centímetros del apoyo y a la derecha entre el apoyo y una distancia de 60 centímetros o sea a 30 centímetros a la derecha del apoyo.

Por ser también simétrico el cimiento lo mismo que los pórticos las cantidades calculadas se repiten para su análoga.

Para que trabaje como viga contínua se necesita reforzar la losa en la parte que le corresponde de columna a columna con determinada cantidad de hierro como sigue.

$$Mf = \frac{1}{10}\ w\ l^2 = \frac{1}{10}\ 3\,000 \times 6.5^2 = 12\,700 \text{ kgs. mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{12\,700.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 27.7 \text{ cms.}^2$$

O sea necesitan 8 varillas de 7/8" de diámetro en un ancho de 40 centímetros que tienen los cabezales.

En los apoyos intermedios para contrarestar los momentos negativos.

$$Mf = \frac{1}{12}\ w\ l^2 = \frac{3\,000 \times 6.5^2}{12} = 10\,600 \text{ kgs. mts.}$$

$$As = \frac{10\,600.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 23.1 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan 6 varillas de 7/8" de diámetro en 40 cen

tímetros de ancho para contrarestar el momento negativo.

Cimiento o losa de la segunda parte comercial.

Losa que hay que colocar entre las columnas quinta y sexta de los pórticos D D', B B', E E', F F', G G' y H H'.

El espesor es el mismo para todo el cimiento de la parte comercial de 0.50 mts.

El claro entre apoyo y apoyo es de 8.00 metros.

La carga es de 3 000 kgs./mts.

Primer tramo.- Momento positivo.

$$Mf = 0.078\ w\ l^2 = 0.078 \times 3\,000 \times 8^2 = 15\,000 \text{ kgs.mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{15\,000.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 32.7 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan colocar varillas 7/8" de diámetro a 11.5 centímetros de centro a centro.

Segundo tramo.- Momento positivo.

$$Mf = 0.033\ w\ l^2 = 0.033 \times 3\,000 \times 8^2 = 6\,340 \text{ kgs.mts.}$$

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{6\,340.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 13.8 \text{ cms.}^2$$

$$e = \frac{3.87 \times 100}{13.8} = 28 \text{ centímetros.}$$

En el segundo tramo se necesitan colocar varillas de 7/8" de diámetro espaciadas a 28 centímetros de centro a centro.

Tercer tramo.- Momento positivo.

$$Mf = 0.046\ w\ l^2 = 0.046 \times 3\,000 \times 8^2 = 8\,830 \text{ kgs. mts.}$$

$$A_s = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{8\,830.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 19.3$$

$$e = \frac{as \times b}{As} = \frac{3.87 \times 100}{19.3} = 20 \text{ centímetros.}$$

Se necesitan colocar en el tercer tramo del cimiento por la parte del Teatro Nacional varillas de 7/8" de diámetro a 20 centímetros de centro acentro.

Momento negativo.- Primer apoyo.

El primer apoyo necesita la misma cantidad de hierro - que el segundo tramo o sea varillas de 7/8" de diámetro espa-- ciadas a 28 centímetros centro a centro.

Segundo apoyo.- Momento negativo.

$$Mf = 0.105\ w\ l^2 = 0.105 \times 3\,000 \times 8^2 = 20\,150 \text{ kgs.mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{20\,150.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 43.9 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro a 9 centímetros de centro a centro.

Tercer apoyo.cimiento momento negativo.

$$Mf = 0.074\ w\ l^2 = 0.074 \times 3\,000 \times 8^2 = 14\,200 \text{ kgs.mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{14\,200.00}{1\,125 \times 0.859 \times 47.5} = 30.9 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan varillas de 7/8" de diámetro a 14 centímetros de centro a centro.

Primer apoyo. Esfuerzo cortante.

$$V = 0.395\ w\ l = 0.395 \times 3\,000 \times 8 = 9\,475 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{9\,475}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.32 \text{ kgs./cms.}^2$$

Como el esfuerzo rasante unitario es menor que el es-- fuerzo rasante unitario que resiste el concreto, en esta parte no necesita estribos.

Segundo apoyo. Esfuerzo cortante negativo.

$$V = 0.605\ w\ l = 0.605 \times 3\,000 \times 8 = 14\,500 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{14\,500}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.55 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$vs = v - vc = 3.55 - 2.75 = 0.80 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = \left(v - vc \right) \frac{l}{2\ v} = (3.55 - 2.75) \frac{8.00}{2 \times 3.55} = 90 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{vs\ b\ x}{As\ fs} = \frac{0.80 \times 100 \times 90}{2 \times 1.22 \times 1125} = 2.62 \text{ estribos.}$$

Esfuerzo cortante positivo.

$V = 0.526\ w\ l = 0.526 \times 3\,000 \times 8 = 12\,600$ kgs.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{12\,600}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.09 \text{ kgs./cms.}^2$$

$v_s = v - vc = 3.09 - 2.75 = 0.34$ kgs./cms.^{2}

$$x = v_s \frac{l}{2\ v} = 0.34\ \frac{8.00}{2 \times 3.09} = 44 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ fs} = \frac{0.34 \times 100 \times 44}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.545 \text{ estribos.}$$

En el segundo apoyo se necesitan colocar para la izquierda 3 estribos de 1/2" de diámetro de dos piernas a 90 centímetros de distancia del apoyo; y a la derecha un estribo entre 44 centímetros o sea a 22 centímetros del apoyo: segundo del cimiento por la parte comercial del Teatro Nacional.

Tercer apoyo. Esfuerzo cortante negativo.

$V = 0.474\ w\ l = 0.474 \times 3\,000 \times 8 = 11\,350$ kgs.

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{11\,350}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.78 \text{ kgs./cms.}^2$$

$v_s = v - vc = 2.78 - 2.75 = 0.03$ kgs./cms.^{2}

$$x = (v - vc)\frac{l}{2 \times v} = (2.78 - 2.75)\frac{8.00}{2 \times 2.78} = 4.32 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{v_s \cdot b \cdot x}{A_s\ fs} = \frac{0.03 \times 100 \times 4.32}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.472 \text{ estribos.}$$

Esfuerzo cortante positivo.

$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 3\,000 \times 8 = 12\,000$ kgs.

$$v = \frac{12\,000}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.94 \text{ kgs./cms.}^2$$

$v_s = v - vc = 2.94 - 2.75 = 0.19$ kgs./cms.^{2}

$$x = v_s \frac{l}{2\ v} = 0.19\ \frac{8.00}{2 \times 2.94} = 0.26 \text{ mts.}$$

$$n = \frac{v_s \cdot b \cdot x}{A_s\ fs} = \frac{0.19 \times 100 \times 26}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.1.8 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo se necesitan colocar un estribo de 1/2" de diámetro a la izquierda de él y a una distancia de 4 -

Esfuerzo cortante positivo.

$$V = 0.526\ w\ l = 0.526 \times 3\,000 \times 8 = 12\,600 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{12\,600}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 3.09 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$v_s = v - vc = 3.09 - 2.75 = 0.34 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = v_s \frac{l}{2\ v} = 0.34 \frac{8.00}{2 \times 3.09} = 44 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{v_s\ b\ x}{A_s\ fs} = \frac{0.34 \times 100 \times 44}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.545 \text{ estribos.}$$

En el segundo apoyo se necesitan colocar para la iz--- quierda 3 estribos de 1/2" de diámetro de dos piernas a 90 cms. centímetros de distancia del apoyo; y a la derecha un estribo entre 44 centímetros o sea a 22 centímetros del apoyo: segundo del cimiento pòr la parte comercial del Teatro Nacional.

Tercer apoyo. Esfuerzo cortante negativo.

$$V = 0.474\ w\ l = 0.474 \times 3\,000 \times 8 = 11\,350 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{11\,350}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.78 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$v_s = v - vc = 2.78 - 2.75 = 0.03 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc) \frac{l}{2 \times v} = (2.78 - 2.75) \frac{8.00}{2 \times 2.78} = 4.32 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{v_s \cdot b \cdot x}{A_s\ fs} = \frac{0.03 \times 100 \times 4.32}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.472 \text{ estribos.}$$

Esfuerzo cortante positivo.

$$V = 0.500\ w\ l = 0.500 \times 3\,000 \times 8 = 12\,000 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{12\,000}{100 \times 0.859 \times 47.5} = 2.94 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$v_s = v - vc = 2.94 - 2.75 = 0.19 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = v_s \frac{l}{2\ v} = 0.19 \frac{8.00}{2 \times 2.94} = 0.26 \text{ mts.}$$

$$n = \frac{v_s \cdot b \cdot x}{A_s\ fs} = \frac{0.19 \times 100 \times 26}{2 \times 1.22 \times 1\,125} = 0.1.8 \text{ estribos.}$$

En el tercer apoyo se necesitan colocar un estribo de - 1/2" de diámetro a la izquierda de él y a una distancia de 4 -

centímetro y a la derecha del apoyo otro estribo de varilla de 1/2" de diámetro con dos piernas a una distancia de 13 centímetros.

Como la parte comercial es simétrica, las cantidades -- calculadas son las mismas para las estructuras que son análo-- gas unas con otras.

Cantidad de hierro necesaria para que los apoyos entre-columna y columna trabajen como vigas.

$$Mf = \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1}{10} 3\,000 \times 8^2 = 19\,200 \text{ kgs. mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{19\,200{,}00}{1\,125 \times 0{,}859 \times 47{,}5} = 41{,}9 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan 11 varillas de 7/8" de diámetro colocadas en 40 centímetros de ancho.

Momento negativo.

$$Mf = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{3\,000 \times 8^2}{12} = 16\,000 \text{ kgs. mts.}$$

$$As = \frac{Mf}{fs\ jd} = \frac{16\,000{,}00}{1\,125 \times 0{,}859 \times 47{,}5} = 34{,}9 \text{ cms.}$$

Se necesitan 9 varillas de 7/8" de diámetro colocadas - en 40 centímetros de ancho.

Cimentación.Columna.

La columna más fatigada es la segunda de los pórticos - E E', B B', F F' y H H' y tiene que soportar una carga de 189- toneladas.

Siendo la fatiga del terreno de 0.500 kgs./cms.^{2} se tie ne que la base del cimiento debe ser de:

$$B = \frac{189\,000}{0{,}500} = 378\,000 \text{ cms.}^2$$

$$B = 620 \times 620 = 384\,400 \text{ cms.}^2$$

El peso de una losa de 50 centímetros de espesor y ---- 620 x 620 centímetros de sección es:

$$0{,}50 \times 6{,}20 \times 6{,}20 \times 2\,400 = 46\,000 \text{ kgs.}$$

$P = 189 + 46 = 235$ toneladas.

$B' = \frac{235\ 000}{0.500} = 470\ 000$ cms.^{2}

La sección $B = 690 \times 690$ cms.^{2}

Nueva sección $700 \times 700 \times 0.50$ cms.

Peso $0.50 \times 7.00 \times 7.00 \times 2\ 400 = 58\ 800$ kgs.

$P = 189\ 000 + 58\ 800 = 247\ 800$ kgs.

$B'' = \frac{247\ 300}{0.500} = 495\ 600$ cms.^{2}

Con la sección de 7 x 7 mts. la carga unitaria es:

$W = \frac{189 + 58.3}{7 \times 7} = 5\ 000$ kgs./cms.^{2}

$M_{max} = \frac{1}{2} w l^2 = \frac{1}{2} 5\ 000 \times \left(\frac{7.00}{2}\right)^2 = 30\ 600$ kgs.mts.

$M_x = - w l \left(\frac{1}{2} - x + \frac{x^2}{2 l} \right)$

El peralte de la losa.

$M = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.315 \sqrt{\frac{30\ 600.00}{100}} = 55$ cms.

Con el peralte considerado de 50 centímetros de tiene un valor bastante bueno ya que se está considerando la columna más fatigada.

La cantidad de hierro es variable.

En la parte máxima $x = o$

$M_o = - w l \left(\frac{1}{2} - o + o \right) = - w \frac{l^2}{2} = 30\ 600$ kgs. mts.

$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{30\ 600.00}{1\ 125 \times 0.859 \times 50} = 63.3$ cms.^{2}

Usando varilla de 7/8" de diámetro se necesita:

$e = \frac{3.87 \times 100}{63.3} = 5.85$ cms.

Se necesita colocar a 5.5 centímetros

$X = 1$

$M_1 = - w l \left(\frac{1}{2} - x + \frac{x^2}{2 l} \right) = - 5\ 000 \times 3.5 \left(\frac{3.5}{2} - 1.0 + \frac{1.0^2}{2 \times 3.5} \right)$

$M_1 = 15\ 600$ kgs. mts.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{15\,600.00}{1\,125 \times 0.859 \times 50} = 32.3 \text{ cms.}^2$$

$$e = \frac{3.87 \times 100}{32.3} = 12 \text{ cms.}$$

A un metro de distancia del apoyo hay que colocar las varillas de 7/8" de diámetro a 12 centímetros de centro a centro.

$x = 2.00$ mts.

$$M_2 = 5\,000 \times 3.5 \left(\frac{3.5}{2} - 2.0 + \frac{2.0^2}{2 \times 3.5}\right) = 5\,600 \text{ kgs.mts.}$$

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{5\,600.00}{1\,125 \times 0.859 \times 50} = 11.6 \text{ cms.}^2$$

$$e = \frac{3.87 \times 100}{11.6} = 33.4 \text{ cms.}$$

A 2 metros de distancia se necesita colocar varillas de 7/8" de diámetro a 33 centímetros de centro a centro.

$x = 3.00$ mts.

$$M_3 = 5\,000 \times 3.5 \left(\frac{3.5}{2} - 3.0 + \frac{3.0^2}{2 \times 3.5}\right) = 612 \text{ kgs.mts.}$$

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{612.00}{1\,125 \times 0.859 \times 50} = 1.27 \text{ cms.}^2$$

$$e = \frac{3.87 \times 100}{1.27} = 305 \text{ centímetros.}$$

A 3.00 metros del apoyo, se necesitan colocar varillas de 7/8" de diámetro a una distancia de 305 centímetros o sea una varilla.

Todos estos datos son en las dos direcciones.

Esfuerzo cortante.

$$V = \frac{Mx}{dx}$$

$$V = w\,l - w\,l \times \frac{2\,x}{2\,l} = w\,l - w\,x$$

V max para $x = o$

$$V = w\,l = 5\,000 \times 3.5 = 17\,500 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{17\,500}{100 \times 0.859 \times 50} = 4.07 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$vs = v - vc = 4.07 - 2.75 = 1.32 \text{ kgs./cms.}^2$$

$$x = (v - vc)\frac{1}{2 \times v} = (4.07 - 2.75)\frac{3.50}{2 \times 4.07} = 56.7 \text{ cms.}$$

$$n = \frac{Vs\ b\ x}{A_s\ fs} = \frac{1.32 \times 100 \times 56.7}{3.87 \times 1\ 125} = 1.72 \text{ estribos.}$$

Se necesitan colocar 2 estribos de varilla de 7/8" de diámetro de una pierna entre una distancia de 57 centímetros para contrarestar el esfuerzo cortante.

Escalera.

Relación de la contra huella a la huella (pendiente de la escalera) 15:30 cms., claro de los peldaños entre sus apoyos libre 2.50 mts.

Distancia entre apoyos.

2.50 + 0.20 = 2.70 mts.

Los peldaños los consideran como si fueran triángulos.-

$$A = \frac{.30 \times .15}{2} + \frac{.30 \times .15}{2} = 0.045 \text{ mts.}^2$$

Peso de un peldaño 0.045 x 2.70 x 2 400	=	292 kgs.
Revestimiento 0.30 x 0.0005 x 2.50 x x 1 200	=	4.5 kgs.
Carga mortero y accidente	=	3.5 kgs.
		300.0 kgs.
Carga accidental 2.70 x 0.30 x 600 k/m^2	=	486.0
Carga total	=	786.0 kgs.

Los peldaños hay que consideralos libremente apoyados en sus extremos.

$$M = \frac{P\ l}{8} = \frac{786 \times 2.70}{8} = 266 \text{ kgs. mts.}$$

El peralte del escalón es de 15 centímetros igual al de la viga.

$$As = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{266\ 00}{1\ 125 \times 0.859 \times 15} = 18.4 \text{ cms.}^2$$

Se necesitan colocar 5 varillas de 7/8" de diámetro en cda uno de los peldaños.

El momento negativo en este caso es el mismo. $\frac{P\ l}{8}$

Esfuerzo cortante.

$M = P\left(\frac{x}{2} - \frac{1}{3}\right)$

$V = \pm \frac{P}{2} = \frac{736}{2} = 393$ kgs.

$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{393}{30 \times 0,859 \times 15} = 1.02$ kgs./cms.^{2}

No se necesitan estribos para la escalera.

Rampa.

La pendiente en la rampa es de 9 % para que en su desarrollo pueda subir la altura del piso bajo a la planta alta.

La parte más fatigada de la rampa es en la curva donde el claro tiene un valor de 5.00 metros como máximo con este cálculo se determina el espesor.

Peso del vehículo en el tren 1 300 kgs. o sea 650 kgs. por rueda en una separación de 1.60 mts. dentro del claro de 5.00 mts.

Por el impacto hay que agregarle el 20 % a la carga estática siendo por lo tanto la carga dinámica de:

$P = 650 + 130 = 780$ kgs.

La carga accidental es de 200 kgs./mts.^{2} siendo el ancho de 1 metro.

$P = 200$ kgs./mts.

Carga por el peso propio considerando que tenga un peralte la viga 30 cms.

$Pp = 0,30 \times 2\ 400 = 720$ kgs./mts.

Las condiciones de la viga son dos cargas en el centro de 780 kgs. cada una a 0,80 mts. del centro y una carga uniformemente repartida de:

$V = 200 + 720 = 920$ kgs./mts. en una viga empotrada en sus extremos.

$l = 5.00 + 0.40 = 5,40$ mts.

El momento máximo debido a las cargas P

$$a = \frac{5.40}{2} - 0.80 = 1.90 \text{ mts.}$$

$$M_{max} = Pa = 780 \times 1.90 = 1\,480 \text{ kgs. mts.}$$

El momento máximo debido a la carga uniformemente repartida.

$$M = \frac{w\,l^2}{8} = \frac{920 \times 5.40^2}{8} = 3\,360 \text{ kgs. mts.}$$

$$M_{max} = 1\,480 + 3\,360 = 4\,840 \text{ kgs. mts.}$$

$$d = C\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.315\sqrt{\frac{4\,840.00}{100}} = 21.9 \text{ cms.}$$

Peralte de la rampa 22 centímetros.

Carga uniformemente repartida.

$$W = 200 + 0.22 \times 2\,400 = 728 \text{ kgs. mts.}$$

Momento debido a la carga P es el mismo.

Momento debido a la carga W.

$$M = \frac{w\,l^2}{8} = \frac{728 \times 5.4^2}{8} = 2\,660 \text{ kgs. mts.}$$

Momento máximo.

$$M = 1\,480 + 2\,660 = 4\,140 \text{ kgs. mts.}$$

Cantidad de hierro en el centro.

$$A_s = \frac{M}{fs\ jd} = \frac{4\,140.00}{1\,125 \times 0.859 \times 22} = 19.5 \text{ cms.}$$

Se necesita colocar varilla de 7/8" de diámetro a 19 - centímetros de centro a centro.

Como se trata de una viga libremente apoyada no necesita refuerzo en los extremos por no tener esfuerzo cortante ni momento negativo que influyan en la sección de la viga.

$$V = P + \frac{w\,l}{2} = \frac{780 + 728 \times 5.4}{2} = 2\,750 \text{ kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b\ j\ d} = \frac{2\,750}{100 \times 0.859 \times 22} = 1.45 \text{ kgs./cms.}$$

El esfuerzo rasante unitario es menor que el esfuerzo-rasante unitario que resiste el concreto.

CAPITULO VIII

ESPECIFICACIONES Y PRESUPUESTO.

Especificaciones:

1/a.- Cualquier trabajo o modificación que se haga a la presente obra debe basarse en las especificaciones que siguen-los contratos establecidos con el Departamento de Obras Públicas, así como todas las Dependencias del Gobierno en la que -- tenga intervención en la obra.

2/a.- Además de las especificaciones que siguen al Go-- bierno se seguirán las siguientes para el mejor desarrollo de-la obra.

3/a.- En las partes en que intervenga cemento éste se - referirá al cemento Portland ya aceptado por el Gobierno de México y debe estar dentro de los requisitos exigidos.

4/a.- El cemento que se use debe ser de fraguado normal no debiendo endurecerse sino hasta una hora después de amasado.

5/a.- Cada vez que se haga un vaciado de concreto debe-mandarse analizar y por ninguna causa será menor su resisten-- cia para losa, techos, cabezales, etc. de 55 kgs./cms.^{2} y de - 35 kgs./cms.^{2} en el caso de las columnas.

6/a.- Debido a las condiciones del clima el cemento pue de usarse aunque se haya almacenado mucho tiempo, siempre y -- que durante ese tiempo se haya conservado seco y al abrigo de-las corrientes de aire.

7/a.- Las resistencias tanto a la tensión como a la com presión deben seguir las normas estipuladas para la construc-- ción en la Ciudad de México.

Siendo a la tensión de 19 kgs./cms.^{2} a los 7 días y a -

los 28 días 23.5 kgs./cms.^{2} en una proporción de una parte de cemento por tres de arena.

La resistencia a la compresión debe ser mínima en las probetas de forma cúbica con mortero de cemento compuesto de una parte de cemento por tres parte de arena.

A los 7 días 190 kgs./cms.^{2}

A los 28 días 280 kgs./cms.^{2}

8/a.- La ejecución de la obra se le debe dar a personas que requieran un buen conocimiento en la construcción.

9/a.- Cualquier modificación que se haga deberá venir acompañada de planos, memoria y la razón por la cual se hizo determinada modificación.

10/a.- Se indicará la procedencia y la calidad de los materiales y éstos deberán siempre estar dentro de las especificaciones indicadas.

11/a.- Cuando se trate de sistemas y disposiciones que no se hubieren empleado aún, podrá exigirse un ensayo preliminar de los elementos propuestos (hasta su rotura).

12/a.- La autoridad podrá exigir la presentación de muestras de los materiales.

13/a.- Antes de empezar la obra se debe probar por medio del certificado provisional de resistencia que las mezclas de hormigón propuestas poseén la resistencia cúbica garantizada en el proyecto.

14/a.- No podrá emplearse más que cemento de fraguado lento que satisfaga las condiciones reglamentarias.

15/a.- Los agregados como arena, guijo, grava, escorias de altos hornos en lo posible deben ser una mezcla de

granos y trozos de tamaño distinto y no contener materias extrañas; y deben siempre estar dentro de las especificaciones usadas.

Convendrá elegir el tamaño de la grava y de la arena de tal modo que su mezcla de el mínimo de huecos.

16/a.- La cantidad de agua se deberá usar de tal manera que dé la resistencia del concreto exigida.

17/a.- El hierro deberá usarse tal y como lo manden de las fábricas reconocidas, siendo su resistencia mínima a la tensión de 3 700 kgs./cms.^{2}

18/a.- La arena, gravilla y grava se medirán en volúmen y el cemento a peso; pero todo se tomará en volúmen al hacer la mezcla.

19/a.- La proporción usada de cemento es de 1:2:4, es-decir, un volúmen de cemento por dos de arena y cuatro de grava.

Para formar un metro cúbico de concreto, usando piedra de tamaño uniforme con 50 % de vacíos en la proporción de --- 1:2:4, se necesitan:

339 kgs. de cemento.

470 lts. de arena.

940 lts. de piedra o grava.

20/a.- Para hacer la mezcla se usan hormigoneras adecuadas, mezclándose en seco los componentes, y luego se agrega poco a poco el agua volteando hasta que resulte un concreto bien homogéneo y de color uniforme.

Puede efectuarse a mano, pero en pequeñas cantidades.- echando los componentes en un tablero grueso, bien calzado y de tablas perfectamente rejuntadas, debe voltearse en seco --

hasta que tome un color uniforme y después agregar el agua poco a poco.

21/a.- Se pondrá el concreto inmediatamente después de haberse amasado no debiendo en ningún caso dejar de pasar más de una hora, debiendo siempre ponerse en la obra antes de que haya empezado a fraguar.

22/a.- Se verterá el concreto en tongadas sucesivas y- con suficiente rapidez, para ligar aquéllas entre sí. Las interrupciones en el colado del concreto se reservarán para los puntos menos fatigados.

23/a.- Se batirá el concreto con pisones adecuados y - con la energía correspondiente a su proporción de agua, de modo que sean expulsadas todas las burbujas de aire, y que el - mortero llene bien los huecos.

24/a.- El concreto habrá de tener tal plasticidad que- se adapte bien a los hierros, envolviéndolos por completo.

25/a.- Antes de continuar una obra interrumpida, se -- rascará la superficie si ya hubiese empezado a fraguar, regándola y quitando las partes sueltas.

Colocación de los hierros o armaduras.

26/a.- Antes de colocar los hierros, se limpiarán, quitándoles la grasa y las escamas sueltas de óxido.

27/a.- Se atenderá escrupulosamente a que los hierros- tengan la forma y posición indicadas en los planos y en las - memorias, así como al buen enlace entre las armaduras longitudinales y los estribos y varillas de repartición.

28/a.- Al colar el concreto se vigilará que las armaduras no cambien de posición, y que al mismo tiempo queden bien

envueltas en el concreto.

Moldes y cimbras.

29/a.- Deben tener la forma y dimensiones necesarias - para resistir las cargas, golpes y esfuerzos a que están sometidos; su disposición debe ser tal que puedan desmontarse sin peligro ni dificultad.

30/a.- El descimbramiento debe ser gradual y sin trepidaciones.

31/a.- El empleo de simples cerchas, no se admitirá si no para luces que no pasen de 2.50 mts.

Para luces mayores no podrá prescindirse de apoyos intermedios, a menos que el cálculo demuestre que no hay peligro de suprimirlos.

32/a.- De los pies derechos que sostengan las cimbras y encofrados, no podrán ser empalmados sino dos terceras partes; los restantes serán piezas enteras. No se admitirán rollizos de diámetro inferior a 7 centímetros.

33/a.- Los pies derechos descansarán sobre una base indeformable de madera (tablones, tablas, etc.)

34/a.- Los pies derechos del piso superior se colocarán sobre los del piso inferior, de modo que la carga se transmita directamente de unos a otros.

35/a.- Antes de echar el concreto se limpiarán las cimbras y encofrados mojándolos si es preciso y se barrerán y extraerán los cuerpos extraños.

36/a.- El encofrado de las columnas tendrá registros - de limpieza en el pié y en la unión de las cartelas; la misma precaución se tomará en las vigas de los cabezales, tanto el-

superior como el inferior.

37/a.- Se vigilarán constantemente los encofrados y -- apeos durante el colado del concreto; apretando las cuñas antes de colarse.

Descimbrado.

38/a.- No podrá quitarse ninguna cimbra, ni pié derecho antes que el concreto se haya endurecido suficientemente- dejando siempre apeos de reserva.

39/a.- Se procederá con especial cautela al descim---- brar los elementos de la estructura.

40/a.- En tiempo favorable podrá desmoldarse al cabo - de los siguientes número de días:

Costero de las vigas, encofrado en los pilares.- - - - - - - - - - - - - - - - - - -- 3 días.

Encofrado de las losas de suelos. - - - - -- 8 días.

Ademes de las vigas y losas de mucha luz.- 21 días.

41/a.- Los pies derechos de reserva han de conservarse lo menos dos semanas más que el encofrado.

42/a.- Queda prohibido golpear o forzar al descimbrar y se evitará toda trepidación.

43/a.- Se harán ensayos de cargas de prueba las que - se crean convenientes.

- ----------

P R E S U P U E S T O .

Costo de metro cúbico de concreto reforzado.

Proporción 1:2:4

Cemento 339 kg. a ----------	$	0.035	Kgs.	$ 11.87.
Arena 440 lts. a ----------	$	2.00	Mt3.	$ 0.88.
Grava 990 lts. a ----------	$	3.00	mt3.	$ 2.97.
				15.72.
Refuerzo. p = 1 040 % = 8.28 kg.--	$	0.25	Kg.	$ 2.10.
Cimbras. 30 %				$ 4.72.
Mano de obra.				$ 45.00.
Administración. 10 %				$ 6.73.
Imprevistos. 10 %				$ 6.73.
Costo mt^3 de concreto 1:2:4 reforzado.				$ 81.00.

Presupuesto construcción.

Citarilla. ----------	24 M3 a $	81.00		$ 1 944.00.
Losa techo. ----------	50 M3 a $	81.00		$ 4 050.00.
Cabezales superiores.-	336 M3 a $	81.00		$ 27 216.00.
Columnas superiores.--	18 M3 a $	81.00		$ 1 458.00.
Losa primer piso.-----	75 M3 a $	81.00		$ 6 075.00.
Cabezales inferiores.-	400 M3 a $	81.00		$ 32 400.00.
Columnas inferiores.--	45 M3 a $	81.00		$ 3 645.00.
Piso concreto.--------	440 M3 a $	81.00		$ 35 640.00.
Piso mosaico.---------	991 M2.a $	6.50		$ 6 441.50.
Cimientos concreto.---	771 M3 a $	81.00		$ 62 451.00.
Escaleras concreto.---	32 M3 a $	81.00		$ 2 592.00.
Rampa concreto.-------	85 M3 a $	81.00		$ 6 885.00.
W.C. 4 - No. --------	a $	800.00	c/u.	$ 3 200.00.
Vidrios segundo piso.-	604 M2 a $	10.00	mt2.	$ 6 040.00.
	A la hoja No. 146....			$ 200 037.50.

		De la hoja No. 145....	$	200 037.50,
Cortina primer piso--	222 M2 a	$ 28.00 mt2.	$	6 216.00.
Cortinas cobertizo.--	2	$ 110.00 c/u.	$	220.00.
Accesorios y útiles - para autos.----------			$	10 000.00.
Muros.----------	1 414 M2 a	$ 2.00.mt2.	$	2 828.00.
Ornamentación.-------			$	5 000.00.
Imprevistos 10 %.----			$	22 410.50.
Costo por construcción.....			$	246 712.00.
Demolición edificio viejo y excavación cimientos..			$	14 273.00.
Valor del terreno.....			$	1 012 574.00.
Costo total de la obra.....			$	1 273 559.00.

DANDO UN COSTO TOTAL DE $ 1 275 000.00. UN MILLON DOSCIENTOS SETENTA Y CINCO MIL PESOS.

CAPITULO IX.

FINANCIAMIENTO Y ADMINISTRACION.

Para el buen funcionamiento del edificio para estacionar coches es indispensable de los elementos que integran la administración en la forma siguiente:

Para que el movimiento de los coches sea en una forma organizada es indispensable que se tengan varios choferes en dicho edificio para que éstos hagan la colocación como la salida de los autos. Para ésto se necesita que tanto en la parte superior como en la inferior haya cuando menos dos choferes por piso, pudiendo durante la noche quedar nada más 2 choferes en total; pero para el mejor funcionamiento es de aconsejarse que siempre haya 2 choferes por piso durante todo el tiempo.

Respecto al lavado y engrasado de vehículos se puede alquilar el lugar para que allí se hagan las reparaciones necesarias.

La Administración desempeña un papel de mucha importancia en las actividades de todo organismo y especialmente en éste, en donde debe verse contínuamente el funcionamiento y la forma de poderse beneficiar, puesto que permiten disponer con los datos que se recopilan al funcionar de aquellos elementos necesarios para encauzar los procedimientos que deben seguirse para obtener así los mejores resultados.

Para el funcionamiento del personal como son los choferes y cobro de las rentas en la parte comercial, para obtener un control absoluto en los movimientos de los empleados y el financiamiento de la obra se pueda desarrollar de la mejor manera.

Debiendo únicamente el Administrador ser la persona que trate directamente con los clientes; siendo ésta persona la en-

cargada de registrar y tramitar los movimientos del personal -- así como el de los vehículos.

Por lo que la parte Administrativa y de Personal, por lo que se refiere el estacionamiento, está comprendida en la si--- guiente forma:

1 Administrador.....	$	300.00 M.
2 Ayudantes del Administrador, $180.00, cada uno.....	$	360.00 M.
1 Empleado de Oficina como mecanógrafo.	$	150.00 M.
12 Choferes a $ 150.00 c/u.....	$	1 800.00 M.
6 Veladores a $ 2.50 c/u. diarios.....	$	450.00 M.
Total.....	$	3 060.00 M.

El funcionamiento será en la siguiente forma:

Todos los empleados trabajarán sus ocho horas diarias corridas a excepción del Administrador que deberá repartirlas en- las horas que haya mayor movimiento.

Los 12 choferes les corresponderá a tres turnos de 4 choferes durante 8 horas de trabajo, éstos deberán descansar un -- día cada seis turnos de trabajo y debiendo corresponderles turnos distintos cada semana, sea por ejemplo, los choferes que -- tengan números de fichas progresivos 1, 2, 3, 4, 5, etc., hasta 12.- Los choferes 1, 2, 3, 4, trabajan el primer turno comprendido de las 2 a las 10 horas, los choferes 5, 6, 7, y 8 trabajarán el segundo turno o sea de las 10 a las 18 horas y los choferes 9, 10, 11 y 12 tendrán el tercer turno, de las 18 horas a - las 2 horas, para el día de descanso será en cuanto al chofer,- por ejemplo 6, que empezó trabajando el segundo turno, descansará en cuanto tenga seis turnos trabajados tendrá un día de descanso más un turno o sea por cada 48 horas trabajadas en turnos

a la semana descansará 24 horas más un turno o sea 32 horas.

En la misma forma deberán trabajar los Veladores descansando por turnos y tocándoles distintos turnos cada semana como posición en la forma de velar, una semana en la parte superior y otra en la parte inferior y en la misma forma a los choferes.

Los Ayudantes del Administrador deberán trabajar turnos en los que no les corresponda al Administrador, debiéndose turnar y nunca tocarles el mismo turno a los dos.

Siendo para la Administración un gasto mensual de ----- $ 3 160.00. habiendo considerado gastos menores y papelería, luz, etc., de $ 100.00. por mes.

Los veladores deberán dedicar parte de su tiempo en el aseo del edificio en la parte que les corresponde.

Financiamiento.

En las condiciones como vá a trabajar el edificio para el estacionamiento de vehículos se puede considerar que la vida activa del edificio en todo su rendimiento sea durante un período de 20 años.

El capital invertido en la obra es de: $ 1 275 000.00.

Este capital durante los 20 años de vida y con interés compuesto de 6 % anual representa un capital por valor de:

$S = C (1 + r)^n$

$C = \$ 1\ 275\ 000.00.$

$r = 6\ \%$ anual.

$n = 20$ años.

$(1 + 0.06)^{20} = 3.207$

$S = 1\ 275\ 000 \times 3.207 = 3\ 988\ 925.00.$

Cantidad a que se debe imponer, al final de cada año, para formar al cabo de los 20 años el capital formado.

$$a = S \frac{r}{(1+r)^n - 1} = 3\,988\,925 \times 0.027 = \$\ 107\,700.98$$

A esta cantidad hay que sumarle el gasto producido por la conservación del edificio más la Administración.

Partiendo en sentido contrario para conocer a qué interés a que está puesto el capital invertido.

Los gastos originados por Administración.	$ 3 060.00.
Gastos menores, luz, papelería, etc.....	$ 100.00.
Contribuciones, agua, conservación edificio.....	$ 100.00.
Gasto mensual.....	$ 3 260.00.

Al año se produce un gasto de

3 260 x 12 = $ 39 120.00.

Sumando a la anualidad

107 700.98 + 39 120.00 = $ 146 820.98

Renta o utilidad que se debería producir

146 820.98/12 = $ 12 401.75

Cupo máximo de vehículos piso superior	132
Cupo máximo de vehículos piso inferior	66
Capacidad máxima.....	198

Como casi nunca se encontrará a su máxima capacidad sino a un 50 % en las 24 horas considerando un valor conservador por el estacionamiento de $ 0.10 por hora, pues habrá vehículos que quizás estén durante las 24 horas y no sería justo cobrarles a- $ 0.10 horas pues sería carísimo el estacionamiento en estas -- condiciones.

Se podrá marcar como precio mínimo de $ 0.10 por hora y-

como máximo de $ 0.50 por mayor de 2 a 5 horas según sea la hora en que ocupe local.

El 50 % de la capacidad máxima o sea 100 vehículos aproximadamente a $ 0.10 hora dá:

0.10 x 24 x 100 = $ 240.00 diarios.

240 x 30 = $ 7 200.00 mensuales.

La parte comercial en las mejores condiciones y supo---niendo que se puedan arreglar las 14 accesorias a una renta --mensual en término medio de $ 300.00 por accesoria dá una renta mensual de $ 5 200.00.

Renta mensual que produciría:

5 200 + 7 200 = $ 12 400.00.

valor aproximadamente igual al considerado para un interés compuesto de 6 % anual durante 20 años de uso trabajando en magníficas condiciones.

Trabajando en las condiciones normales se tendría:

Por el estacionamiento de vehículos con el 40 % de la - capacidad máxima:

0.10 x 24 x 198 x 0.40 = $ 190.08 diarios.

190.08 x 365 = $ 69 379.20 anuales.

Renta de las accesorias a $ 250.00 por cada una con un-20 % de desocupadas anualmente:

250 x 14 x 0.80 x 12 = 33 600.00.anual.

Renta anual:

69 379.20 + 33 600.00 = $ 102 979.20

Gastos anuales por Administración, luz, contribuciones, gastos menores, etc. a $ 3 260.00 mensual..... $ 39 120.00

Anualidad impuesta $ 63 859.20

La anualidad impuesta al capital de 3 988 925,00 es de - $ 63 859,20 para que este capital el de la obra o sea de ------ $ 1 275 000,00, a un interés de tal forma que se pueda pagar en 20 años.

$$S = C\,(1 + r)^n$$

En esta expresión lo que se trata de conocer es el interés r pero en función de la anualidad.

$$a = S\,\frac{r}{(1 + r)^n - 1}$$

$$a = C\,\frac{r(1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

En esta función $a = \$ 63\,859,20$.

Se necesita determinar:

1/o.- A que interés está colocado el capital de -------- $ 1 275 000,00, para que produzca una anualidad de $ 63 859,20, a interés compuesto en un período de 20 años.

2/o.- A un interés de 6 % que cantidad de años se necesitan para liquidar el capital de $ 1 275 000,00.

1/o.- Con un interés de 0,5 % y durante un período de 20 años se tiene:

$$\frac{a}{C} = \frac{r\,(1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

$a = \$ 63\,859,20$.

$C = \$ 1\,275\,000,00$.

$$\frac{a}{C} = \frac{63\,859,20}{1\,275\,000,00} = 0,05$$

$$\therefore \frac{r(1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1} = 0,05$$

$r = 0,005 \qquad n = 20$

$$\frac{0,005 \times (1 + 0,0005)^{20}}{(1 + 0,0005)20 - 1} = \frac{0,005 \times 1,10}{0,10} = 0,055$$

por ciento (0.5 %) a interés compuesto durante 20 años.

2/o.- Con un interés de 6 % se necesita una cantidad de años infinita pues la renta anual comparada con el capital en un interés compuesto resulta ser siempre menor.

Con un interés compuesto de 4 % anual, se necesitaría un período de 40 años.

$$r = 4\ \% \qquad n = 40$$

$$\frac{a}{C} = \frac{r(1+r)^n}{(1+r)^n - 1} = 0.05$$

$$\frac{a}{C} = \frac{63\ 859.2}{1\ 275\ 000} = 0.05$$

$$r = 4\ \% \qquad n = 40 \text{ años.}$$

$$\frac{r(1+r)^n}{(1+r)^n - 1} = \frac{0.04\ (1+0.04)^{40}}{(1+0.04)^{40} - 1} = 0.05$$

Resumen del financiamiento.

El capital invertido para la adquisición del terreno y la construcción de la obra es de $ 1 275 000.00.

Con las condiciones conservables a que debe financiarse la obra produce una renta anual de $ 63 859.20. en valor efectivo.

Colocado este capital de $ 1 275 000.00. a un interés compuesto del 6 % produce una renta anual mayor que la estipulada anteriormente.

Que el capital de $ 1 275 000.00 a un interés de 4 % anual durante 40 años a interés compuesto necesita producir una renta de $ 13 859.20 anualmente.

Por el párrafo anterior se comprende que el capital invirtiéndose en esta obra está a un interés compuesto de 4 % anual durante un período de 40 años.

Durante un período de 20 años expuesto el capital de ---

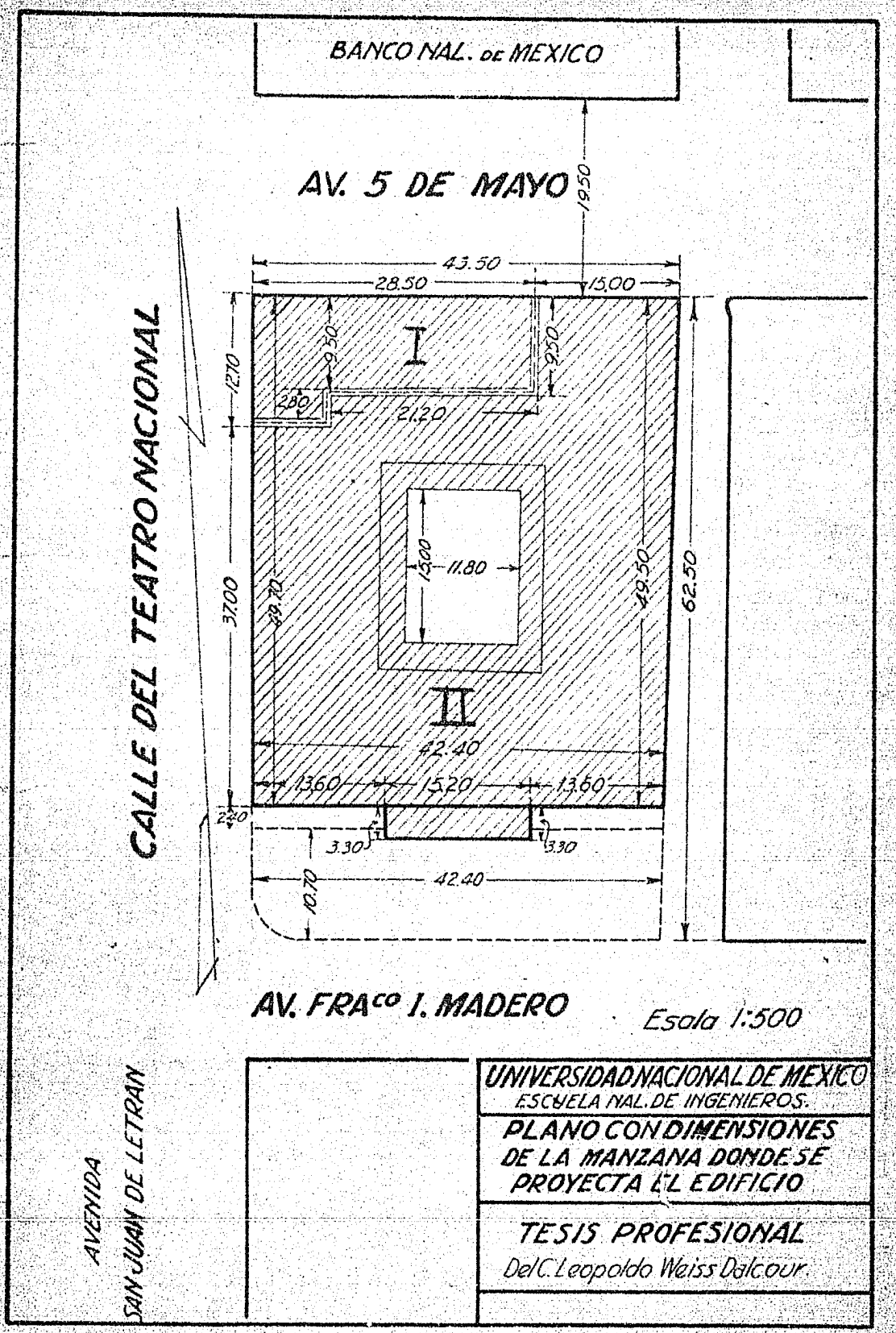
do a un interés de 0.05 %.

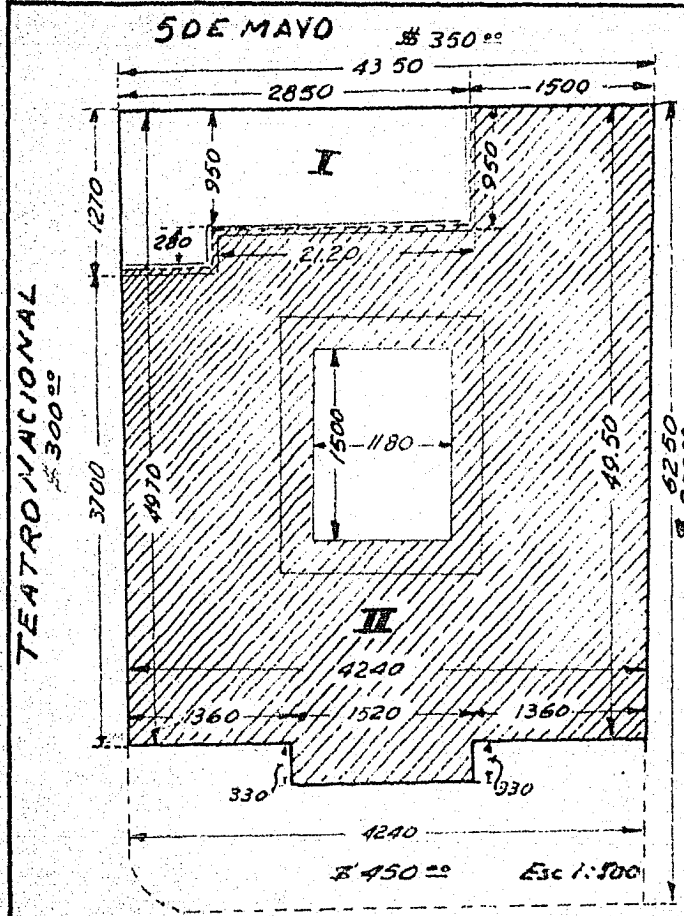
Por lo anterior el desarrollo del proyecto en cuestión - o sea el de construir un edificio para el estacionamiento de -- vehículos en la manzana comprendida por las calles de Francisco I. Madero, Teatro Nacional, 5 de Mayo y segundo callejón de la- Condesa; resulta ser un proyecto antieconómico, apoyándose en - la índole financiera.

Según la opinión del suscrito el proyecto debe desechar- se por no ser costeable.

México, D.F., diciembre de 1937.

Leopoldo Weiss Dalcour.

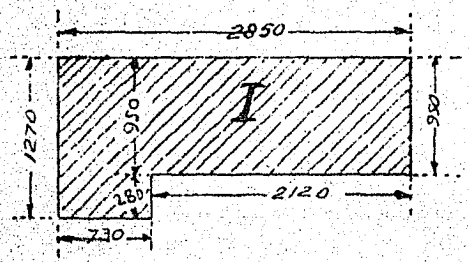

BANCO NAL. DE MEXICO
AV. 5 DE MAYO
19.50
43.50
28.50
15.00
I
9.50
9.50
12.70
2.80
21.20
11.80
15.00
37.00
49.70
49.30
62.50
II
42.40
13.60
15.20
13.60
2.40
3.30
3.30
42.40
10.70
CALLE DEL TEATRO NACIONAL
AV. FRAco I. MADERO
AVENIDA SAN JUAN DE LETRAN
Esala 1:500
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.
PLANO CON DIMENSIONES DE LA MANZANA DONDE SE PROYECTA EL EDIFICIO
TESIS PROFESIONAL
Del C. Leopoldo Weiss Dalcour.



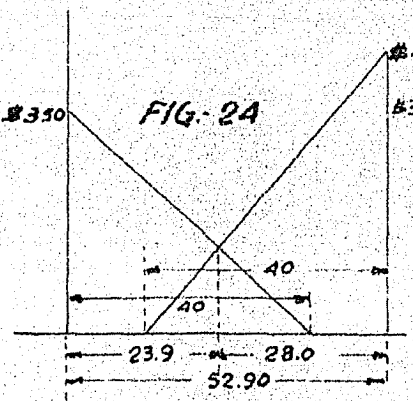
FRAco. I. MADERO FIG23

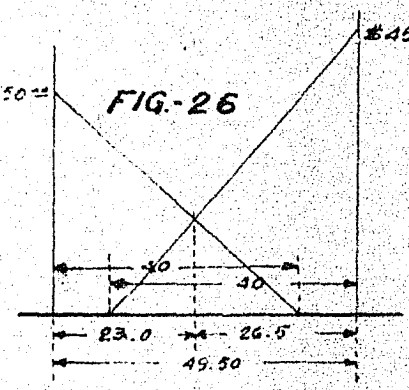
MANZANA CON SU VALOR CALLE

Esc.- 1:500

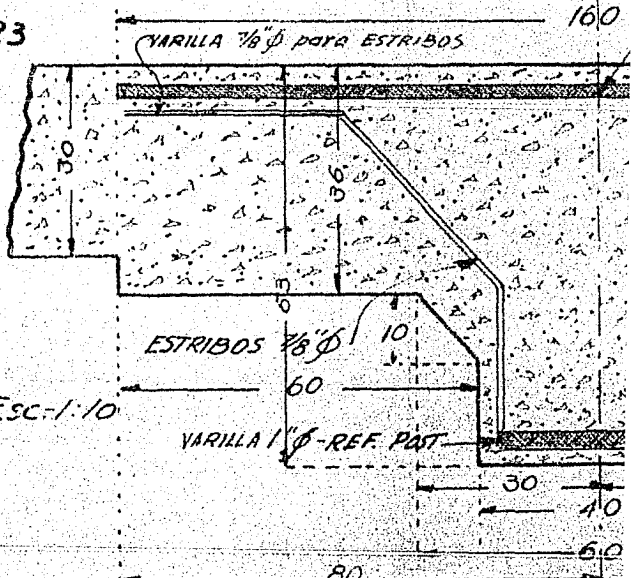


— PREDIO - I —





— VIGA "T" CABEZAL - INFE



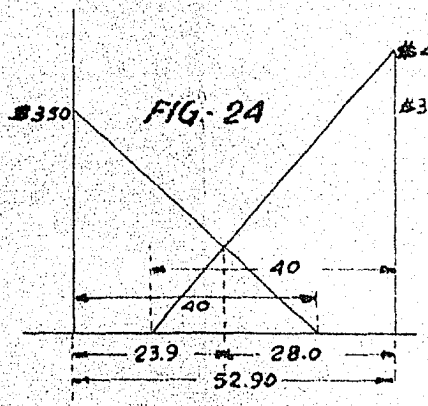


FIG.- 24

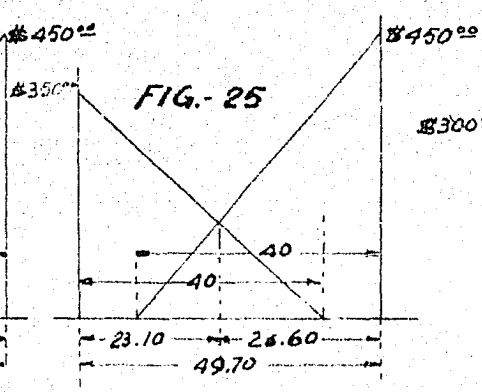


FIG.- 25

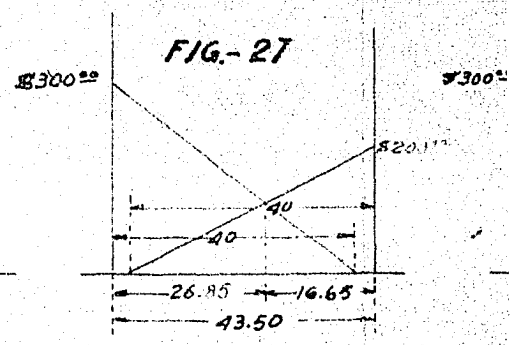


FIG.- 27

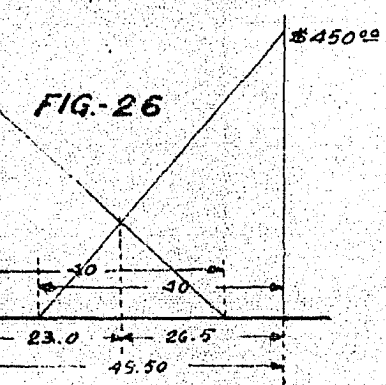
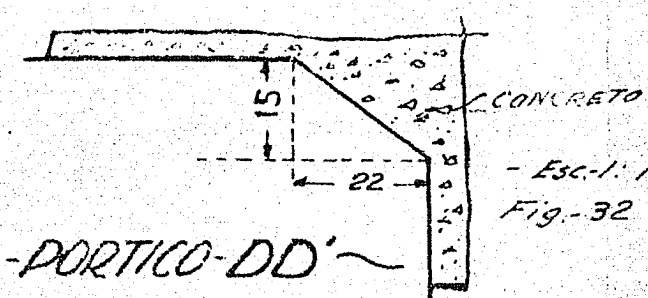


FIG.- 26

— GRAFICAS - DE - AVALUOS. —

— CARTON - ACARTELAMENTO - CAB. - COLUMNA



- Esc.-1: 10 -
Fig.- 32

IGA "T" CABEZAL - INFERIOR - PORTICO - DD' —

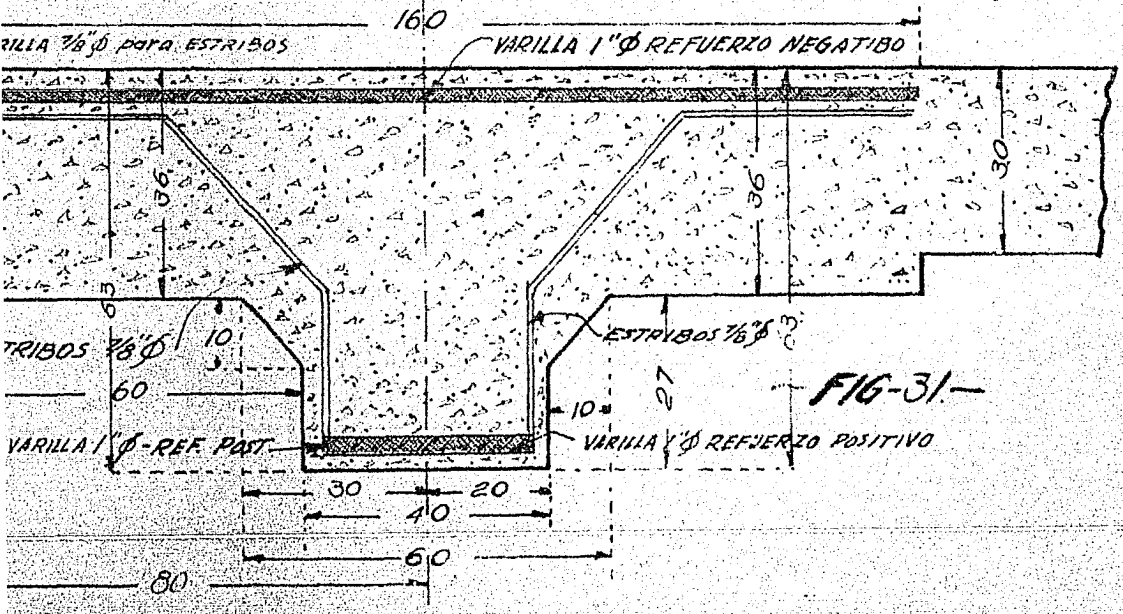


FIG-31.—

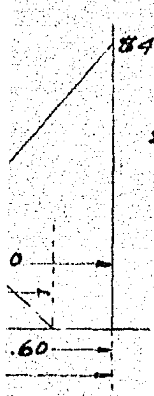


FIG.- 27

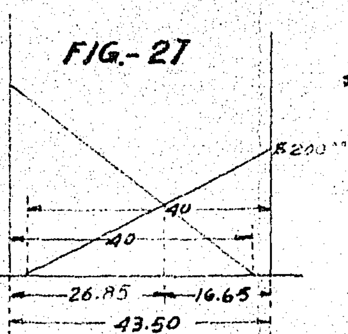
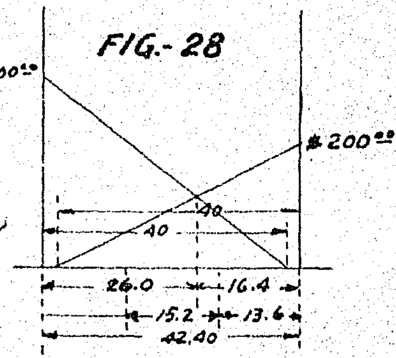
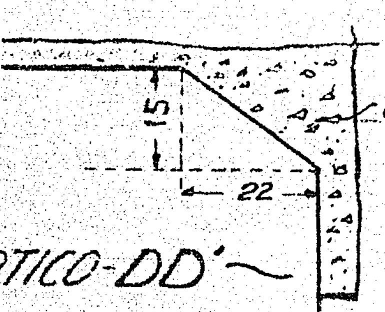


FIG.- 28



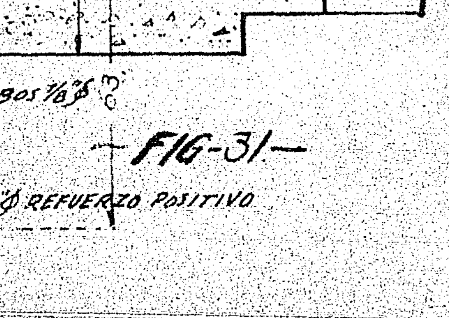
DE-AVALUOS.—

CARTELAMENTO-CAB.-COLUMNA



- Esc.-1: 10 -
Fig.- 32

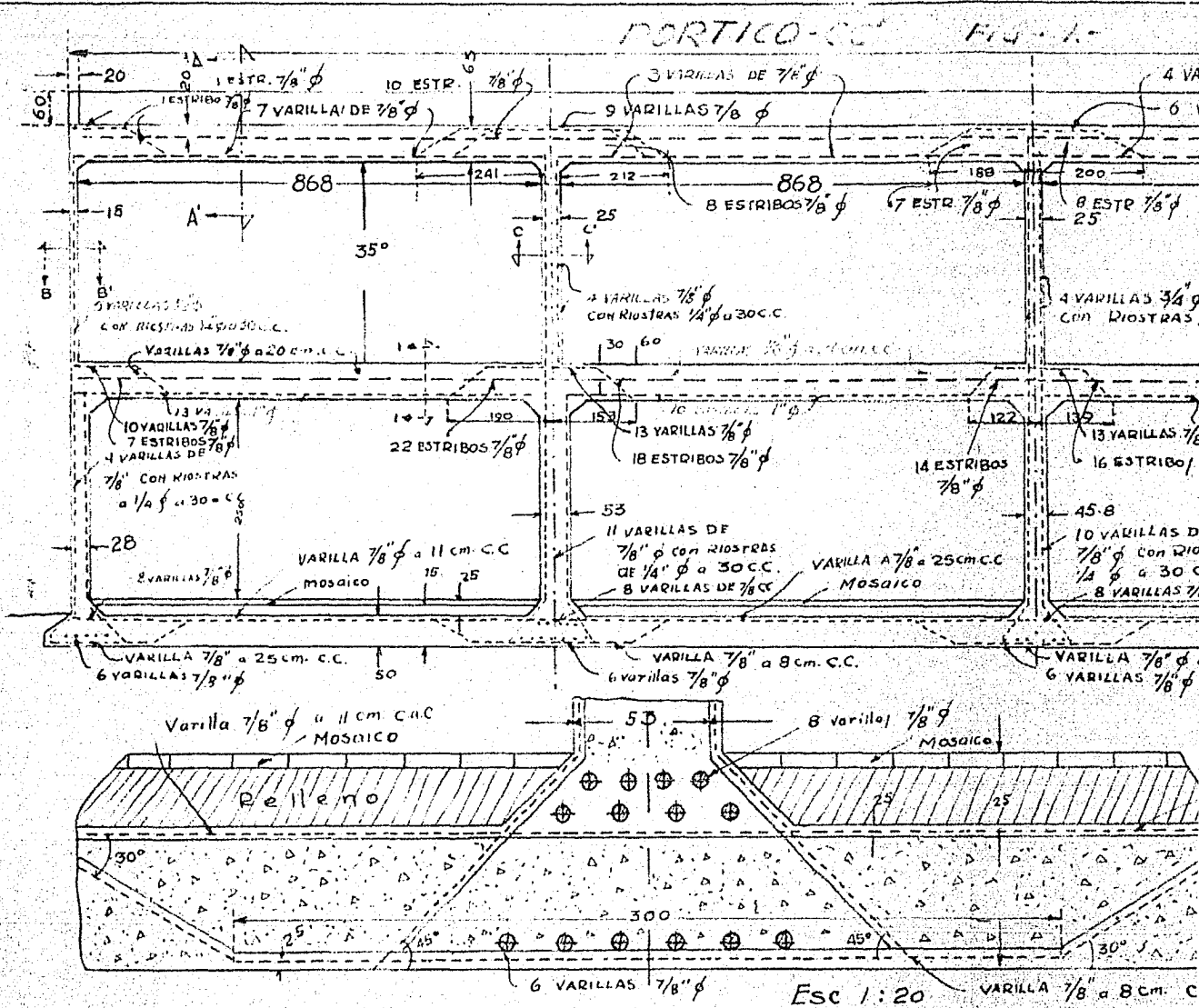
OTICO-DD'—



— FIG-31 —

NOTA.- TODAS LAS DIMENSIONES EN LOS PLANOS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.-

UNIVERSIDAD-NACIONAL-DE-MEXICO
ESCUELA-NAL-INGENIEROS.
EDIFICIO-ESTACIONAMIENTO DE-VEHICULOS
-AVALUOS-
TESIS PROFESIONAL
De Leopoldo Weiss Dalcour.



Esc 1:20

DETALLE DE EMPOTRAMIENTO COLUMNA CIMIENTO

DISTRIBUCION DE CARGAS

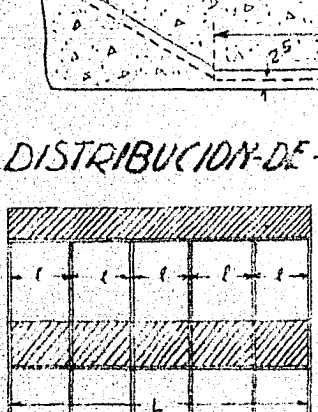
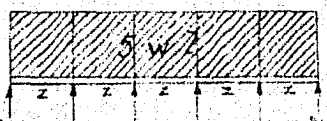


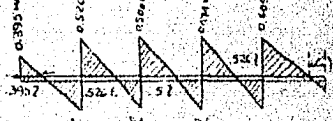
Fig (II)

TECHO DE LA AZOTEA

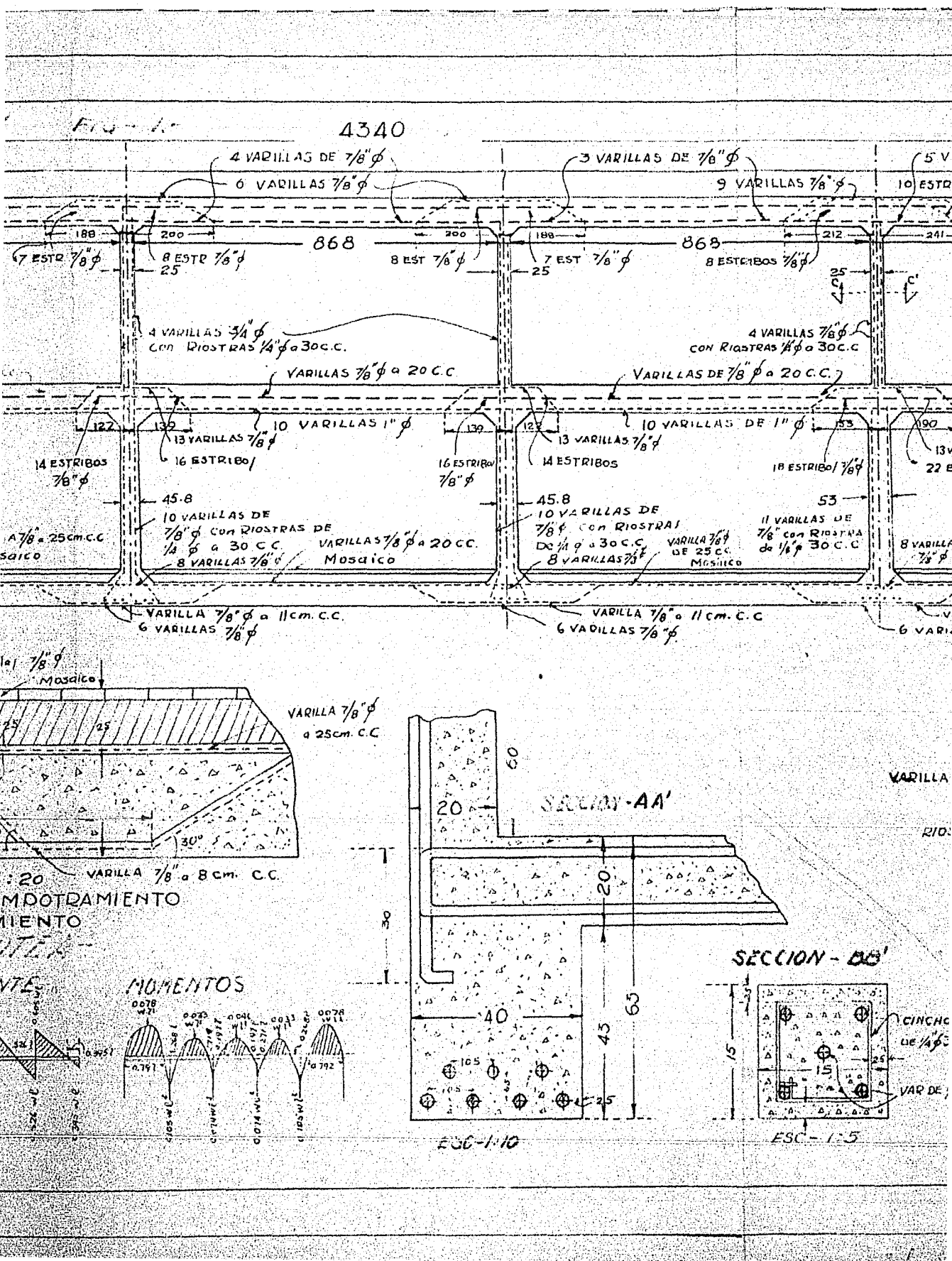
REACCIONES

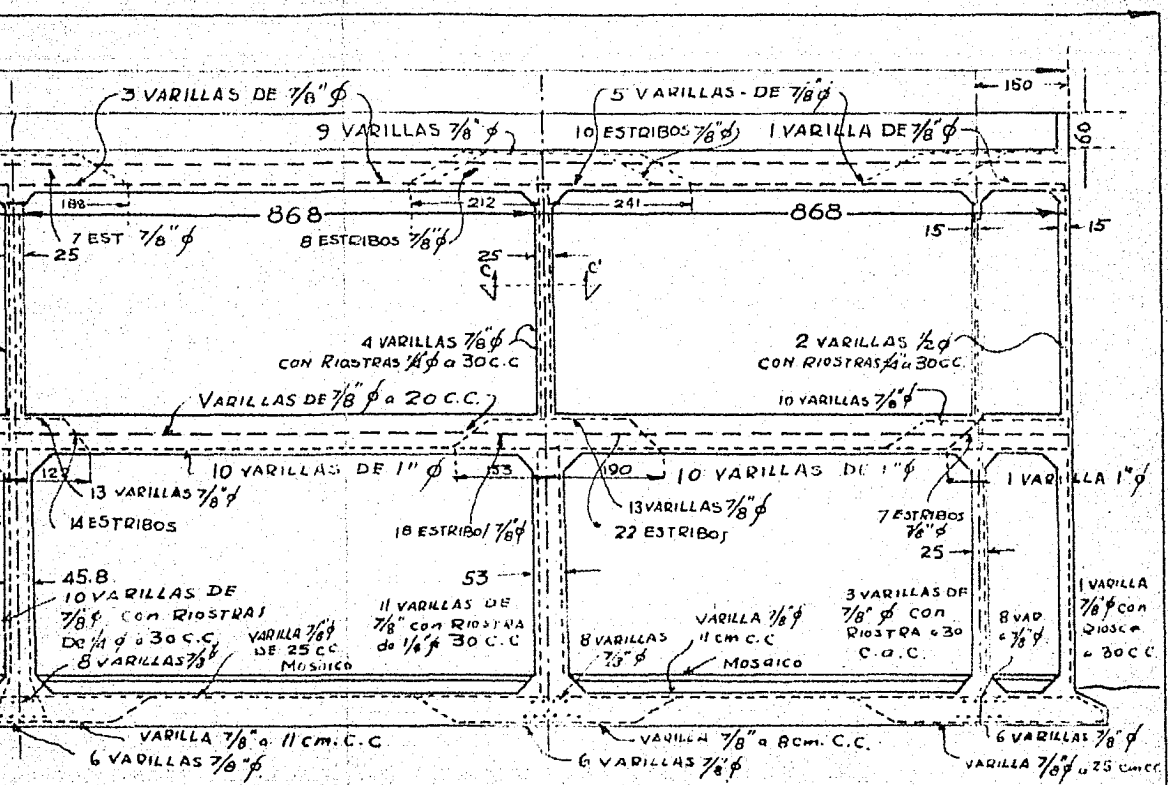


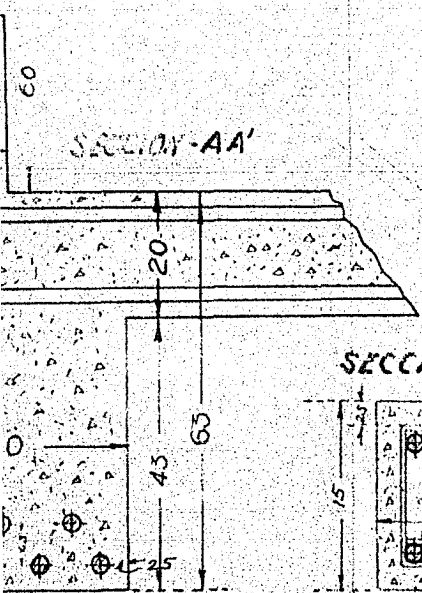
ESF. CORTANTE

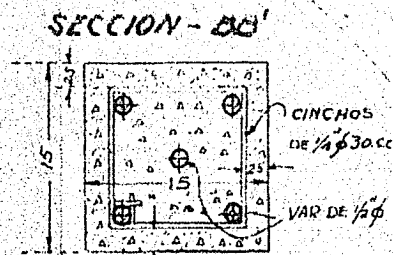


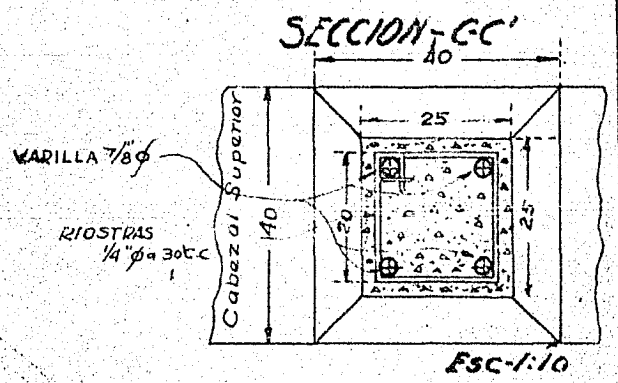
MOMENTOS


4340
4 VARILLAS DE 7/8" ϕ
6 VARILLAS 7/8" ϕ
3 VARILLAS DE 7/8" ϕ
9 VARILLAS 7/8" ϕ
868
868
7 ESTR 7/8" ϕ
8 ESTR 7/8" ϕ
8 EST 7/8" ϕ
7 EST 7/8" ϕ
8 ESTRIBOS 7/8" ϕ
4 VARILLAS 3/4" ϕ con RIOSTRAS 1/4" ϕ a 30 C.C.
4 VARILLAS 7/8" ϕ CON RIOSTRAS 1/4" ϕ a 30 C.C
VARILLAS 7/8" ϕ a 20 C.C
VARILLAS DE 7/8" ϕ a 20 C.C.
10 VARILLAS 1" ϕ
10 VARILLAS DE 1" ϕ
13 VARILLAS 7/8" ϕ
14 ESTRIBOS 7/8" ϕ
16 ESTRIBO
18 ESTRIBO 7/8" ϕ
45.8
10 VARILLAS DE 7/8" ϕ con RIOSTRAS DE 1/4 ϕ a 30 C.C.
8 VARILLAS 7/8" ϕ
VARILLAS 7/8" ϕ a 20 C.C. Mosaico
VARILLA 7/8" ϕ DE 25 C.C. Mosaico
11 VARILLAS DE 7/8" con RIOSTRA de 1/4" ϕ 30 C.C
VARILLA 7/8" ϕ a 11 cm. C.C.
6 VARILLAS 7/8" ϕ
Mosaico
VARILLA 7/8" ϕ a 25 cm. C.C
VARILLA 7/8" a 8 cm. C.C.
MOMENTOS
SECCION - AA'
SECCION - BB'
ESC-1:10
ESC-1:5









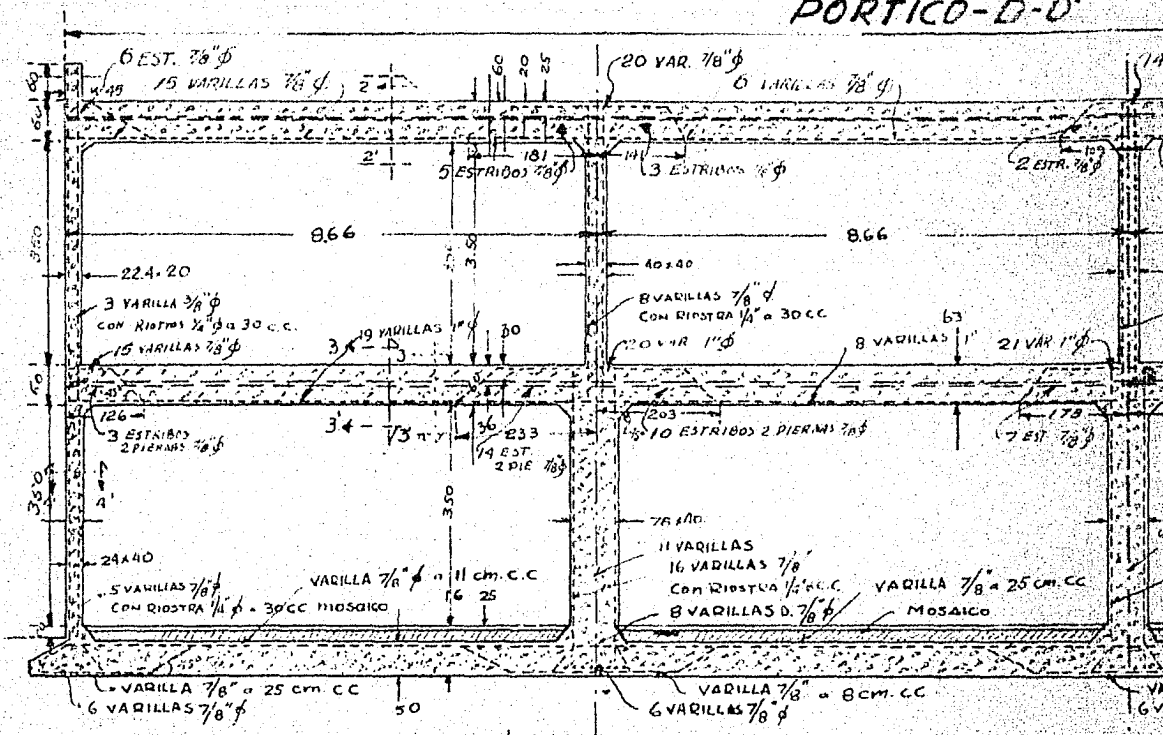
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.

EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS
PORTICO CC'

TESIS PROFESIONAL

De Leopoldo Weiss Oaicour.

PORTICO-D-D'



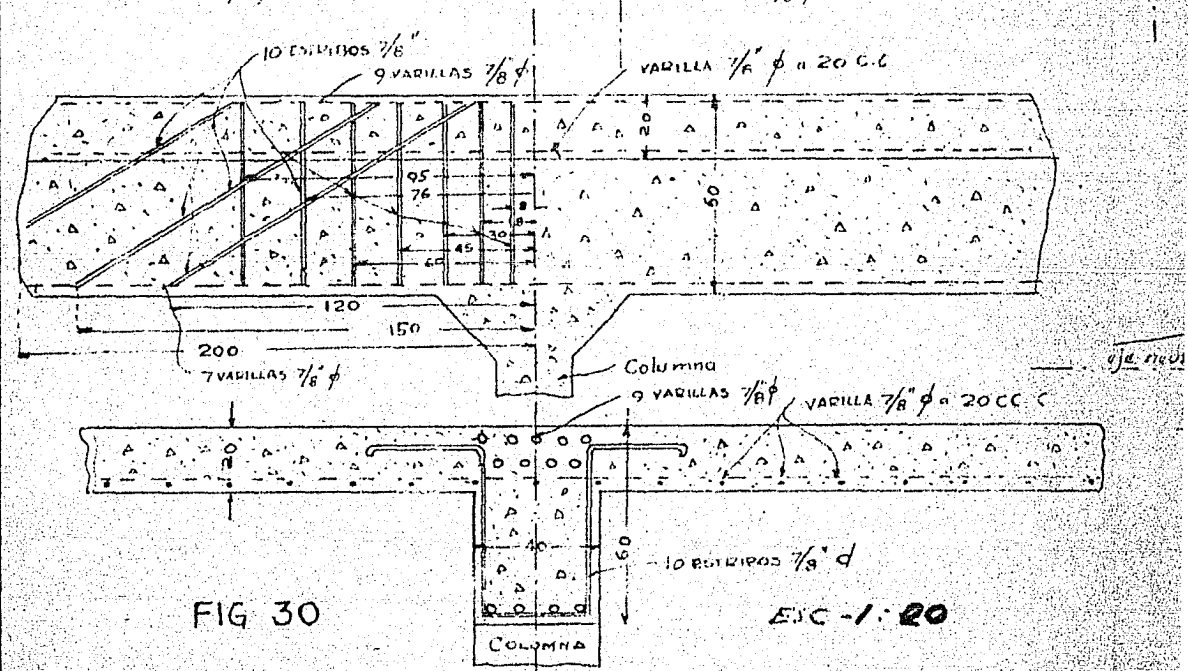


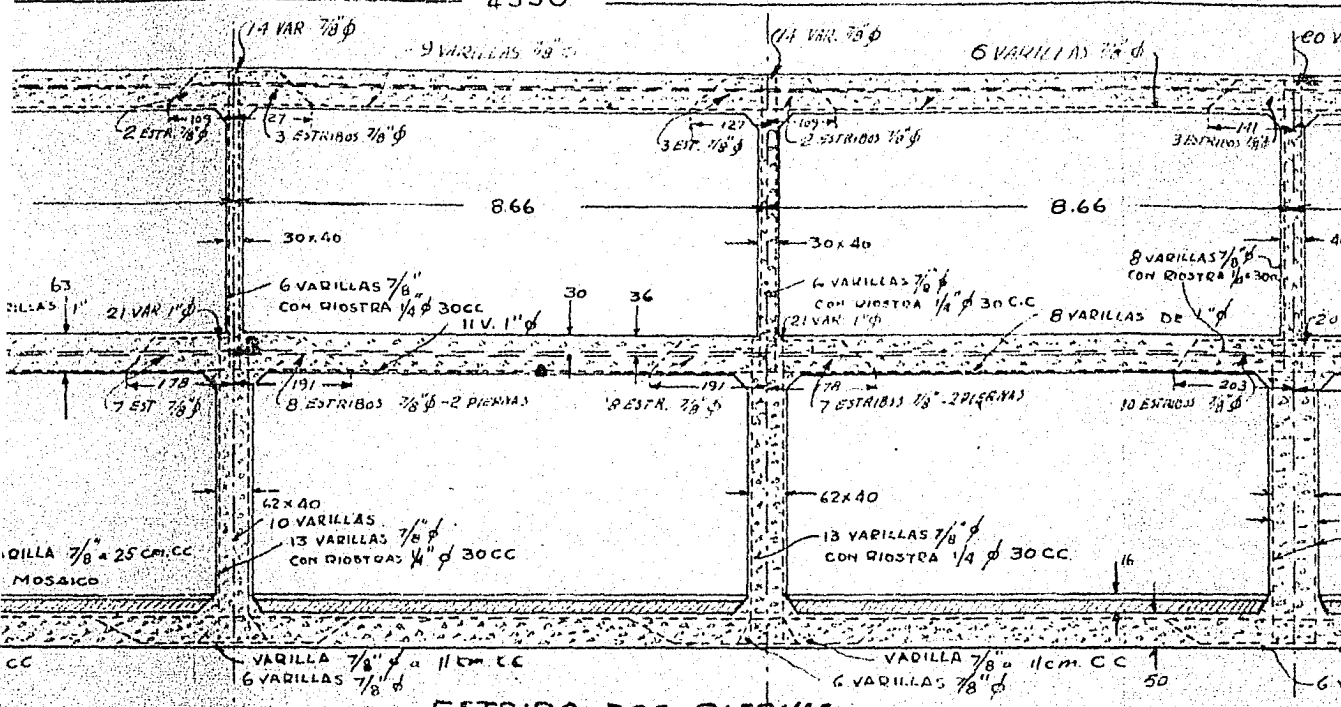
FIG 30

ESC - 1:20

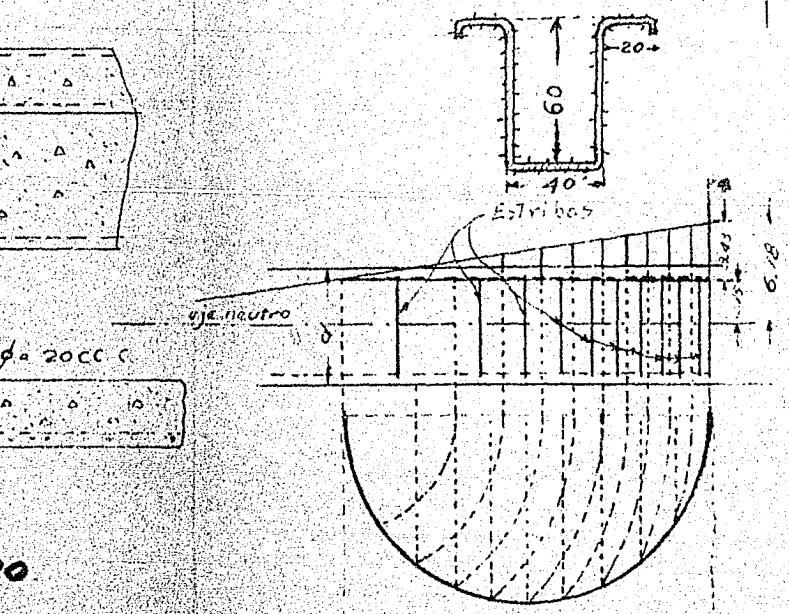
DET. DEL 2° APOYO DEL PORTICO - CC' -

ICO-D-D'

FIG-2 Esc.-1:100



— ESTRIBO-DOS-PIERNAS —



— REPARTICION-ESTRIBOS-1°-A
PORTICO-DD' —

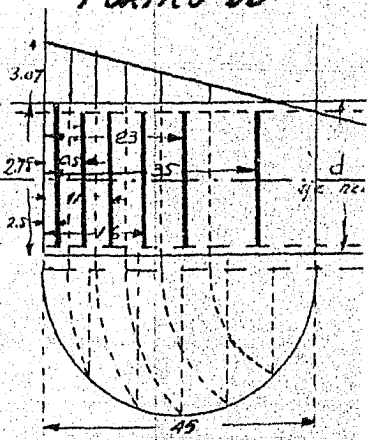
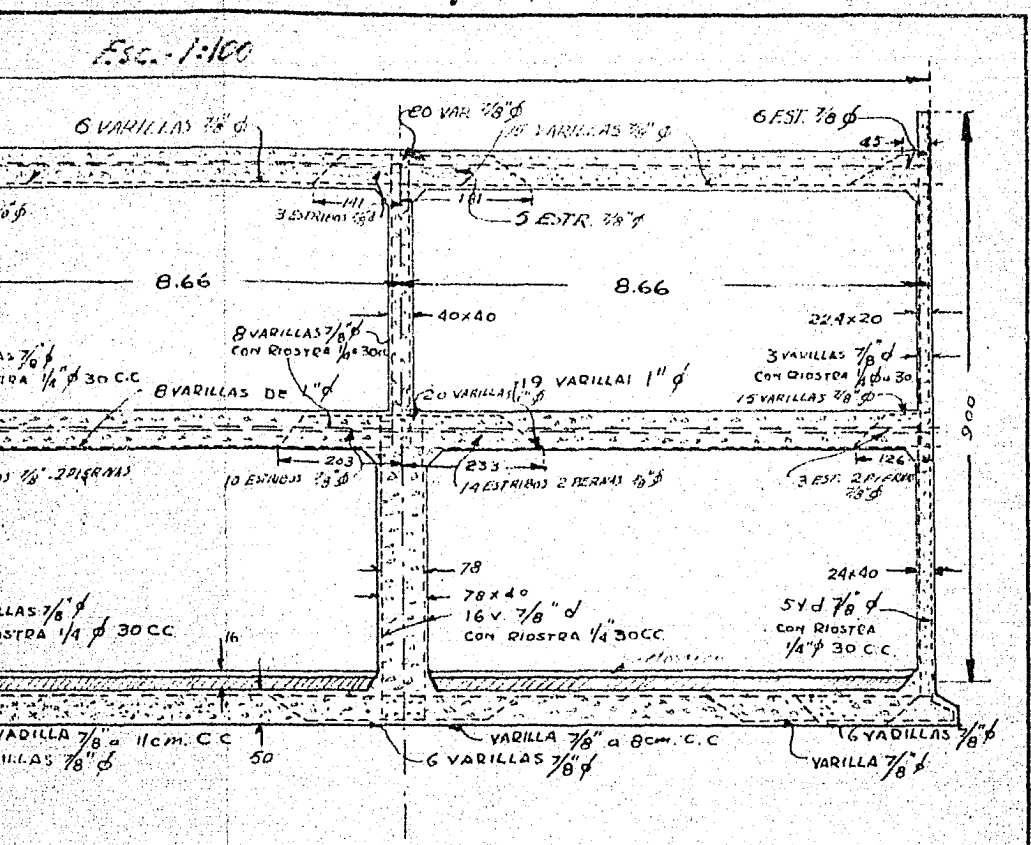


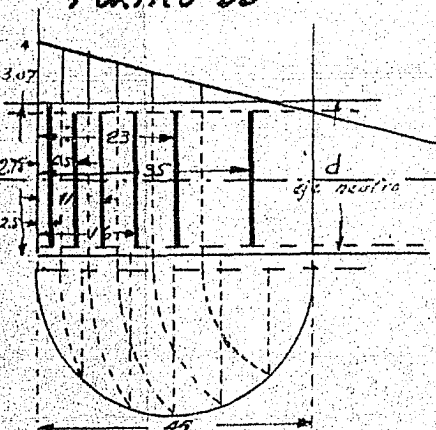
FIG-29

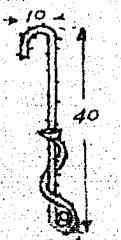
REPARTICION-ESTRIBOS-2°-APOYO-PORT-CC'

Esc. - 1:100



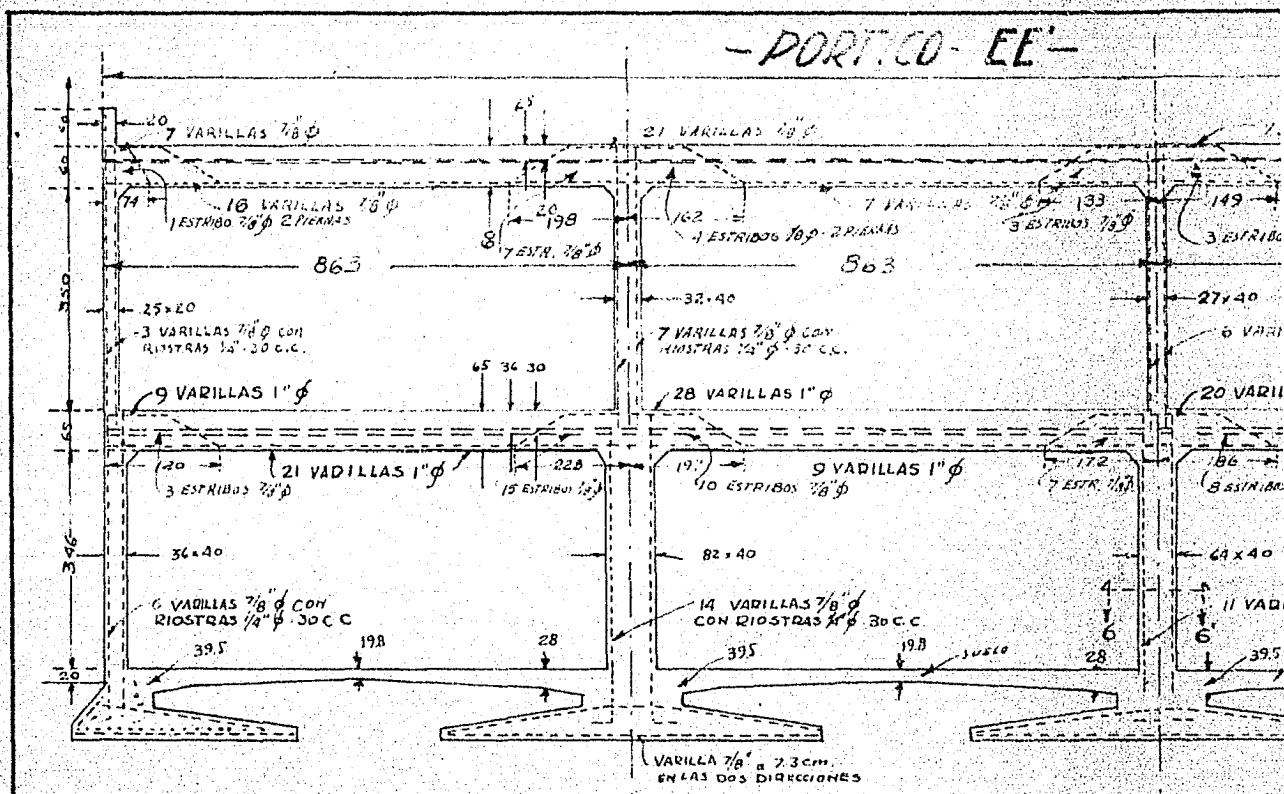
— REPARTICION-ESTRIBOS-1°APOYO PORTICO-DD' —





— ESTRIBO - UNA - PIEZA —

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.
EDIFICIO PARA ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS PORTICO – DD' –
TESIS PROFESIONAL De Leopoldo Weiss Dalcour.



DETALLE EMPOTRAMIENTO DE COLUMNA CIMIENTO

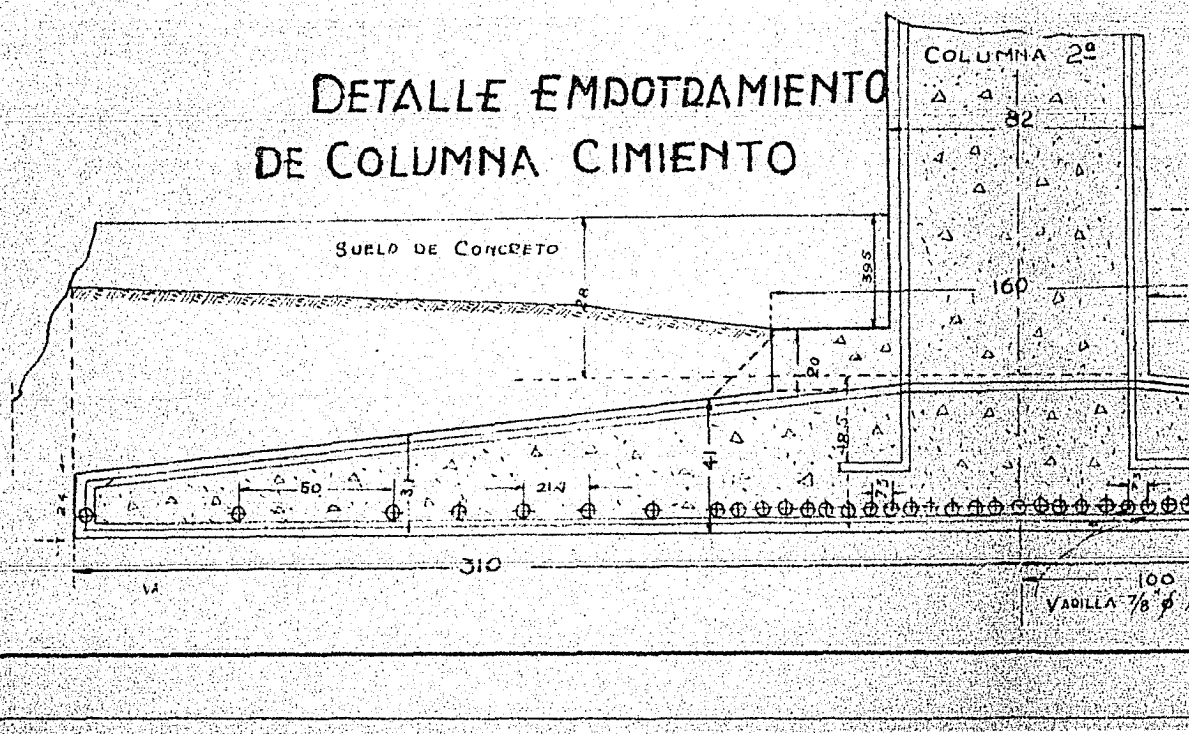
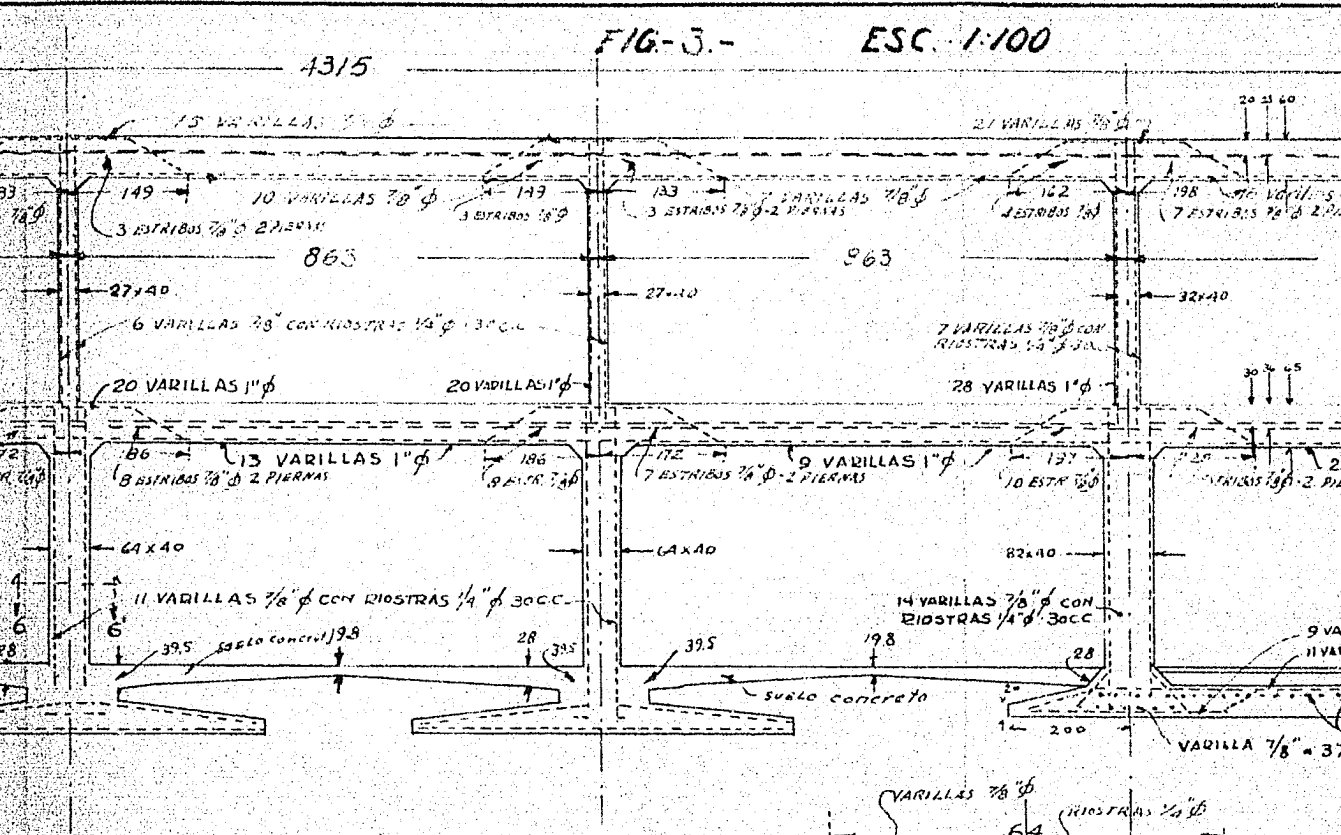
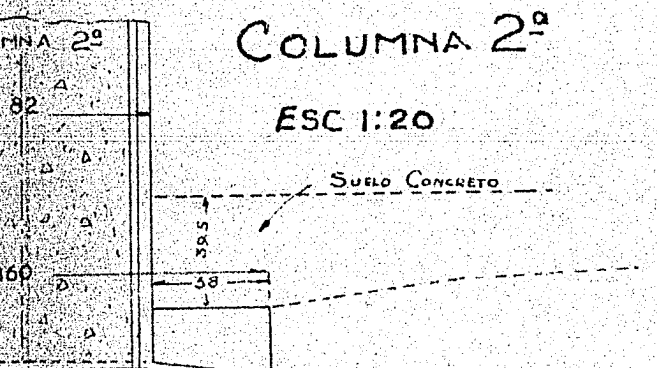
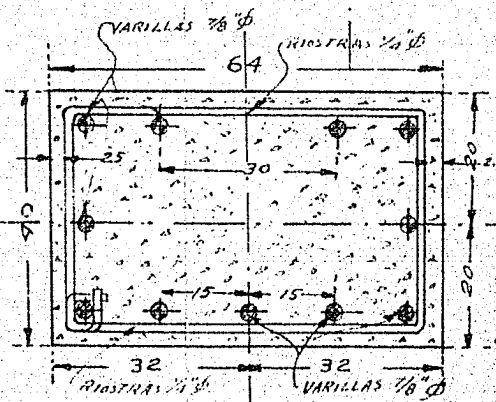


FIG-3.- ESC. 1:100

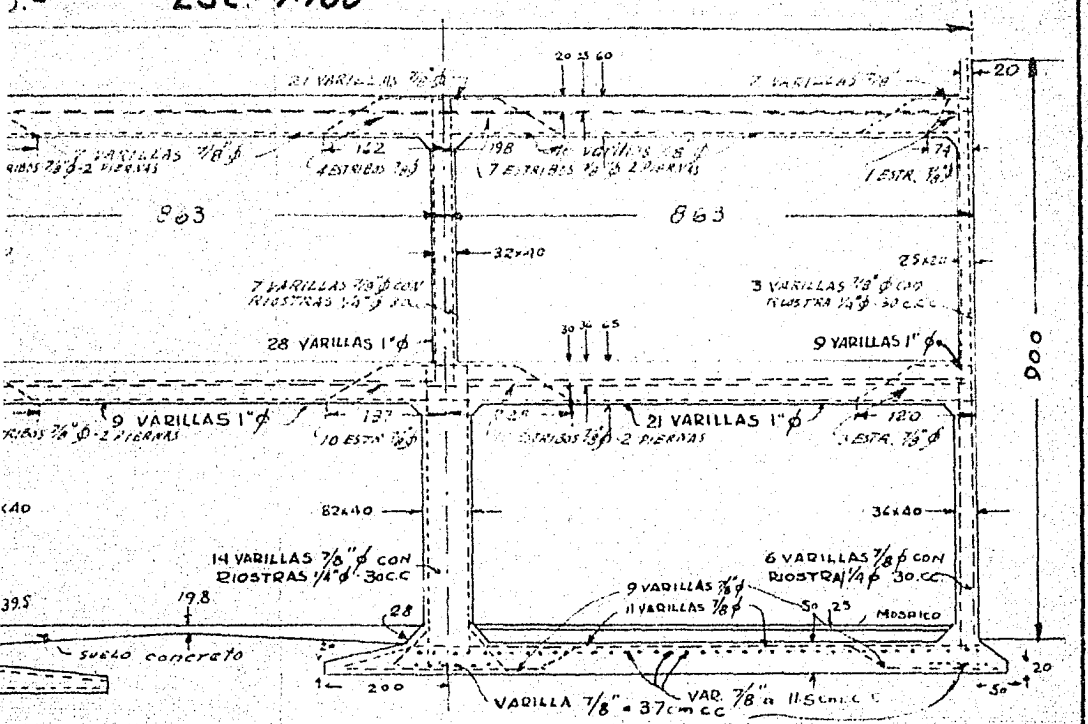


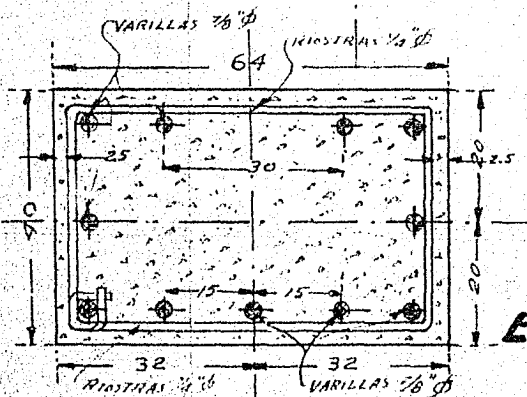




CORTE-66

3.- ESC. 1:100





CORTE-66'

3ª COLUMNA PORTICO EE

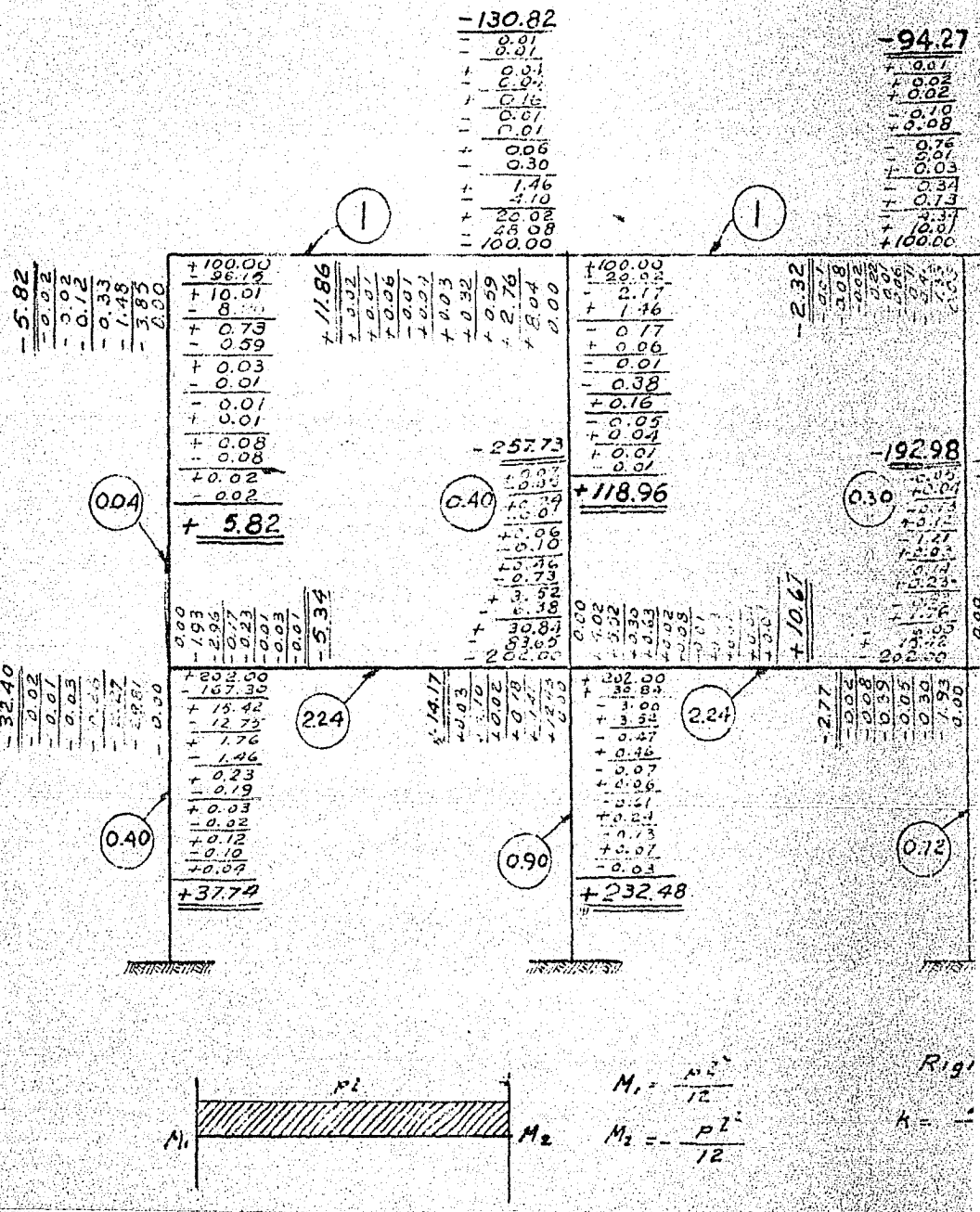
Esc.-1:10 Fig. 30

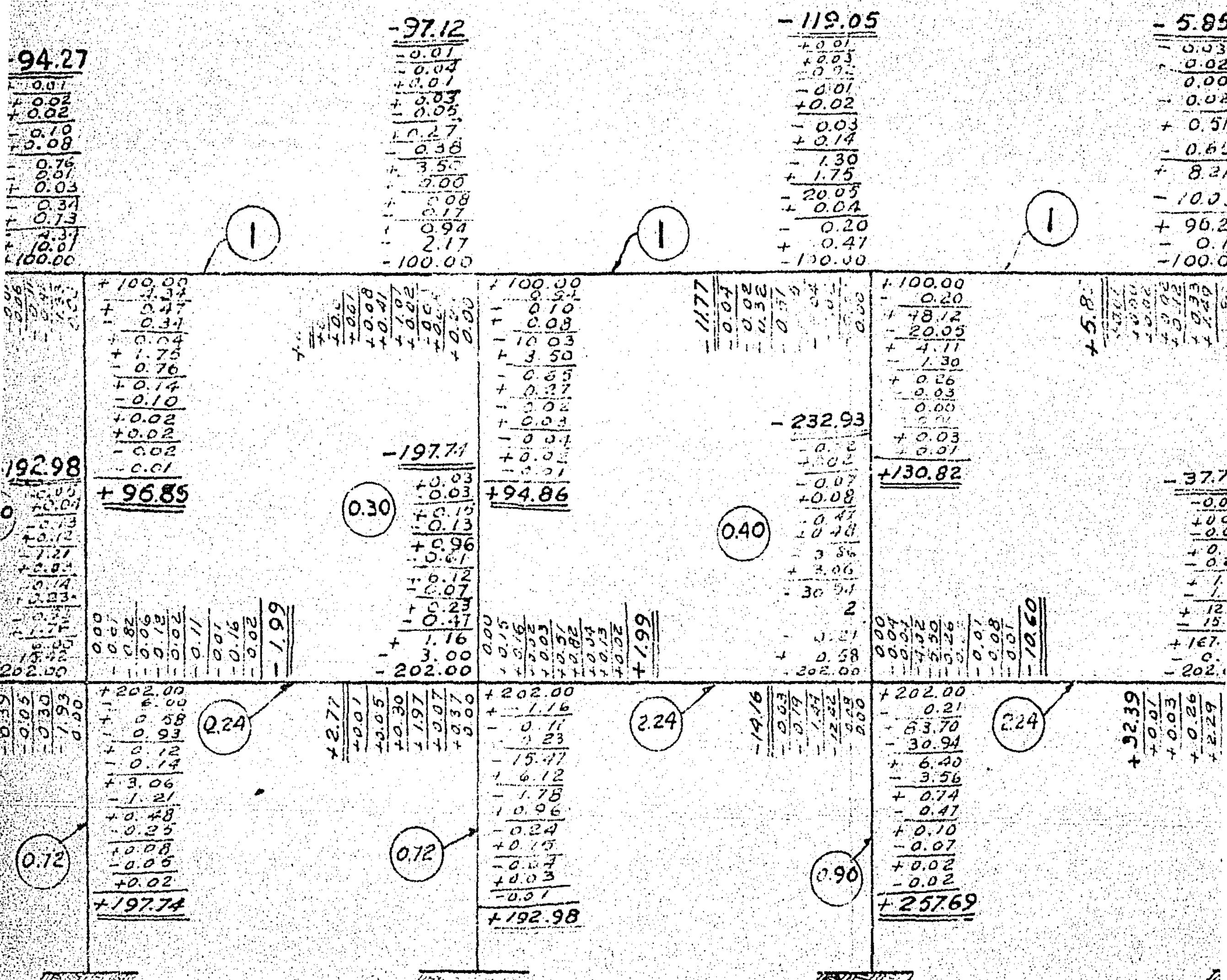
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS:

EDIFICIO ESTACIONAMIENTO VEHICULOS
PORTICO EE' y C. COLUM.

TESIS PROFESIONAL
De Leopoldo Weiss Dalcour

PORTICO - BB' - FIG. 4





- FACTOR DE MOMENTOS. -

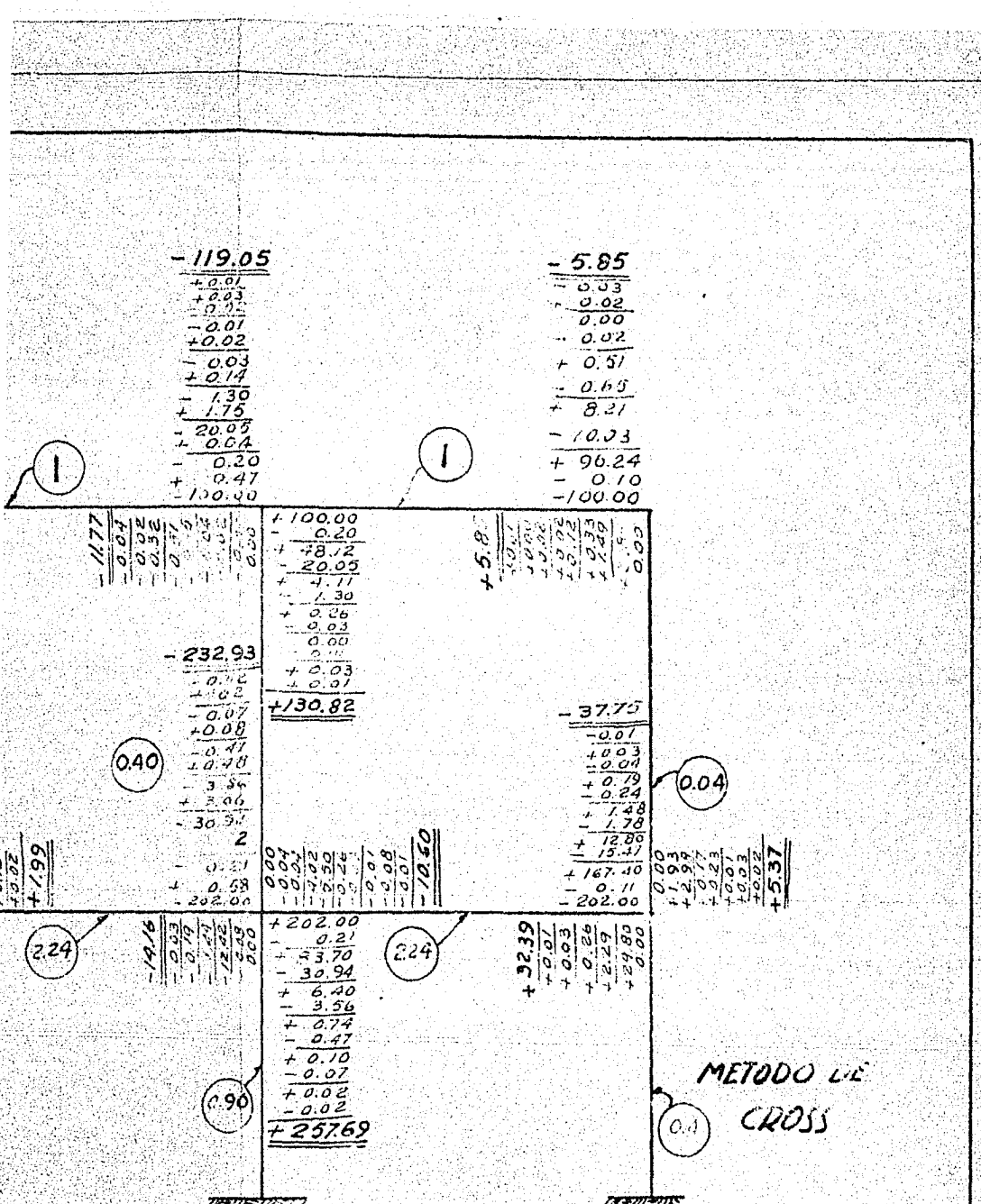
Rigidez

$k = \frac{4EI}{l}$

$M = 100 = 35300$ Kg-m.t = M

NOTA.- Los factores de Trasmisión estan indicados en números dentro de Círculos.- Los Momentos de Inercia fueron tomados del Pórtico E-E'

UNIVE
ESC
CALC
MIE
LO
TE



factores de Transmisión estan indica-
meros dentro de Círculos.- Los
de Inercia fueron tomados del
-E-

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.

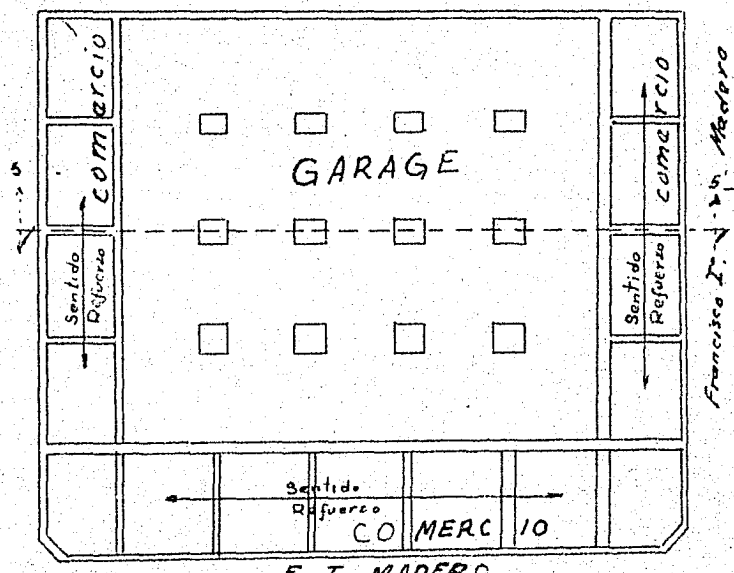
CALCULO DE LOS EMPOTRA-
MIENTOS PERFECTOS EN
LOS PORTICOS -

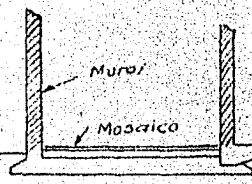
TESIS PROFESIONAL.

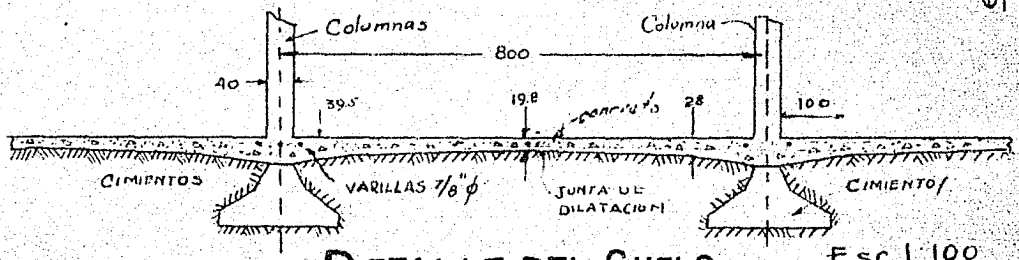
Por C. Leopoldo Weiss Dalcour.

Condesa

Fig 5



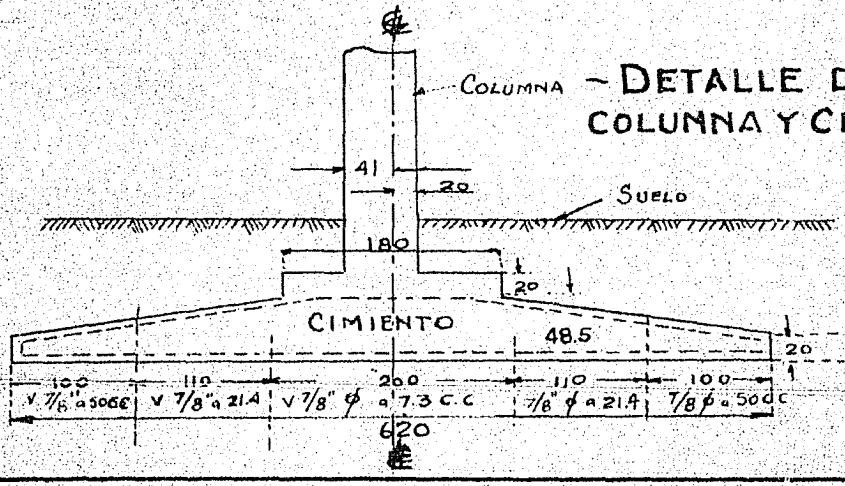




DETALLE DEL SUELO ENTRE PILARES

Esc 1:100

Fig. 7



DETALLE DE LA COLUMNA Y CIMIENTO

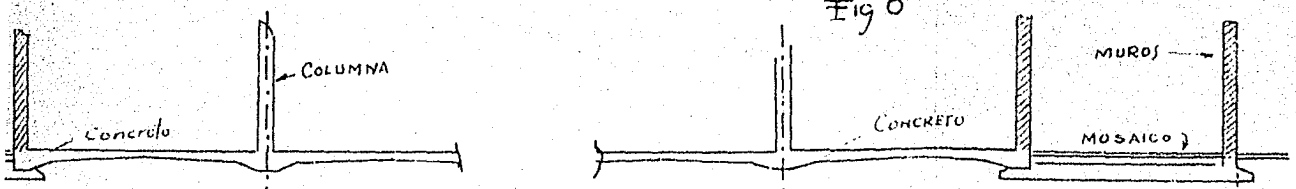
620

VARILLA 7/8" ϕ a 21.9 cm.

VARILLA 7/8" ϕ a 7.3 cm. C.C.

~ CORTE - 5-5' ~

Fig 6



DETALLE DE LA COLOCACION *HIERRO* EN EL CIMIEN

620

VAR. 7/8" ϕ a 50cm c.c VAR. 7/8" a 21.4 cm. c.c VAR. 7/8" ϕ a 7.3 cm. c.

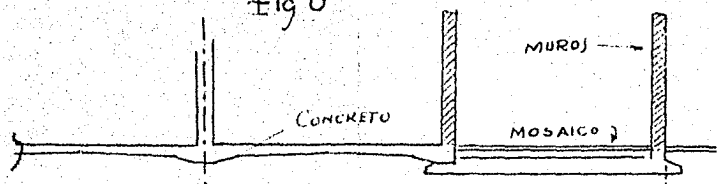
VARILLA 7/8" ϕ a 21.9 cm.

VARILLA 7/8" ϕ a 73cm. c.c

VARILLA 1" ϕ

UNIVER
ESCU
EDI
NAM.
SUE
TE.
De

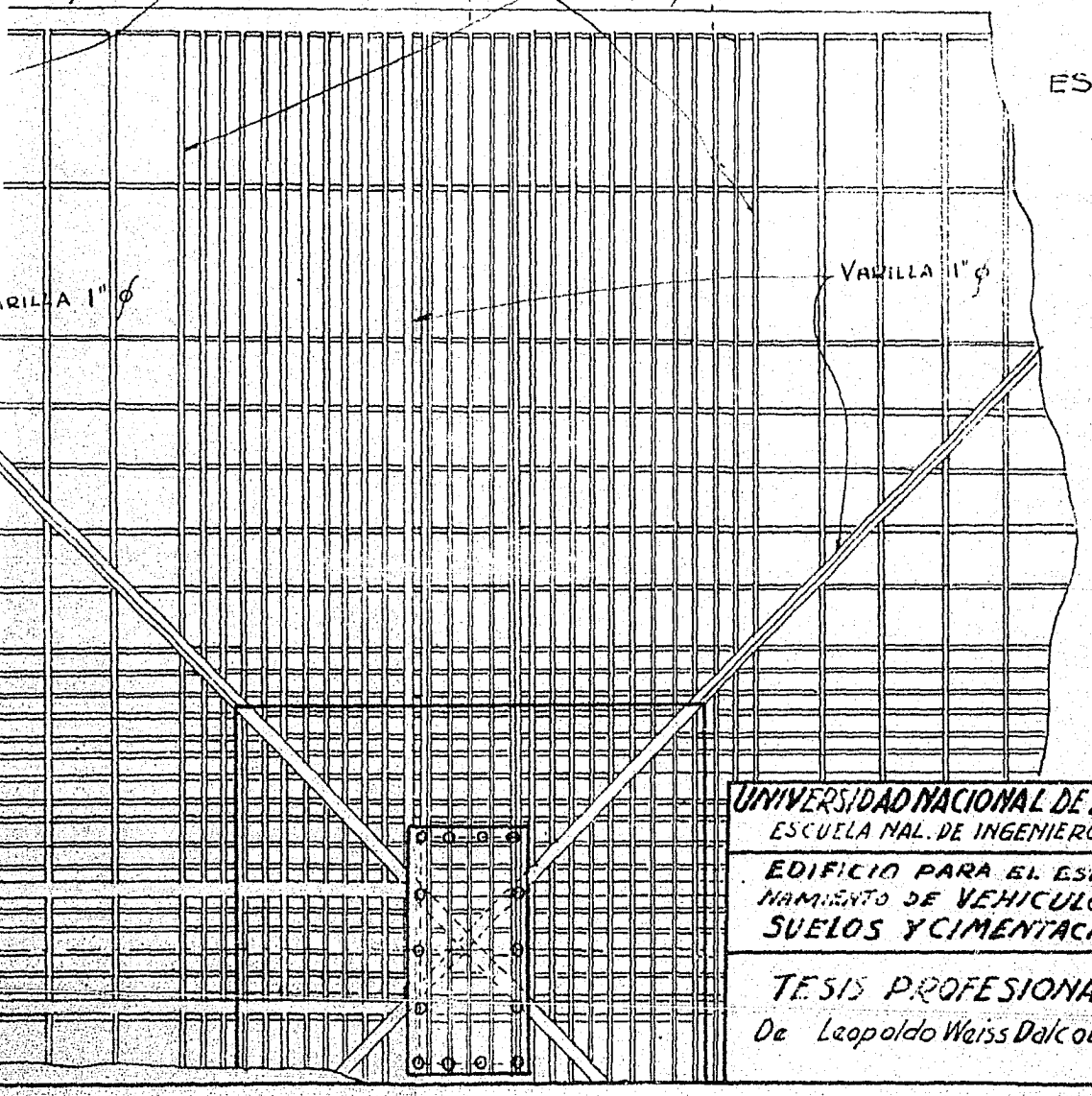
Fig 6



COLOCACION HIERRO EN EL CIMIENTO D COLUMNA

VAR. 7/8" ϕ a 50cm C.C. VAR. 7/8" a 21.4 cm C.C. VAR. 7/8" ϕ a 7.3 cm. C.C.

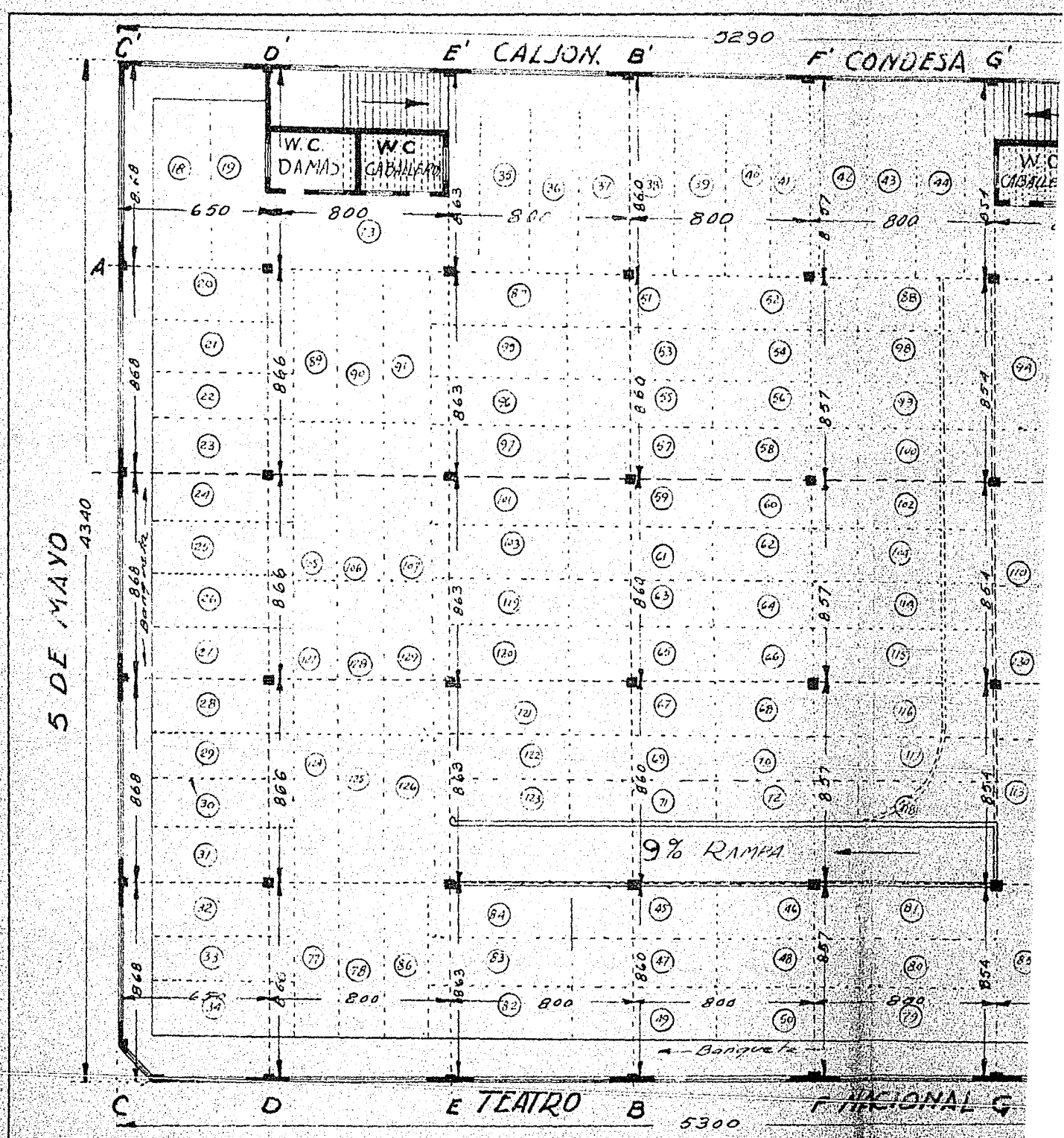
ESC 1:20

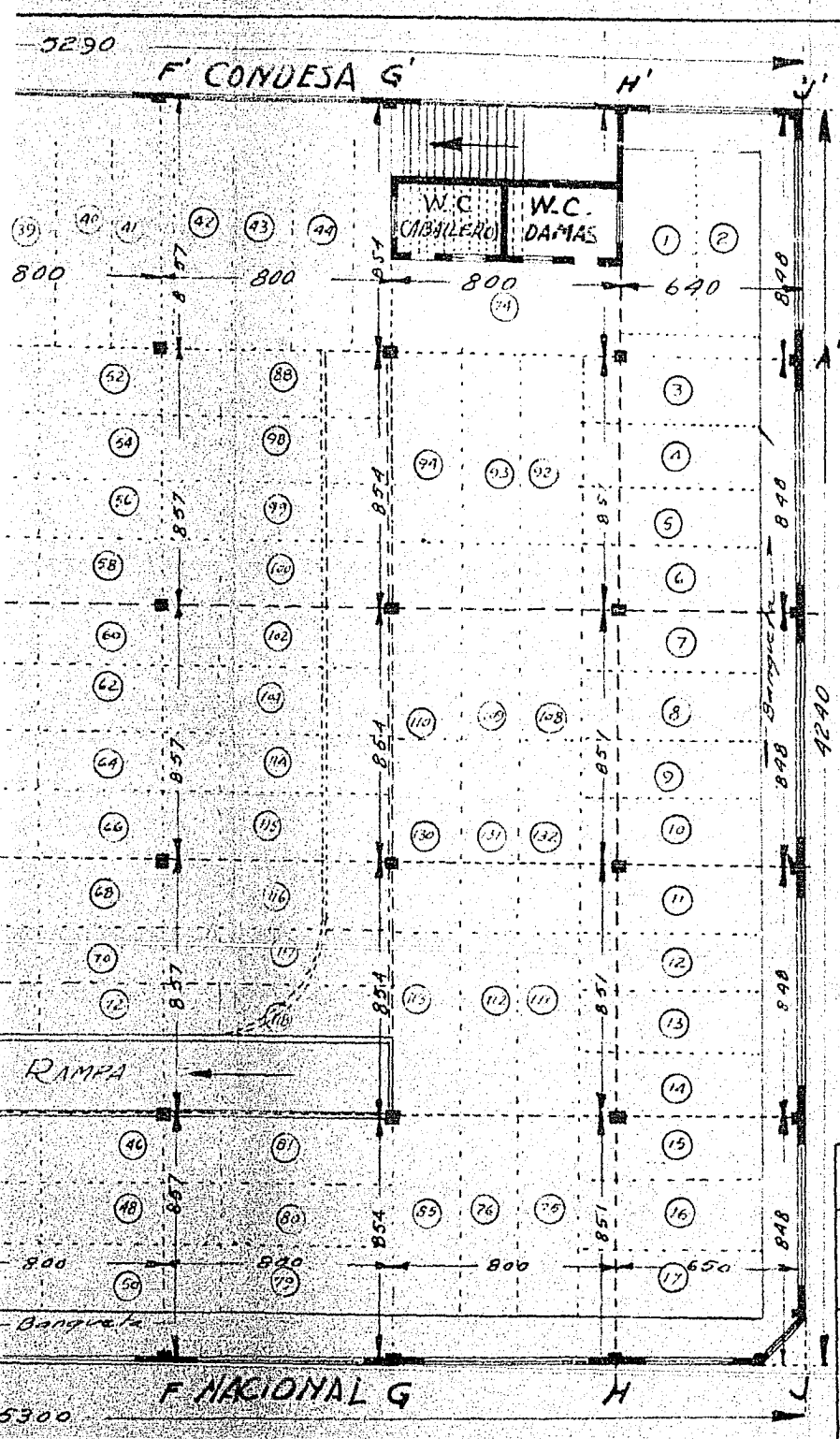


UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.

EDIFICIO PARA EL ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS.
SUELOS Y CIMENTACION

TESIS PROFESIONAL
De Leopoldo Weiss Dalcour


C'
D'
E' CALJON.
B'
3290
F' CONDESA
G'
W.C. DAMAS
W.C. CABALLEROS
650
800
800
800
800
A
5 DE MAYO
4340
9% RAMPA
Banqueta
C
D
E TEATRO
B
5300
F NACIONAL
G



Esc. 1:200

FIG. - 8

— EDIFICIO —

ESTACIONAMIENTO

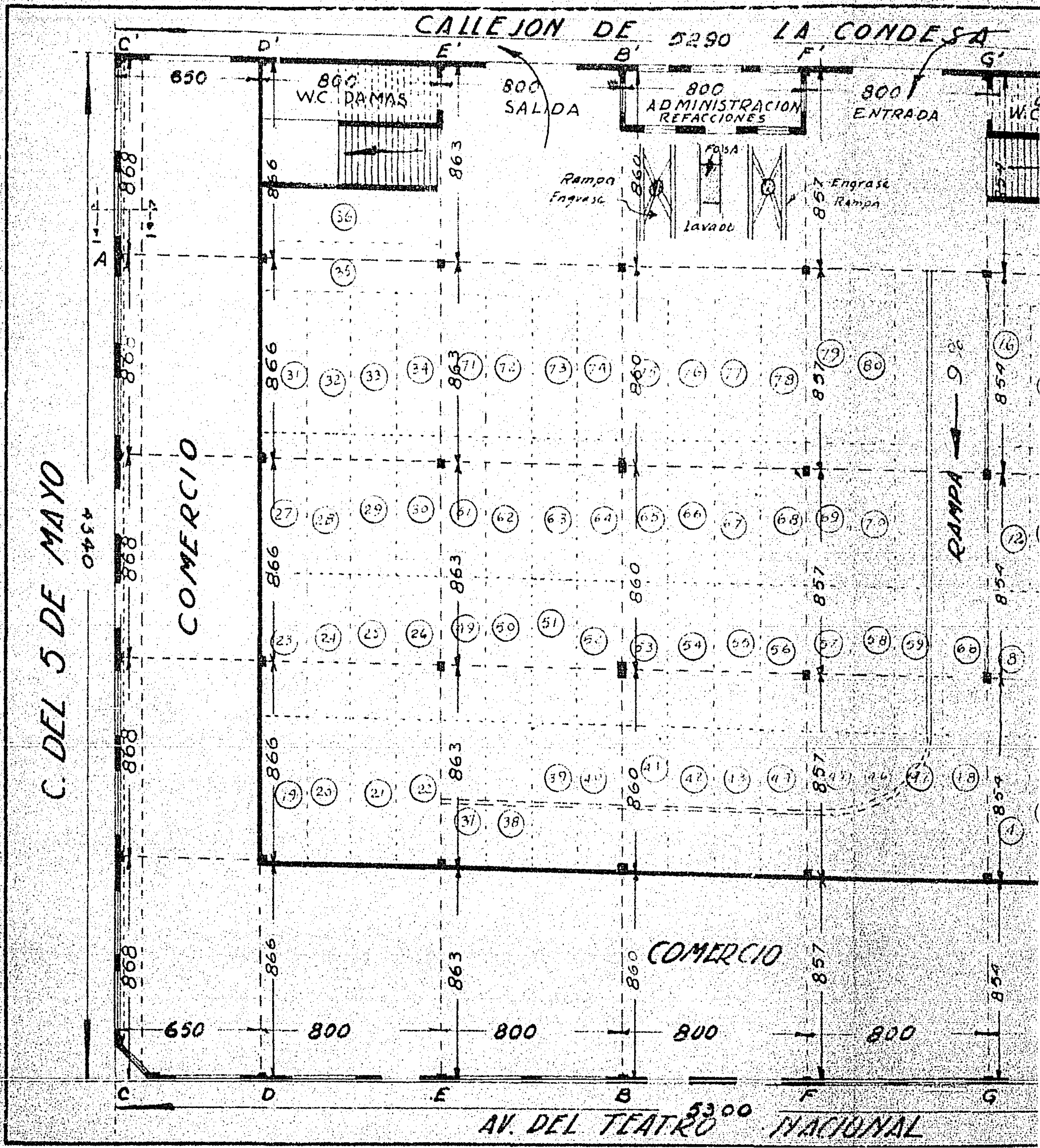
Nota Para la mayor Capacidad deben colocarse los vehículos según la formación de los nomeros en progresión, siendo de esta manera el cupo máximo de 132 vehículos —

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS

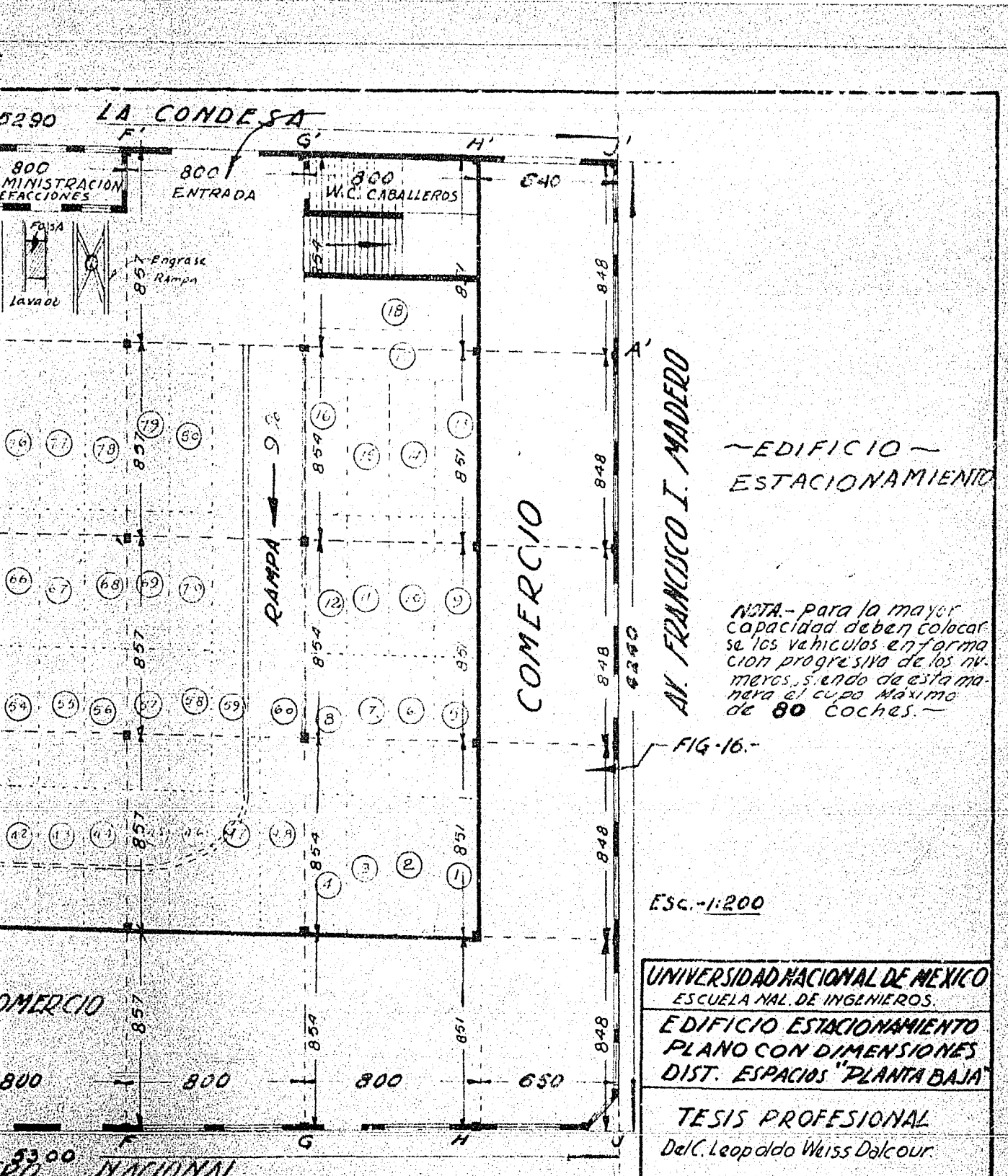
PLANO CON DIMENSIONES
DISTRIBUCION ESPACIOS
— PLANTA ALTA —

TESIS PROFESIONAL

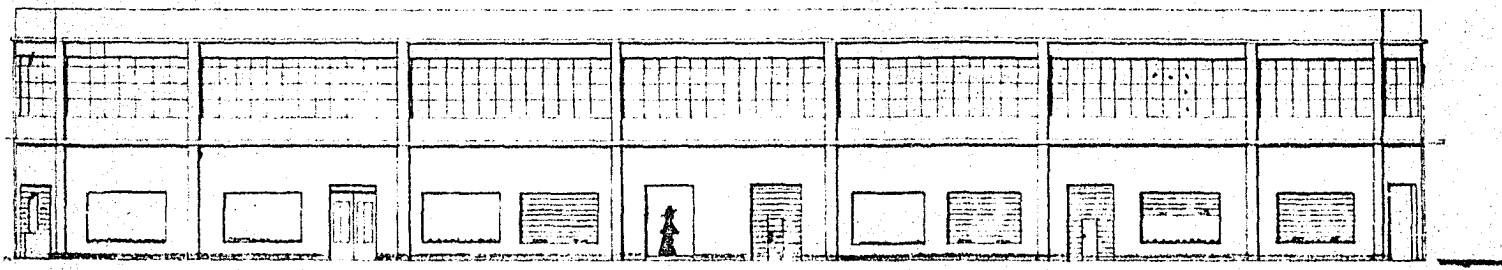
Del C. Leopoldo Weiss Dalcour.



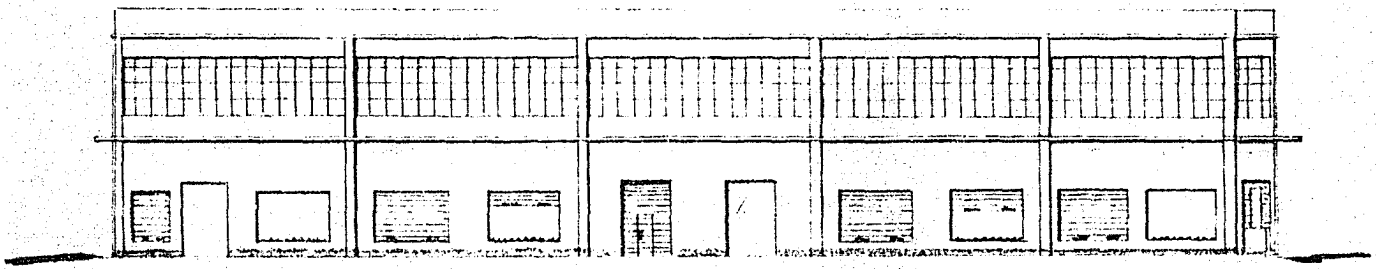
CALLEJON DE 5290 LA CONDESA
800 W.C. DAMAS
800 SALIDA
800 ADMINISTRACION REFACCIONES
800 ENTRADA
Rampa Engrase
FOSA
Lavado
Engrase Rampa
COMERCIO
RAMPA
C. DEL 5 DE MAYO
4340
COMERCIO
650
800
800
800
800
C
D
E
B
F
G
5300
AV. DEL TEATRO NACIONAL


LA CONDESA
F'
G'
H'
I'
800
ENTRADA
800
W.C. CABALLEROS
640
800
MINISTRACION
EFACCIONES
FOSA
lavado
N. Engrase
Rampa
RAMPA
COMERCIO
AV. FRANCISCO I. MADERO
A'
—EDIFICIO—
ESTACIONAMIENTO
NOTA.- Para la mayor capacidad deben colocarse los vehiculos en forma cion progresiva de los numeros, siendo de esta manera el cupo máximo de 80 coches.—
FIG-16.-
Esc.-1:200
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.
EDIFICIO ESTACIONAMIENTO
PLANO CON DIMENSIONES
DIST. ESPACIOS "PLANTA BAJA"
TESIS PROFESIONAL
Del C. Leopoldo Weiss Dalcour
NACIONAL

— AV.-TEATRO-NACIONAL —

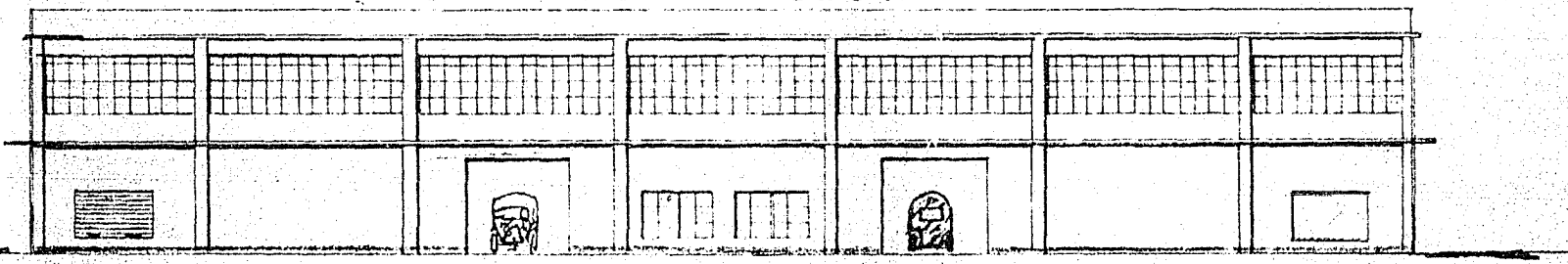


— AVE. - 5-DE-MAYO —

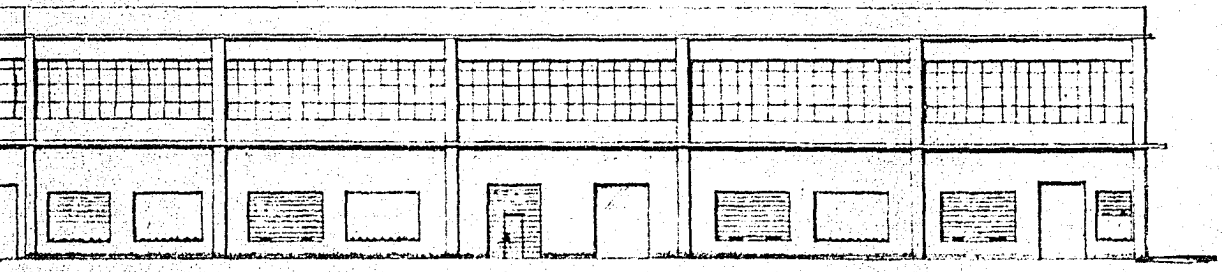


Esc 1:200

— CALLE-DE-LA-CONDESA —



— AVE.-FRANCISCO-I.-MADERO —



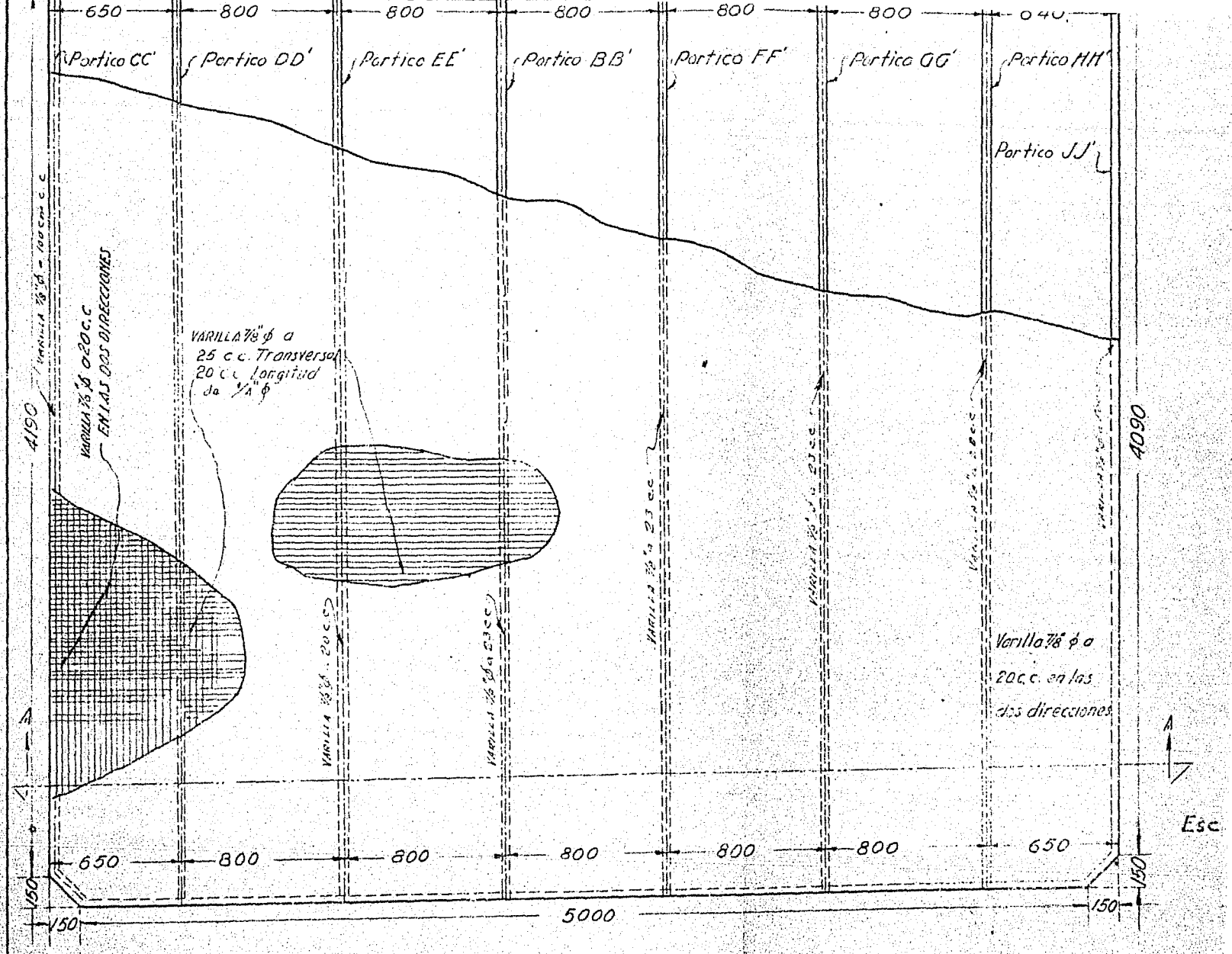
UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.

- EDIFICIO ESTACIONAMIENTO VEHICULOS -

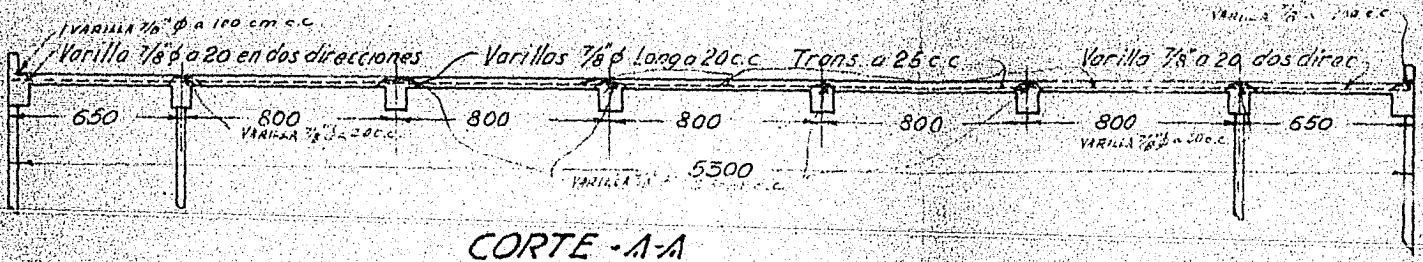
— FACHADAS —

TESIS PROFESIONAL

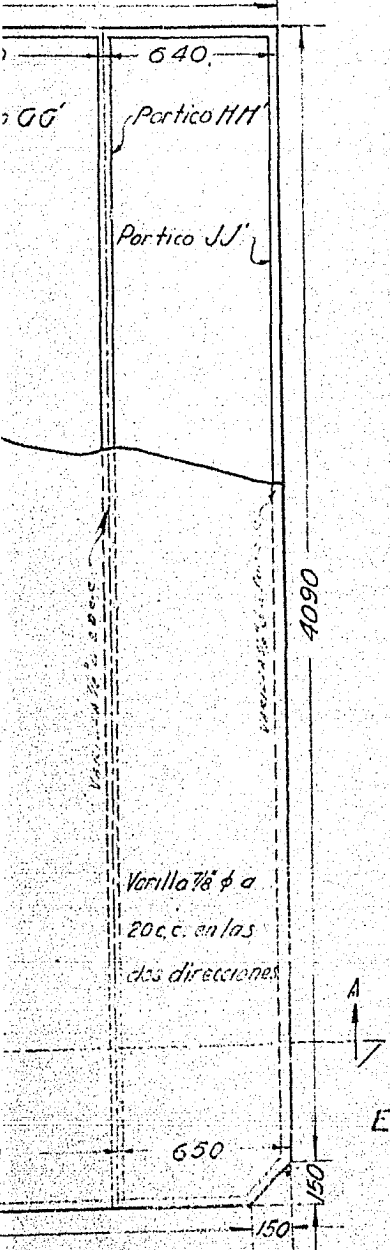
De Leopoldo Weiss Dalcour.

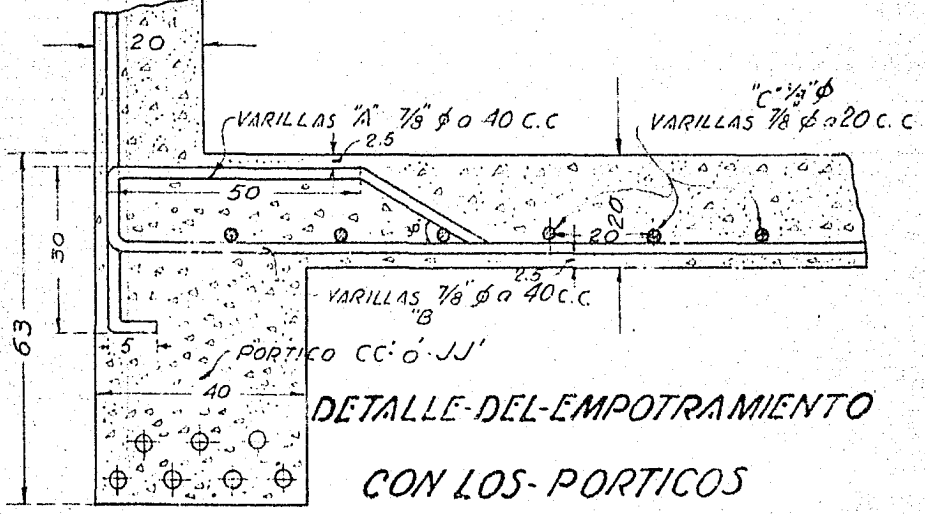


LOSA CONJUNTO



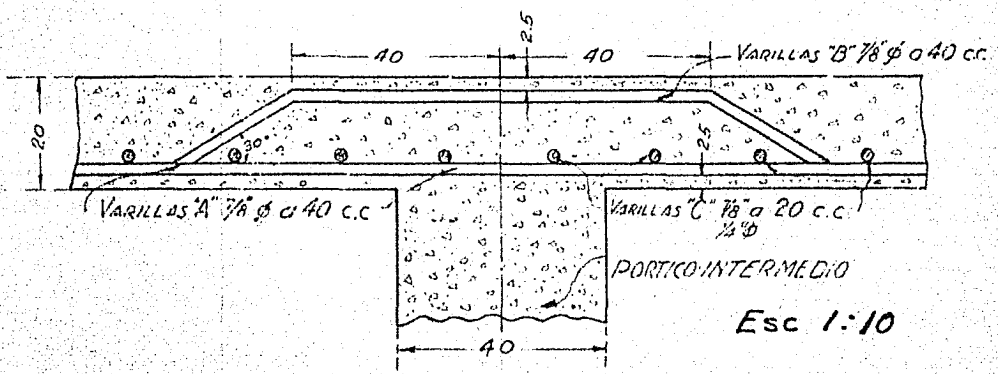
CORTE - A-A



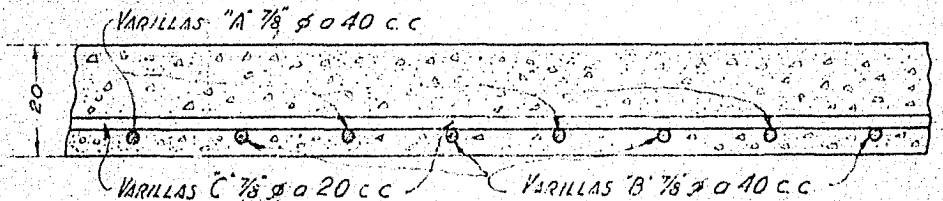


DETALLE-DEL-EMPOTRAMIENTO

CON LOS-PORTICOS



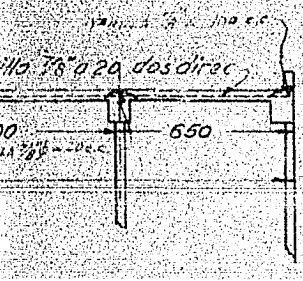
Esc 1:10



Esc 1:200

DETALLE-TRANSVERSAL

FIG-10.



-CANTIDADES ESTIMATIVAS-	
CONCRETO 1:2:4	240 m³
FIERRO.-	67215 Kg.
ARENA.-	114.2 m³
GRAVA.-	228.28 m³
CEMENTO.-	7992 c Kg.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. INGENIEROS

EDIFICIO ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS -
-LOSA TECHO-

TESIS PROFESIONAL

NOMENCLATURA-VIGAS "T" Y "L"

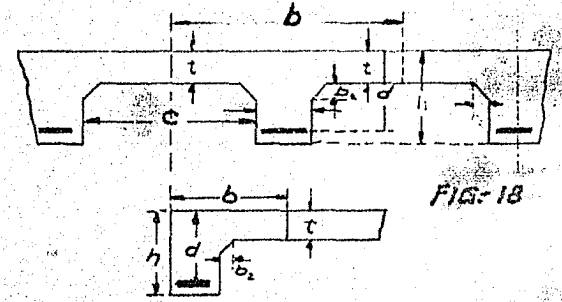
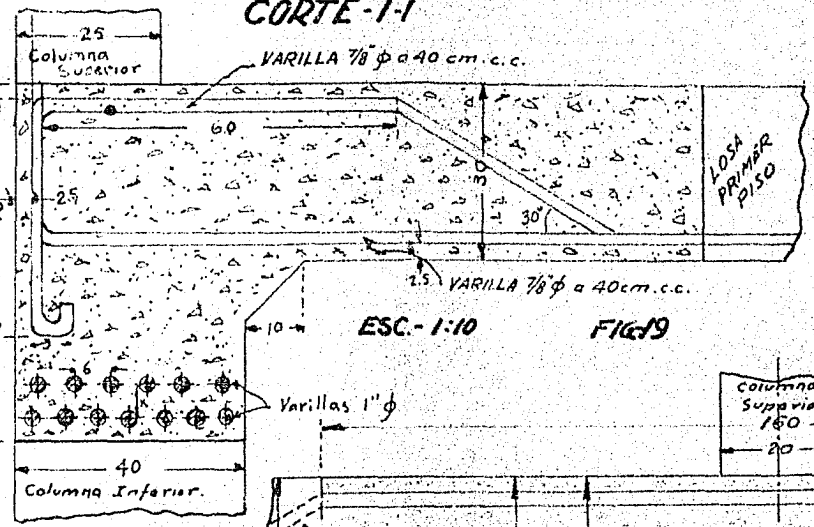
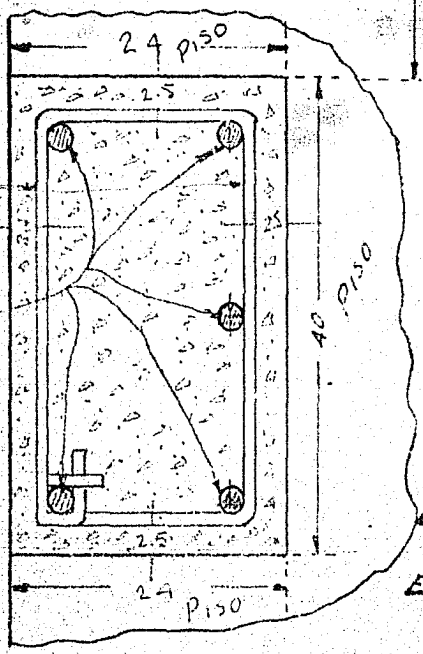


FIG.-18

CORTE-1-1'



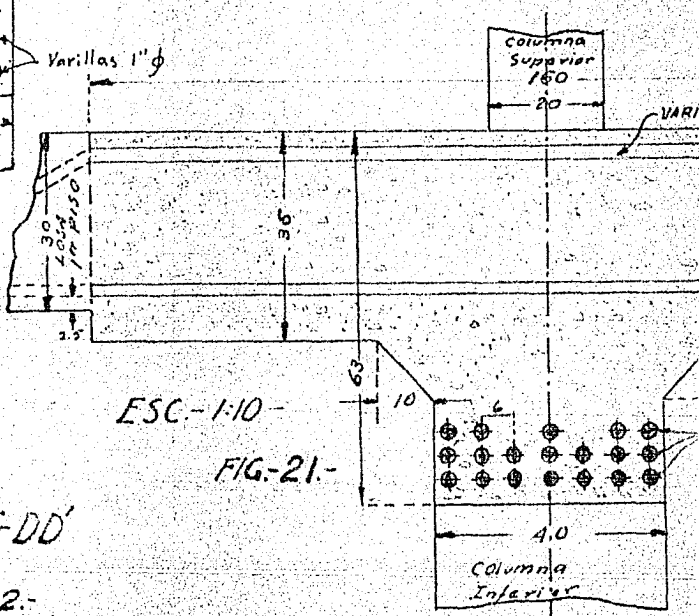
ESC.-1:10 FIG.9



CORTE-4-4'-

DET-COLUM.-PORT.-DD'

ESC.-1:5 - FIG.-22.-



ESC.-1:10 -

FIG.-21.-

-CORTE-3-3'- DET.-SEC.-VIGA- "T"- POR

ESF. RAZANTE-PORT-C-C'-

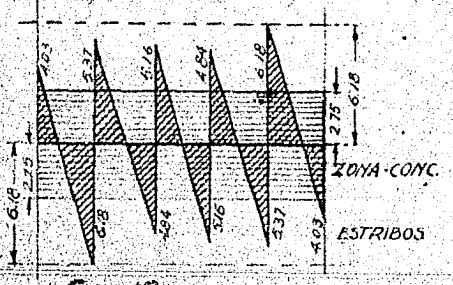


FIG-12

CARACTERISTICAS-ACARTELAMIENTO

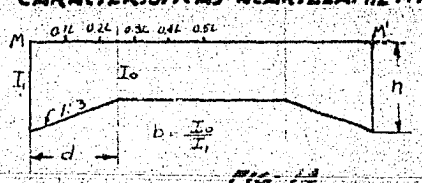


FIG-14

MOMENTO-FLEXTORES - PRIMER-PISO

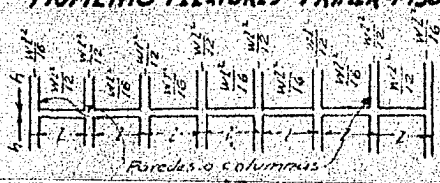
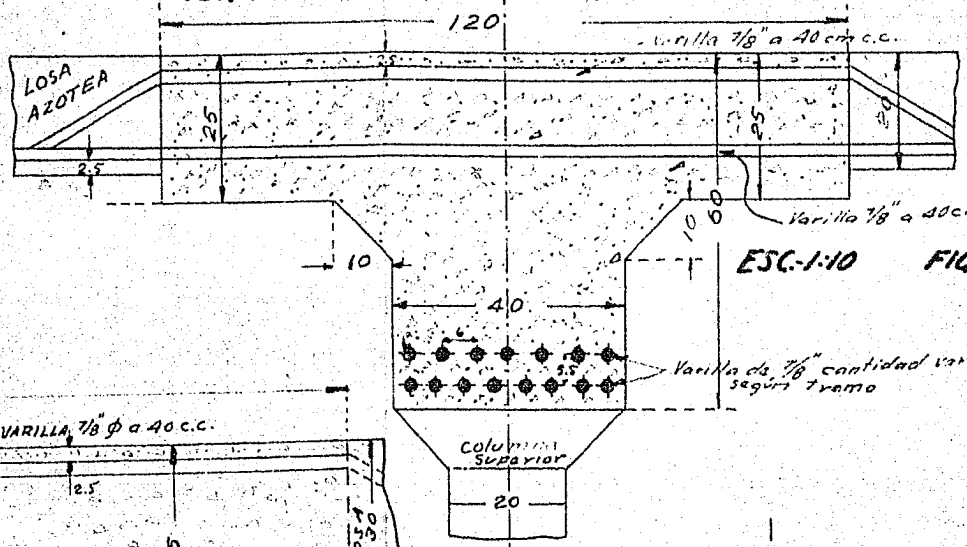


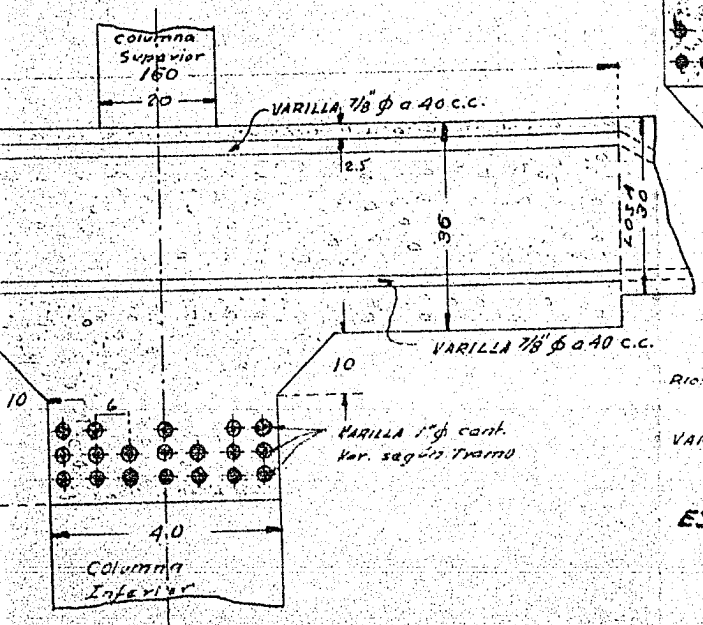
FIG-15.-

GRAF.-D

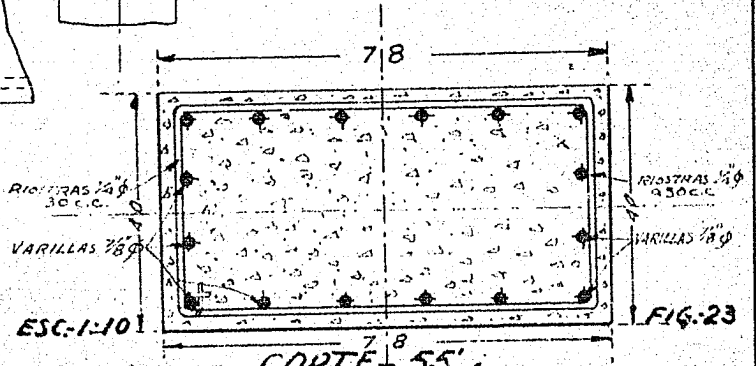
CORTE-22'- DET-SEC.-VIGA-"T"-PORTICO-DD'



ESC.-1:10 FIG-20.-



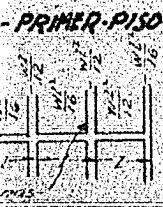
-SEC.-VIGA-"T"-PORTICO-DD'-



ESC.-1:10 FIG.-23

CORTE-55'-DET-COLUMNA-PORTICO-DD'-

NOTA- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAS DADAS EN C.M. A EXCEPCION LAS INDICADAS EN OTRA UNIDAD.—



GRAF.-DE-Ma-DEBIDO-VEHICULOS-EN-1er.-PISO

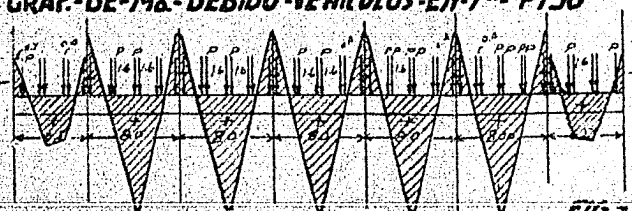


FIG.-17

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIEROS.

HOJA DE DETALLES DE LA ESTRUTURA DE CONCRETO

TESIS PROFESIONAL

Del C. Leopoldo Weiss Dalcour.