

870115

Universidad Autónoma de Guadalajara

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DISEÑO DE CIMENTACION POR ZAPATAS

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

SALVADOR RAMIREZ VALDEZ

GUADALAJARA, JALISCO 6 DE MAYO 1992



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 está 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.

I N D I C E

	PAG.
I. INTRODUCCION.-----	1
II. ESTUDIO GENERAL DE LAS CONDICIONES DE LOS SUE-- LOS (MECANICA DE SUELOS).-----	3
III. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS.-----	59
IV. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS RECTANGULARES.-----	65
V. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS EXCENTRICAS.-----	72
VI. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS MULTIPLES PARA VA-- RIOS SOPORTES.-----	80
VII. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATA COMUN PARA UN SOPOR-- TE EXTERIOR Y OTRO INTERIOR.-----	90
VIII. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATA DOBLE ARRIOSTRADA.--	100
IX. BIBLIOGRAFIA.-----	115

I. INTRODUCCION

Las estructuras transmiten su solicitación al terreno a través de una cimentación. Esta, puede estar constituida por uno o varios elementos y dada su ubicación, con respecto al nivel del terreno, reciben en algunas ocasiones los nombres de: INFRAESTRUCTURAS O SUB-ESTRUCTURAS.

Los tipos de cimentación se pueden considerar divididos en dos sistemas: CIMENTACION DIRECTA Y CIMENTACION INDIRECTA.

En la cimentación directa, los elementos de la superestructura, se continúan hasta el nivel de desplante del terreno, ampliando la superficie transmisora de carga, hasta lograr que la capacidad del soporte del terreno, trabaje dentro de un grado de seguridad razonable. A este sistema se le conoce con el nombre de AMPLIACION DE BASES.

CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO.

La carga unitaria máxima admisible en el terreno, será la que se aplique al mismo, sin causar asentamiento que pueda afectar la estructura o provocar un peligro de falla del suelo al corte.

Haciendo uso de la mecánica de suelos, de acuerdo con las propiedades mecánicas del material, se puede fijar la capacidad del soporte de un terreno (Fatiga de trabajo), mediante un coeficiente de seguridad, en función de una serie de factores:

- 1.- Dimensiones de zapatas o elementos transmisores de carga al terreno.
- 2.- Nivel de desplante abajo del nivel natural del terreno.
- 3.- Hundimientos diferenciales que pueda tolerar la superestructura sin afectar seguridad.
- 4.- Características y rigidez del edificio.

Con lo antes mencionado trato de consolidar la importancia de las cimentaciones en la INGENIERIA CIVIL, en el ramo de la construcción, y considerándolo de mucho interés, será el tema que me ocuparé de desarrollar en la presente tesis.

II. ESTUDIO GENERAL DE LAS CONDICIONES DE LOS SUELOS (MECANICA DE SUELOS)

Es el presente un pequeño estudio en el cual pretendo presentar los aspectos más importantes a considerar en el análisis de infraestructuras o cimentaciones. Cimentación es una parte de la estructura que generalmente está situada debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o a la roca subyacente.

Todos los terrenos se comprimen considerablemente al ser cargados, lo que origina que las estructuras que son sustentadas por ellos se asienten. Al proyectar cualquier cimentación lo esencial por satisfacer es, que el asiento total de la estructura no exceda de una magnitud pequeña admisible y que los asentos relativos entre los diferentes elementos parciales de aquélla sean lo más próximos a cero, que sea posible.

Para ésto es necesario conseguir que las cargas de la estructura se transmitan a un estrato del terreno de resistencia suficiente y, que por otro lado, obligue a que la carga se reparta en una superficie grande del estrato con el fin de que la presión ejercida sobre el terreno sea míma.

En una construcción es extraordinaria la importancia - del cimiento y en concreto puede obligar a tomar disposicio nes especiales de la estructura, ya que comparando un terre no bueno y prácticamente indeformable bajo la acción de las cargas de la estructura en cuyo caso ésta se puede proyec-- tar libremente, con un terreno flojo que puede ceder desi-- gualmente bajo la acción de los apoyos, aunque las cargas - unitarias sean iguales, puede verse la gran diferencia exis tente en los dos casos.

Se ha comprobado que el comportamiento elástico de los terrenos es semejante a las leyes que rigen el comportamien to de los sólidos, pero esto solamente desde ciertas cargas y es más exacta cuando la cohesión de los mismos es mayor.

La reacción del terreno al recibir las cargas trasmiti das por la superficie de un cimiento, no es uniforme, sino que realmente la carga se reparte por mediación de una zapa ta o placa de cimiento, dependiendo de la rigidez de ésta y de la elasticidad del cimiento.

Antes de iniciar cualquier análisis de cargas corres-- pondiente a infraestructura debe considerarse el estudio de las características del suelo que soportará las cargas que le sean transmitidas por la superestructura del edificio; di chas caracterfsticas se estudian en la mecánica de suelos -

que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen directa e indirectamente, al conocimiento del suelo, en los diferentes terrenos en los cuales se van a erigir estructuras de índole variable.

Se puede decir que quien organizó conceptos y los hizo crecer hasta formar una nueva rama de la Ingeniería Civil - fue KARL TERZAGHI.

Los materiales que constituyen la corteza terrestre -- son clasificados en dos categorías: Suelo y Roca. Se llama suelo a todo agregado material de partículas separables por medios mecánicos de poca intensidad como puede ser agitación en agua. Roca por lo contrario, es un agregado de minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes. Como estos términos están sujetos a diversas interpretaciones, el límite entre suelo y roca es arbitrario.

Los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen es el resultado de descomposición física y química de rocas y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico.

A continuación expondré la descripción de las pruebas más características en el estudio de un suelo para la cimentación de un edificio. Las pruebas a que haré mención son - las siguientes: Resistencia al corte y Ensayo triaxial.

COMPRESION TRIAXIAL.

La única forma para obtener datos fehacientes respecto a la resistencia al corte y contenido de humedad constante de suelos de alta o mediana permeabilidad, consiste en la actualidad en la ejecución de ensayos de compresión triaxial. El campo legítimo principal de aplicación del método triaxial de ensayo se encuentra en la investigación del comportamiento al corte, de limos y suelos limosos.

CARACTERISTICAS DEL ENSAYO TRIAXIAL.

Una muestra de forma cilíndrica, se cubre con una funda impermeable y se coloca dentro de una cámara que se llena con un fluido sometido a una presión. Por la parte superior y a través de una cabeza rígida, la muestra se somete a una presión unitaria axial adicional. A través de una piedra porosa inferior, el agua tiene libertad de salir o entrar en la muestra, salvo que la válvula se cierre, en cuyo caso el movimiento del agua es impedido. La presión del agua contenida en la muestra puede medirse por medio de un manómetro conectado al caño de descarga situado encima de la válvula. Además se dispone de un extensómetro para medir las deformaciones de la muestra en sentido vertical.

Cuando se realiza un ensayo lento o un consolidado rá-

pido, el primer paso consiste en permitir la consolidación completa de la muestra bajo la presión hidrostática triaxial. Durante la consolidación, la válvula debe permanecer abierta. Como la presión del líquido actúa tanto en la parte superior como en los costados de la muestra, durante este primer estado no existen tensiones de corte.

Producida la consolidación, la muestra se somete a una presión axial suplementaria, por unidad de área, presión -- que se aumenta hasta producir la ruptura de la probeta. Durante la aplicación de esta presión, la válvula puede estar cerrada o abierta. Si está cerrada, las tensiones de corte se producen a contenido de humedad constante y los resultados obtenidos del ensayo son equivalentes a los que se derivan de un ensayo consolidado rápido ejecutado en el aparato de corte directo, con la única diferencia de que son mucho más exactos, pues el dispositivo de ensayo impide todo cambio de humedad durante el aumento de las tensiones de corte, desde cero hasta la tensión de ruptura. Por ello, los datos obtenidos de tales ensayos, cualquiera sea la velocidad con que se aumenta la carga vertical, corresponden a la resistencia al corte consolidado rápido.

Si la válvula permanece abierta y la presión axial se aumenta muy lentamente, de modo que el agua contenida en la muestra tenga tiempo para adaptarse al cambio de tensión, -

el ensayo triaxial corresponde al ensayo de corte lento ejecutado con la caja de corte.

En ensayos rápidos, la válvula permanece cerrada desde el principio, de modo que la rotura se produce al contenido inicial de humedad, cualquiera sea la velocidad de incremento de la carga.

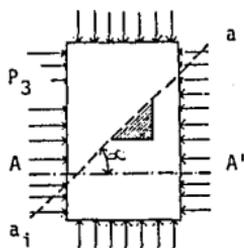
En todos los casos, la muestra rompe a lo largo de planos inclinados de corte. Las lecturas ejecutadas durante el ensayo, solo proporcionan los valores de las tensiones principales que existen sobre la probeta en el momento de la rotura, pues no resulta posible medir directamente las tensiones normales y tangenciales en el plano de rotura. La presión principal mayor es igual a la presión hidrostática más la presión vertical adicional que causó la rotura. Las otras dos presiones principales son iguales a la presión hidrostática. Las condiciones de tensión en el plano de rotura pueden determinarse por cálculo, o en forma más rápida por medio del diagrama de Mohr.

DIAGRAMA DE MOHR.

En la fig. (a) se muestra una sección vertical de una probeta triaxial durante el ensayo. La presión vertical $P_1 = P_c + q$, es la tensión principal mayor, de modo que el plano

horizontal A - A es un plano principal.

$$P_l = P_c + q$$



$$P = P_c + q$$

P_c = presión hidrostática

q = presión axial suplementaria por --
unidad de área.

Fig. (a)

La dirección de un plano inclinado arbitrario $a_i - a$ que corta la probeta, viene determinada por el ángulo que él mismo forma con el plano principal A - A. La tensión normal sobre el plano $a_t - a$ se designa por P y la tensión tangencial por t . El área sombreada de la Fig. (a) representa un elemento prismático de material que está limitado por -- planos paralelos a los planos principales y al plano inclinado $a_t - a$.

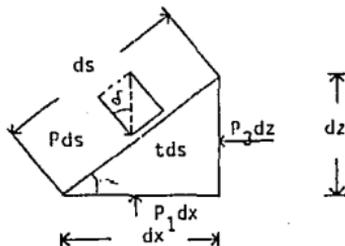


Fig. (b)

La Fig. (b) es un detalle de este elemento sombreado.--

Su equilibrio requiere que:

$$P_3 ds \operatorname{sen}\alpha - P ds \operatorname{sen}\alpha + t ds \operatorname{cos}\alpha = 0$$

y

$$P_1 ds \operatorname{cos}\alpha - P ds \operatorname{cos}\alpha - t ds \operatorname{sen}\alpha = 0$$

de donde

$$P = 1/2 (P_1 + P_3) + 1/2 (P_1 - P_3) \operatorname{cos} 2\alpha \quad \text{---A}$$

y

$$t = 1/2 (P_1 - P_3) \operatorname{sen}\alpha \quad \text{---B}$$

La tensión de corte t dada por la ecuación B se considera positiva. La tensión resultante sobre el plano inclinado se desvía en el sentido de las manecillas del reloj respecto a la normal del mismo. El ángulo de inclinación δ de la resultante se considera positivo cuando la tensión de corte es positiva, así que si α es menor de 90° , δ es positivo.

La Fig. (c) representa la solución gráfica de las ecuaciones A y B.

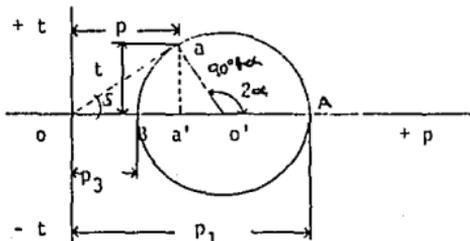


Fig. (c)

Esta fig. muestra un sistema rectangular de coordenadas en el cual las abscisas representan las tensiones normales en secciones planas dadas y las ordenadas las tensiones de corte en las mismas. Como en los planos principales las tensiones de corte son iguales a cero, las tensiones principales se representan por puntos del eje de abscisas. Sea OA igual a la tensión principal P_1 y OB igual a la tensión principal P_3 . Con diámetro BA tracemos una circunferencia de centro O' . Si a partir de O' se traza una recta $O'a$ que forme con $O'A$ un ángulo igual a 2α , la abscisa del punto a es igual a la tensión normal P y la ordenada a la tensión de corte t , que actúan sobre el plano que forma con el plano principal A-A el ángulo α , y que se hallan indicadas en las ec. A y B.

Es fácil comprobar si se considera que la distancia $O'O'$ es igual a $1/2 (P_1 + P_3)$ y que el radio de la circunferencia es igual a $1/2 (P_1 - P_3)$.

La circunferencia es el lugar geométrico de todos los puntos definidos por las ec. A y B. y se conoce como circunferencia de Tensión de Mohr.

La ec. A y B y el procedimiento gráfico indicado por las figs. son estrictamente válidos para cualquier sección a través de cualquier material, pero esto para poder utili-

zarlos en el cálculo de la posición del plano de rotura y de las tensiones en dicho plano, es necesario formular hipótesis respecto a la relación entre tensión normal y resistencia al corte. Por ello, los resultados del estudio que sigue son válidos solamente en el caso de que las propiedades del material se ajusten a las hipótesis que sobre el mismo se hacen a continuación:

$$S = C + P \operatorname{tg} \phi - - - C$$

En la que C es una constante llamada de cohesión, P es la tensión normal en la superficie en que se produce el deslizamiento y ϕ es el ángulo de fricción interna. Esta ec. se conoce como la Ecuación de Coulomb.

Se supone además, que los valores de C y de ϕ son completamente independientes del estado de tensión que precede a la rotura. Esta condición se satisface en forma aproximada para arena y grava cementada, arena húmeda y, en grado menor, para arcilla con alto contenido de aire o gas. No se cumple para nada, por el contrario en el caso de los suelos arcillosos saturados. Los errores asociados a la interpretación de ensayos triaxiales por medio de la ec. C son distintos para los distintos suelos.

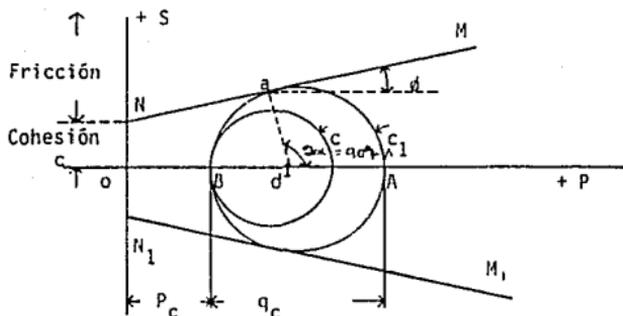


Fig. (d)

En la fig. (d) la ec. C viene representada por la línea recta NM que se conoce como la curva o línea de resistencia intrínseca del material. Cuando una circunferencia de tensión como la C no toca la línea NM , no existe ninguna sección a través de la probeta en la que se satisfaga la condición de rotura de la ecuación C . Por otro lado, una circunferencia que intercepta a la línea NM , representa una condición de tensión imposible; pues, en toda sección determinada por un punto de la circunferencia que esté por encima de NM , la tensión de corte es mayor que S (ec C). Por lo tanto, sólo las circunferencias que son tangentes a NM , representan estados de tensión de rotura. Toda circunferencia que satisface esta condición se llama circunferencia de rotura y el diagrama en el que se dibujan se denomina Diagrama de Rotura de Mohr.

Las relaciones geométricas representadas en las fig. - a, b y c, demuestran que el ángulo AO' a de la fig. (d) es igual al doble del ángulo alfa entre el plano de corte y el plano principal A-A de la fig. (a). Por lo tanto, según la fig. (d):

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad - - - D$$

Asimismo, de la fig. (d) se puede deducir que:

$$P_c + q_c = P_c N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad - - - E$$

en la cual

$$N_\phi = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad - - - F$$

Se llama el valor de fluencia.

La cantidad

$$q_c = P_c (N_\phi - 1) + 2c \sqrt{N_\phi} \quad - - - G$$

Se llama la resistencia a la compresión, confiada del suelo y es una función de la presión de confinamiento P_c .

Para arena y arcillas normalmente consolidadas la constante de, cohesión $C = 0$ y

$$q_c = P_c (N_\phi - 1) \quad - - - H$$

Sustituyendo en esta ecuación los valores numéricos de ϕ s y $\beta c q$ para arcilla amasada, se obtienen para la resistencia a la compresión confinada los siguientes valores:

TIPO DE ENSAYO	VALORES USUALES	VALORES MINIMOS EXCEPCIONALES
LENTO	1.77 Pc-2.00 Pc	1.05 Pc
CONSOLIDADO RAPIDO	6.64 Pc-1.05 Pc	0.48 Pc

Pc = presión de confinamiento.

Si las caras laterales de la probeta no están sometidas a presión horizontal alguna, la carga necesaria para producir la rotura es igual a la resistencia a la compresión simple q_u del suelo.

Sólo se puede ejecutar ensayos de compresión simple en suelos cohesivos. Según la ecuación E, la resistencia a la compresión simple es igual a: $q_u = 2c \sqrt{H\phi}$

Para algunos suelos, como arena muy densa o arcilla arenosa, la línea de resistencia intrínseca NM (fig. d), tiene una ligera curvatura hacia abajo. Se puede demostrar por teoría que la curvatura de la línea NM no invalida los principios fundamentales del procedimiento gráfico y que la rotura de la probeta se produce tan pronto como la circunferencia de tensiones toca la curva de resistencia intrínseca. Las coordenadas del punto de contacto entre la circunferencia y la curva intrínseca representan los dos componentes de la tensión que actúa en la superficie del desliza-

miento de la probeta de ensayo. La tensión normal en el plano de corte es igual a la abscisa del punto de tangencia, y la inclinación de la tangente a la curva intrínseca en dicho punto representa el ángulo de fricción interna correspondiente. Sustituyendo este valor en la ecuación D se obtiene el ángulo alfa de inclinación del plano de corte.

Para determinar la línea de resistencia intrínseca de un suelo dado, se ejecutan ensayos triaxiales de compresión en varias probetas con distintas presiones de confinamiento. Cada ensayo proporciona datos para trazar una circunferencia de Mohr, y la línea de resistencia intrínseca es la envolvente de todas las circunferencias.

Cualquiera que sea la forma de la línea de resistencia intrínseca, el uso de ensayos triaxiales para investigar las relaciones entre tensión normal y resistencia al corte de los suelos está basado en las hipótesis enunciadas. Como estas hipótesis se hallan más o menos en discordancia con las propiedades mecánicas reales de los suelos, la información que se obtiene del diagrama de Mohr puede también estar en discordancia con la realidad. Un estudio crítico de los errores asociados al procedimiento conduce a las siguientes conclusiones.

Si las circunferencias representan los resultados de -

ensayos sobre arena o lino secos, o bien ensayos lentos en muestras saturadas de dichos suelos, la envolvente de las -
circunferencias representa casi exactamente la relación entre presión normal y resistencia al corte.

Si, por el contrario, las circunferencias representan los resultados de ensayos consolidados rápidos, cualquiera sea el suelo, o de ensayos lentos sobre arcilla saturada, - la resistencia al corte del suelo en la realidad, para cualquier presión normal, es algo menor que lo que indica la ordenada correspondiente a la envolvente. Cuando existe esta discrepancia, el plano determinado por el punto de contacto entre una circunferencia cualquiera y la envolvente, no corresponde ni aún en forma aproximada, a la superficie según la cual se produce la rotura durante el ensayo que representa dicha circunferencia.

COMPRESIBILIDAD DE ESTRATOS CONFINADOS DE SUELOS.

Si las zapatas de algún edificio se encuentran apoyadas directamente sobre una carga de arcilla blanda, es probable que se asienten o lleguen a hundirse en el suelo. Estas condiciones tan desfavorables se perciben fácilmente, - de modo que se pueden prever las posibles dificultades y se establecen las cimentaciones sobre pilotes o pilares que atraviesan la capa blanda y descansan sobre estratos firmes.

Pero si debajo de un espeso estrato de arena existe una capa delgada de arcilla blanda, las consecuencias que puede traer dicha capa no son tan fáciles de preverse, se cree -- que el asentamiento de una zapata depende exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de la misma y por ello, si la arcilla blanda se encuentra situada a más de 3 ó 4 metros por debajo de la cota de cimentación, - su existencia es ignorada sin considerar que la consolidación gradual de la arcilla por el peso del edificio puede - originar asentamientos excesivos y no uniformes.

Debido a estos asentamientos no previstos, originados por este fenómeno, la compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una atención creciente. Se - han desarrollado métodos que permiten calcular o estimar la magnitud y la distribución de los asentamientos.

La adherencia y la fricción en los bordes de los estratos de arcilla impiden que los mismos se expandan en sentido horizontal, así que los datos necesarios para calcular - los asentamientos causados por la compresión de estratos -- confinados de arcilla pueden obtenerse efectuando ensayos - sobre muestras del material mantenidas lateralmente confinadas.

El ensayo de compresión confinada o ensayo de consoli-

dación se realiza colocando una muestra de arcilla dentro de un aro, y cargándola uniformemente por la interposición de un disco rígido. La compresión del suelo es medida utilizando un comparador micrométrico. Si el suelo está saturado, la muestra se coloca entre dos piezas porosas que permiten el escape del agua durante la compresión.

Los resultados del ensayo se presentan gráficamente indicando en escala natural la relación de vacíos e en el eje vertical y la presión p en el eje horizontal ya sea a escala natural o logarítmica. La curva resultante se denomina curva $e-p$ ó $e-\log p$.

Es muy importante distinguir entre los suelos considerados en su estado natural y aquellos en que su estructura original ha sido destruida por un amasado.

Las partículas de un suelo natural han sido depositadas grano por grano y no han cambiado sus posiciones relativas en muchos años, mientras que en un suelo amasado, dichas posiciones datan de sólo pocas horas. Un punto de contacto de larga duración puede dar lugar al desarrollo de una cohesión molecular entre los granos, la relación entre presión y relación de vacíos para suelos amasados puede ser distinta de la de los suelos inalterados.

Si el suelo situado debajo de una estructura contiene capas de arena y arcilla compacta que alternan con otras de arcilla blanda, la compresibilidad de los estratos de arena y de arcilla compacta pueden despreciarse.

La compresibilidad de las capas de arcilla depende - - principalmente de dos factores: el límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva que hoy le impone la tapada, se dice que el material es normalmente consolidado; en caso contrario, que es preconsolidado.

La compresibilidad de una capa de arcilla normalmente consolidada con límite líquido conocido, puede estimarse en forma aproximada por medio de la fórmula empírica: $C_c = 1.3 C_c = 0.009 (L_w - 10\%) C_c = 0.007 (L_w - 10\%)$.

En donde C_c = índice de compresión, C_c = índice de compresión de la arcilla amasada, L_w = límite en %, siempre y - cuando la arcilla no tenga propiedades raras.

Pero si la arcilla tiene un límite líquido mayor de -- 100; o su contenido de humedad a una profundidad de 5 ó 10 mts. es mayor que el límite líquido; o bien, si contiene un alto porcentaje de materia orgánica, la compresibilidad de

la capa puede resultar muchas veces superior a la calculada por la fórmula. Por ello si debe construirse un edificio en cima de una capa de arcilla de este tipo excepcional, es -- aconsejable determinar su compresibilidad por medio de ensays de consolidación sobre muestras inalteradas.

La compresibilidad de una arcilla preconsolidada, de-- pende no sólo del límite líquido del suelo, sino que tam- -- bién de la relación $\Delta p / (p_0 - p_0)$, en la que Δp es la pre- -- sión que la estructura agrega a la presión existente p_0 , y p_0 es la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla en su historia geológica. Si esta relación es menor del 50%, - la compresibilidad de la arcilla suele ser del 10 al 25% de la que corresponde a una arcilla similar normalmente conso- lidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la precon- solidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla -- disminuye, y para valores mayores de 100% la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciar- se.

La preconsolidación de una arcilla puede deberse: al - peso de estratos de suelo que fueron eliminados por erosión; al peso de hielo, que luego se derritió, o a la desecación. Si se debe a una carga que fue eliminada, la sobrepresión - que actuó sobre el suelo fue la misma en todos los puntos - de una línea vertical que penetra en el subsuelo, pero si -

se debe a la desecación, la sobrepresión probablemente, disminuyó hacia abajo a partir de la superficie expuesta a la evaporación y el espesor total de la capa preconsolidada -- puede no exceder de 1'6 2 metros.

La compresibilidad de mantos de arcilla altamente preconsolidados es generalmente insignificante y puede despre- ciarse, a menos que se vea precisado a construir sobre un - espeso estrato de arcilla compacta una estructura muy gran- de y pesada que serfa dañada hasta por un asentamiento dife- rencial moderado.

En este caso, si el problema justifica un cálculo de - asentamientos, deben efectuarse ensayos de consolidación sobre muestras inalteradas extraídas de preferencia de excava- ciones a cielo abierto.

CONSOLIDACION DE CAPAS DE ARCILLA.

En parte, la lentitud con que se produce la compresión de una arcilla cuando se aumenta la carga que la misma so- porta, se debe a un ajuste gradual en la posición de los -- granos, como en arcillas. Pero en arcillas la causa princi- pal tiene como fuente la muy baja permeabilidad que estos - suelos poseen, razón por la cual se necesita mucho tiempo - para que con las nuevas presiones el agua excedente sea dre-

nada y se restablezca el equilibrio en este aspecto.

La disminución gradual del contenido de humedad a carga constante se denomina CONSOLIDACION.

El efecto mecánico de la lentitud con que a raíz de la baja permeabilidad se produce la compresión de una capa -- elástica sometida a una carga constante, puede demostrarse con un aparato especial. Este consiste en un recipiente cilíndrico provisto de una serie de pistones separados por resortes. El espacio entre pistones se halla lleno de agua y los pistones están perforados.

Cuando al pistón superior se aplica una presión unitaria p , en el primer instante la altura de los elásticos permanece inalterada, pues no ha habido tiempo suficiente para que salga el agua situada entre los pistones y como los -- elásticos no pueden sostener carga a menos que su altura -- disminuya, en dicho primer instante, toda la carga es soportada por una sobre-presión hidrostática $h, w = p$ del agua. En este momento el agua en todas partes de los tubos piesómetros alcanza la altura uniforme h , (estos tubos están conectados cada uno, en el espacio entre pistones).

Después de transcurrido un corto tiempo t_1 , parte del agua del primer compartimiento habrá salido, pero los com--

partimientos inferiores estarán aún llenos. La disminución de volumen del compartimiento superior va acompañada de una compresión del conjunto superior elástico, de modo que éstos empiezan a sostener parte de la presión p al mismo tiempo que la presión del agua en el compartimiento disminuye. En los compartimientos inferiores las condiciones permanecen aún inalteradas. En este instante los niveles del agua en los tubos piezómetros están situados sobre una curva t_1 , que se llega a confundir con la horizontal a la altura h_1 . La compresión o disminución de espesor del conjunto de pistones es en este momento igual a S_1 .

Toda curva, como la t_1 que une los niveles piezométricos en los tubos en un instante dado, se denomina una isócrona (que se ejecuta en igual tiempo). Con el transcurrir del tiempo, los niveles del agua en los tubos siguen decreciendo para adoptar posición distinta (curva t_2) hasta que finalmente, después de un tiempo muy largo, la sobrepresión hidrostática se hace muy pequeña y la compresión final adquiere el valor $S = S_{oo}$. Para una arcilla, la compresión final es función de altura del estrato, determinado por la fórmula $S = HAp mv$ en donde mv (cm^2/gr) = Av (cm^2/gr)/(1) - (10) mv (coeficiente de compresibilidad columétrica, Av (coeficiente de compresibilidad dentro del intervalo p_o , - $p_o + Ap$.

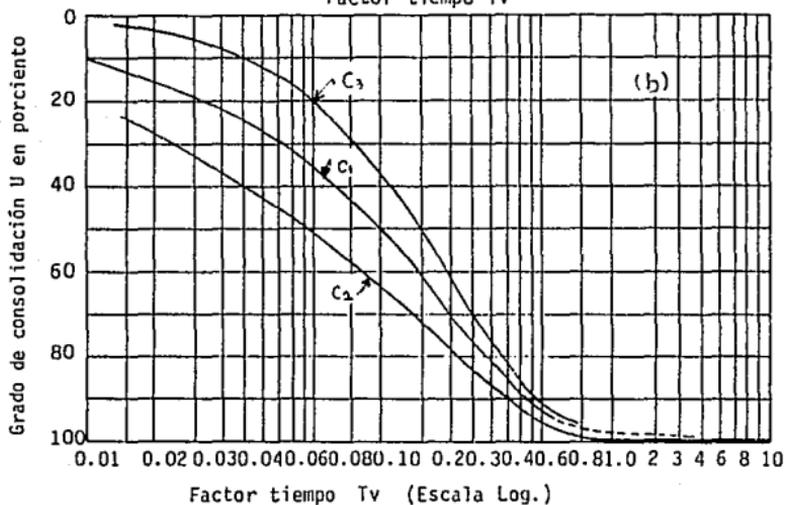
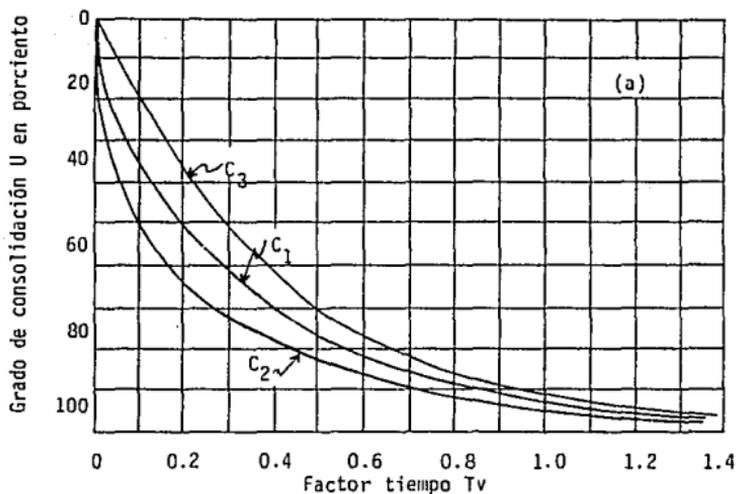
$$Av (\text{cm}^2/\text{gr}) = (\rho_o - \rho) / Ap (\text{gr}/\text{cm}^2)$$

La relación $V (\%) = \frac{5}{500}$ que representa el grado de con-solidación al tiempo t .

La velocidad de consolidación de un sistema de pisto--nes y resortes, puede calcularse en base a los principios -de la hidráulica.

La velocidad de consolidación de una muestra de arci--lla, puede determinarse en el laboratorio por medio del en--sayo de compresión confinada. Hasta un grado de consolida--ción del 80% la forma de las curvas experimentales tiempo -consolidación es muy similar a la que tienen las curvas --que corresponden a los sistemas elásticos- pistones, pero a partir de dicho punto, en lugar de tender a una asíntota horizontal, las curvas de las arcillas continúan con una suave inclinación; como lo indican las líneas punteadas.

La consolidación progresiva representada por la distancia vertical entre las curvas llenas y punteadas se conoce como efecto secundario. El efecto secundario parece deberse a un ajuste gradual de la estructura del suelo, a las condiciones de tensión impuestas y a la resistencia ofrecida por la viscosidad de las capas absorbidas ante el deslizamiento entre granos. En el sistema de pistones y resortes, al que corresponden las curvas llenas, la lentitud de la compre--sión se debe sólo a la resistencia ofrecida contra el esca-



pe rápido del agua excedente.

Para una arcilla dada, el tiempo necesario para alcanzar un grado de consolidación dado aumenta en proporción al cuadrado del espesor de la capa y, para capas de igual espesor, dicho tiempo aumenta en proporción lineal con el valor mv/K , en el que mv es el coeficiente de compresibilidad volumétrica y K el coeficiente de permeabilidad. La relación:

$$C_v \text{ (cm}^2\text{/seg)} = K/mv \gamma_w$$

Se conoce como coeficiente de consolidación con la disminución de la relación de vacíos, tanto K como mv disminuyen rápidamente pero la relación K/mv es bastante constante dentro de un intervalo grande de presiones. El valor C_v para distintas arcillas disminuye de una manera general con el límite líquido.

El coeficiente de consolidación de arcillas con un mismo límite de líquido, varía dentro de límites extensos.

El valor del coeficiente de consolidación aumenta, para una relación de vacíos inicial, a medida que aumenta la magnitud del incremento de presión que produce la consolidación. Por ello, en los ensayos de consolidación que van a servir de base para calcular la velocidad de consolidación de un estrato de arcilla bajo el peso de una estructura, debe aplicarse a la muestra después de haber llegado a la pre

sión que la misma ya soporta en el terreno, un incremento de presión que sea del mismo orden de magnitud que la presión que la estructura trasmite al suelo.

RESISTENCIA AL CORTE DE LOS SUELOS.

Si la tensión tangencial que actúa sobre una masa de suelo excede cierto valor crítico, el suelo rompe, según cual sea la función que el suelo desempeña, la rotura puede originar un deslizamiento; la caída de un muro de sostenimiento o el hundimiento en el terreno de una zapata.

El método más simple para la investigación de la resistencia al corte de los suelos, se conoce como ensayo de corte directo, y se realiza utilizando el aparato de corte directo. Este consiste en un marco inferior que es fijo, y en uno superior que puede deslizarse en dirección horizontal. La muestra se coloca entre dos piedras porosas que sirven de drenes durante la consolidación de los suelos saturados.

Las superficies de contacto entre las piedras porosas y la muestra son acanaladas o dispuestas en dientes de sierra, con el objeto de impedir el deslizamiento entre la muestra y las piedras durante el ensayo.

Antes de someter la muestra al corte, se aplica sobre

la piedra superior una presión vertical, por unidad de arena. Tanto la carga vertical como la de corte que se aplica más tarde, originan un cambio en la relación de vacíos de una muestra. Si los vacíos están llenos de aire, este cambio se produce en forma casi instantánea, pero si están saturados, la resistencia al escurrimiento de agua a través de los vacíos del suelo retarda el cambio. El contenido de humedad del suelo en el momento de la rotura depende: del grado de consolidación de la muestra bajo la carga vertical antes de iniciar el corte de la misma; de la permeabilidad del suelo; de la velocidad con que aumenta la fuerza de corte y de las condiciones de drenaje.

Los ensayos para investigar la influencia que estos factores ejercen sobre la relación entre la carga vertical y la resistencia al corte, se conocen con el nombre de ensays lentos, ensayos consolidados rápidos y ensayos rápidos. En un ensayo rápido tanto la carga vertical como la fuerza de corte se aplican tan lentamente que aún en el caso de un material completamente saturado de baja permeabilidad, la humedad del suelo tiene tiempo para adaptarse casi completamente al cambio de tensión.

En un ensayo consolidado rápido la consolidación total bajo carga vertical, es seguida por el corte a contenido humedad constante. En un ensayo rápido, el contenido de hume-

dad de la muestra permanece prácticamente inalterado durante la aplicación de ambas cargas: la vertical y la de corte.

Con el aparato de corte directo, sólo se pueden hacer ensayos rápidos y consolidados rápidos sobre muestras de arcilla, pues los otros suelos son tan permeables que hasta con un aumento muy rápido de tensiones, se origina un cambio, aunque sea relativamente pequeño, en su contenido de humedad.

Los ensayos lentos pueden efectuarse con cualquier suelo. La consolidación de la muestra bajo la carga vertical se observa por medio del micrómetro, que registra el movimiento vertical de la piedra porosa superior.

Durante la aplicación del esfuerzo de corte, el mismo micrómetro indica si dicho esfuerzo produce un aumento o una disminución del volumen de la muestra.

El esfuerzo de corte se produce por medio de una fuerza horizontal aplicada al marco superior del aparato y del desplazamiento de dicho marco con respecto al inferior fijo se mide con otro micrómetro. En los aparatos de corte directo comunes, la fuerza de corte se aplica por incrementos, cuando tienen dispositivos para aumentar dicha fuerza en forma continua a velocidades adecuadas, el aparato se dice

tener control de tensiones. Si por el contrario, es el desplazamiento el que se aumenta de una manera especificada y se mide el esfuerzo que se requiere para producir dicho desplazamiento, el aparato se dice tener control de deformaciones.

A medida que aumenta el desplazamiento del marco superior, la fuerza necesaria para producirlo también aumenta - hasta que alcanza un máximo que se denomina valor máximo sobrepasado, el cual la fuerza disminuye y tiende a un valor final. Sólo se pueden obtener datos fehacientes con respecto a la relación que existe entre tensiones tangenciales y deformaciones en la zona posterior al valor máximo cuando se utilizan aparatos de corte directo con control de deformaciones.

En la práctica, el aparato de corte directo tiene varias desventajas que le son propias. Entre las más importantes están el cambio de área de la superficie de deslizamiento a medida que el ensayo progresa, la distribución no uniforme de las tensiones tangenciales en la superficie potencial de deslizamiento y rapidez con que con el cambio de tensión, cambia el contenido de humedad de las muestras saturadas de muchos tipos de suelos.

A medida que aumenta el desplazamiento horizontal del

marco superior, disminuye el área de contacto entre la mitad superior e inferior de la muestra, de modo que ni aún con los aparatos con control de deformaciones, se obtiene una información fehaciente con respecto a la resistencia final de la muestra. Además, la rotura por corte no se produce simultáneamente en todos los puntos de la superficie potencial de deslizamiento, pues empieza en los dos bordes y prosigue hacia el centro. Por esta razón, el valor máximo de la resistencia al corte indicado por los ensayos es menor que el valor máximo real. Estos dos inconvenientes de la caja de corte directo han sido eliminados construyendo el aparato anular de corte, en el cual la muestra tiene la forma de un anillo.

Sin embargo, ni la caja ni el aparato anular de corte permiten, en otros suelos que no sean arcilla, ejecutar ensayos de corte rápidos o consolidados rápidos de confiar. Para hacer estos ensayos sin correr el riesgo de cometer errores grandes, debe utilizarse el aparato Triaxial.

El ángulo de fricción interna o de una arena no cohesiva en estado seco suelto es aproximadamente igual al ángulo de reposo de la misma. Antes de determinar el ángulo de reposo, la arena debe ser secada a estufa pues de lo contrario los valores que se obtienen son muy altos. El valor de ϕ para una arena dada en estado muy compacto y bajo presio-

nes normales menores de 21 g/cm^2 , es de 5° a 10° mayor que su ángulo de reposo. Teniendo en cuenta estos hechos, el valor puede estimarse en forma aproximada sin necesidad de -- ejecutar ensayos de corte.

El ángulo de fricción interna ϕ S de una arena completamente sumergida es de 1° a 2° menor que el valor de ϕ para la misma arena a la misma densidad relativa, pero en un estado perfectamente seco.

Una arena sumergida muy suelta puede llegar a pasar al estado semilíquido, como consecuencia de una ligera provocación, peligro, que no es revelado por los ensayos de corte, a pesar de que la experiencia ha demostrado que es muy real. Por esta razón, los terraplanes de arena sujetos a saturación temporaria y los mantos espesos de arena suelta situados debajo de la cota a que se van a establecer fundaciones, deben ser compactados con medios adecuados.

La arena limosa y el limo se comportan al corte de una manera muy similar a la arena fina. Debido a su relativamente baja permeabilidad, las roturas por corte de estratos -- constituidos de estos tipos de suelo tienen probabilidades de producirse bajo condiciones similares a las que existen en los ensayos consolidados rápidos de laboratorio. Para este caso, los valores del ángulo de resistencia al corte ϕ cc

varían comúnmente entre 20° y 22°.

Excepcionalmente llegan a bajar estos valores hasta -- 17°. Donde el valor medio de ϕ_{cq} es aproximadamente $2/3 \phi_s$ (ϕ_s es el valor de ϕ que obtiene de ensayos de corte lentos sobre arenas saturadas).

PRUEBAS SIMPLES DE SUELOS Y PRUEBAS DE CLASIFICACION.

Cierto número de pruebas de suelos que son de uso común, no requieren consideraciones teóricas especiales.

Las propiedades del suelo que proporcionan dichas pruebas son más físicas que mecánicas.

PRUEBAS SIMPLES PARA:

Contenido de agua.
Gravedad específica.
Relación de vacíos.
Densidad relativa.

PRUEBAS DE CLASIFICACION PARA:

Límite de Atterberg.
Distribución de tamaño de gránulos.

PRUEBAS PRELIMINARES O DE CAMPO PARA:

Identificación de tipos de suelos.

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA.

Esta se requiere para todos los tipos de suelos tanto para aquellas condiciones en donde se tiene una completa saturación, como para aquellos casos en donde la humedad encontrada es de naturaleza hidrosférica y en cantidades tan pequeñas, que a simple vista la muestra parece estar seca.

Los tamaños de los recipientes y las muestras varían. Si al peso del recipiente se le designa como W_c , las tres medidas son:

El peso original de la muestra ($W_s + W_w$) y el recipiente. $W_1 = W_c + W_s + W_w$. El peso seco de la muestra y el recipiente $W_2 = W_c + W_s$. El contenido de agua está dado en porcentaje y se da como: $w = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_c}$

DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA.

Esta tiene poca importancia por lo que se refiere al comportamiento cualitativo de los suelos (el que investiga la naturaleza de los elementos que componen el cuerpo). Sin embargo, deberá ser determinada en la mayoría de las pruebas de suelos, toda vez que es necesaria para la determina-

ción de algunas cualidades como son la relación de vacíos y el grado de saturación.

En algunas ocasiones, la presencia en muchos suelos de numerosos minerales, teniendo cada uno de ellos diferentes gravedades específicas, puede crear dificultades. Sin embargo, y a menos que se especifique lo contrario, el valor promedio de todos los granos deberá entenderse como que se refiere a la gravedad específica de la muestra de suelo mencionado.

El picnómetro o método de volumen constante, se ha encontrado como el más confiable para determinar la gravedad específica.

Comúnmente, alrededor de 200 gr. del peso seco de la muestra, un picnómetro de 500 cc y agua destilada es todo lo que se necesita. Son necesarias tres distintas formas de pesar la muestra.

La más importante y más difícil es la determinación -- del peso del frasco con tierra y agua, que deberá llenarse con agua hasta la marca del volumen constante y a una temperatura conocida. Deberá tenerse el mayor cuidado para quitar todo el aire de la muestra. El aire puede ser expulsado por medio de ebullición muy ligera la cual puede obtenerse

por calentamiento o evacuación, o por ambos. Una lectura corr^orecta de la temperatura promedio de la mezcla se podrá obtener si la temperatura constante ayuda a la expulsión del aire, se requiere una agitación constante de la muestra durante el período de ebullición.

Los otros pesos son: el peso seco de la muestra de suelo y el peso del frasco llenado exactamente a la marca re--querida con agua pura y a la misma temperatura que la primera medición. Una calibración del frasco, dando este peso como una función de la temperatura, eliminará la necesidad de una lectura para cada prueba.

Peso del picnómetro, tierra y agua = W1
 Peso del picnómetro con agua pura = W2
 Peso seco de la muestra = Ws

La cantidad de agua que tiene un volumen igual al volumen de la muestra de suelo pesará: Ws X Gt/Gs.

Gt = gravedad específica de l agua a la temperatura de la prueba (en tablas).

Por lo tanto:

$$Gs = \frac{Gt Ws}{Ws - W1 + W2}$$

DETERMINACION DE LA RELACION DE VACIOS.

Los cálculos de la relación de vacíos son obtenidos de observaciones, dando la muestra de volumen V , el peso seco de la muestra W_s , y la gravedad específica de sólidos G .

Tenemos que la relación de vacíos:

$e = \frac{W_w}{G}$ donde $W_w = V$ (volumen por peso unitario)

$W_s \quad S$

S = grado de saturación, es la relación entre el volumen del agua y el volumen de vacíos. La muestra estará saturada inicialmente. Su exactitud depende de la exactitud del valor de S .

El procedimiento deberá ser usado con sumo cuidado, debido a que aparentemente el suelo se encuentra saturado y contiene grandes cantidades de gas.

DENSIDADES RELATIVAS DE SUELOS GRANULARES.

Los límites de variación de la relación de vacíos pueden ser determinados experimentalmente; el límite superior, colocando suelo dentro de un recipiente y determinando su peso y volumen; el límite inferior, por medio del empaquetado y apisonado de la tierra de muestra hasta que llegue a su mínimo volumen midiendo como antes su peso y volumen.

La localización de la relación de vacíos de una muestra de suelo entre el rango de estos dos límites, ofrece una forma conveniente de medición de la compacticidad relativa o densidad relativa. El valor de la densidad relativa de un suelo determinado bajo ciertas condiciones casi siempre da una idea más clara del estado de densidad que el valor de la relación de vacíos en sí.

Considerando una muestra de arena, la cual tiene una relación de vacíos e , los valores limitantes de la relación de vacíos de la muestra sean $e_{\text{máx.}}$ y $e_{\text{mín.}}$. Entonces la densidad relativa D_d de la muestra será definida por:

$$D_d = \frac{e_{\text{máx.}} - e}{e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}}}$$

La arena en su estado más suelto tiene una densidad relativa igual a cero; en su estado más denso un valor unitario.

Deberá reconocerse sin embargo, que los diferentes métodos de verter la tierra en el recipiente llevará en cierta forma, a diferentes valores en los límites de la relación de vacíos $e_{\text{máx.}}$ y $e_{\text{mín.}}$. Por lo tanto, es evidente que el procedimiento de compactación deberá ser estandarizado o normalizado para que las diferentes observaciones puedan llegar a los mismos resultados.

LIMITES DE ATTERBERG.

Las propiedades físicas que los barros o arcillas difieren grandemente según su contenido de agua. Un barro dado, podrá comportarse como líquido, mostrará comportamiento plástico o será sumamente rígido, dependiendo únicamente de la cantidad de agua que contiene. La plasticidad puede ser definida como la capacidad de sufrir cambios de forma sin romperse. En 1911 Atterberg propuso una serie de pruebas, para la determinación de las propiedades, que ahora se conocen como los Límites e Índices de Atterberg. Estas propiedades definen el contenido de agua, y su variación, al estado plástico y otros estados. Estos límites son de naturaleza empírica.

Límite líquido: es el contenido de agua, en el cual una arcilla es prácticamente líquida, pero posee una cierta resistencia al corte, esta resistencia, arbitrariamente escogida, es el valor más pequeño posible, el cual, puede medirse por medio de un procedimiento standar. El aparato para la determinación de esta propiedad es, la copa de Casa Grande. Una muestra se encuentra en su límite líquido, si 25 golpes en este aparato apenas cierran en una abertura de dimensiones conocidas, la cual, es cortada en la muestra por medio de una cuchilla.

Este límite, es el contenido de humedad, con respecto al peso seco de la muestra, con la cual el suelo cambia del estado líquido al estado plástico, se expresa en porcentaje.

$$Lw = \frac{Pw - Ps}{Ps} \times 100$$

Límite plástico: es el más pequeño contenido de agua, en el cual, la tierra o suelo es plástica. Se obtiene enrollando las muestras, disminuyendo el contenido de agua muy despacio hasta obtener un "cordón" de tierra de aproximadamente 3 mm de diámetro y el cual justamente empiece a desmoronarse debido a su bajo contenido de agua. Los cordones podrán ser enrollados sobre un pedazo de vidrio y a mano.

Es el porcentaje de humedad de la muestra con respecto al peso seco cuando el material pasa del estado plástico al estado sólido.

$$Lp = \frac{Pw - Ps}{Ps} \times 100$$

Límite de contracción: porcentaje de humedad respecto al peso seco de la muestra con el cual la reducción del agua ocasiona la disminución en el volumen del suelo.

$$Lc = \frac{Vw - Vs}{Ps} \times 100$$

Indice de plasticidad: es la variación del contenido de agua entre los límites plásticos y de contracción, $I_w = L_w - L_p$.

Indice de contracción: señala el grado de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi-sólida, $I_c = L_p - L_c$.

Indice de flujo: expresa la relación entre el cambio en el contenido de agua y el cambio correspondiente en el esfuerzo al cortante.

Indice de tenacidad: se define como la relación entre el índice de plasticidad y el índice de flujo, $I_t = I_p - I_f$.

ANÁLISIS MECÁNICO O GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS.

El propósito, es determinar el tratamiento de las partículas o granos que constituyen el suelo, y fijar en porcentaje de su peso total la cantidad de granos de distintos tamaños, que el mismo contiene. El método más directo para señalar un suelo en fracciones consiste en el uso de tamices. Pero éste está restringido, ya que la abertura de la

malla más fina es de 0.07 mm de modo que, si un suelo contiene partículas menores de dicho tamaño debe ser separado en dos partes por lavado sobre aquel tamiz.

La parte del suelo que fue arrastrada por el agua, es analizada por medio de métodos de análisis granulométricos, por vía húmeda, basados en la sedimentación en la levigación. (Disolver en agua una materia en polvo para separar la parte más tenue de la más gruesa que cae al fondo del recipiente).

Los métodos para efectuar análisis granulométricos por vía húmeda están basados en la ley de Stokes, que fija la velocidad a que esta partícula, la esférica, de diámetro da do, sedimenta en un líquido en reposo.

Se mezclan determinados granos del suelo según el tipo con un litro de agua, se agitan y se vierten en un recipiente. A intervalos de tiempos dados, se mide la densidad de la suspensión por medio de un areómetro especial (instrumento para determinar las densidades relativas a los pesos específicos de los líquidos o de los sólidos, por medio de los líquidos).

El tamaño de las partículas más grandes que aún quedan en suspensión al nivel del areómetro, en un instante deter-

minado se calcula por medio de la ley de Stokes, mientras - que con la densidad de la suspensión a dicho nivel, se determina el peso de las partículas menores que ese tamaño, - es decir, el peso de las partículas que aún no han sedimentado, por debajo del nivel en que se mide la densidad.

El ensayo requiere de varios días para su realización.

Los errores más comunes que se cometen al efectuar análisis granulométrico por vía húmeda, se originan de una dispersión incompleta de las partículas del suelo.

MÉTODOS DE ANÁLISIS MECÁNICO POR EL PRINCIPIO DE SEDIMENTACIÓN.

Para determinar las curvas de distribución de tamaño - de los gránulos que son de tamaño muy pequeño, se hace por medio del principio de sedimentación expresado en la ley de Stokes.

Los procedimientos que usan la ley de Stokes pueden -- ser agrupados arbitrariamente de acuerdo con los métodos en que han sido basados:

1o. Sedimentación sucesiva.-

Para determinar el porcentaje que es más grueso que el

diámetro escogido D , el tiempo requerido por un gránulo de este tamaño, para caer de la altura de un frasco de sedimentación se calcula primero. Enseguida se dispersa uniformemente una muestra seca, de peso conocido, y se le permite asentarse durante el tiempo calculado. El sedimento resultante contendrá todas las partículas de mayor diámetro que D y sólo una parte de aquellas menores.

•
2o. Sedimentación en agua clara.-

Con toda la muestra sumergida en el agua a una altura determinada al final de la prueba, nos lleva a una situación simple, donde todas las partículas de granos iguales llegan a la base o fondo del recipiente al mismo tiempo. En cualquier tiempo, el diámetro mínimo en el sedimento, puede ser computado por medio del uso de la Ley de Stokes, y el sedimento contendrá todas las partículas más gruesas que este diámetro.

3o. Observaciones de la cantidad de sedimento y por -- unidad de volumen, en un punto dado en el tubo de sedimentación.

4o. Observación de la cantidad del suelo en suspensión sobre una elevación determinada. Esta es usada, en la prueba del hidrómetro. Otra aplicación resulta cuando se tiene una probeta de sedimentación provista de salidas laterales

que permiten sacar pequeñas muestras, las cuales se prueban para determinar su contenido de sólidos.

La presión en un punto dado de la suspensión a una profundidad dada es igual a la suma de los pesos unitarios en toda la columna de suspensión. La presión es por lo consiguiente la medida de la cantidad de suelo en suspensión. La observación de esta presión como una función del tiempo -- transcurrido es suficiente para permitir la determinación de la curva de tamaño de gránulos.

50. Observaciones del total del suelo sedimentado.

Está íntimamente relacionado con los párrafos que proceden.

60. Decantación.-

Está basado en el principio de que en una corriente de agua ascendente a una velocidad conocida, las partículas mayores se asientan más rápidamente que el flujo ascendente, - contrario a lo que sucede con las partículas pequeñas, las que son arrastradas por la corriente ascendente, y por lo tanto segregadas. Un punto de inexactitud en esta prueba es la variación en la velocidad ascendente del agua sobre la sección transversal del tubo.

METODO DEL HIDROMETRO.

Con un hidrómetro de inmersión.

Este principio se puede extender para medir la gravedad específica variable de una suspensión de suelo al asentarse los gránulos determinando por lo consiguiente, el diagrama de distribución del tamaño de los gránulos.

Primera etapa: pesos unitarios en un tubo de sedimentación. La primera etapa en la presentación de este método es obtener la expresión para peso unitario en una suspensión - en cualquier tiempo y a cualquier profundidad. La suspensión del volumen V , conteniendo un peso total W de suelo en suspensión es inicialmente mezclado completamente. En el instante que se inicia la sedimentación todos los elementos del volumen contienen la misma concentración de suelo suspendido.

Segunda etapa: la acción del hidrómetro. La lectura se observa en la superficie del fluido, sobre la escala, en el vástago del hidrómetro es sumergido en un líquido uniforme, esta lectura es la gravedad específica del fluido. Sin embargo, este tipo de hidrómetro está casi siempre calibrado para dar la lectura en agua pura a la temperatura de calibración, y para otros fluidos se tendrá que calibrar.

La tercera etapa se refiere a las correcciones por inmersión. Las lecturas de los hidrómetros son normalmente tomadas en tiempos de 1/4, 1/2, 1 y 2 minutos con el hidrómetro permaneciendo en la suspensión los dos primeros minutos.

Las lecturas subsecuentes son tomadas a 5, 10, 20 y 40 minutos, justamente antes de cada una de estas lecturas, el hidrómetro será puesto en la suspensión, e inmediatamente después de tomada la lectura se le deberá sacar; por lo que se deberá hacer una corrección por inmersión.

Las correcciones que se hacen son:

10. La corrección de menisco que es necesaria, debido a que las lecturas sólo pueden ser hechas en la parte superior del menisco una suspensión opaca.
20. La corrección por la expansión del bulbo del hidrómetro debido a la temperatura.
30. La corrección que se requiere si la escala en el vástago del hidrómetro no está correctamente.

PREVENCIÓN DE LA FLOCULACION.

Cuando los gránulos de suelos tienden a adherirse y formarse

mar grupos de gránulos o floculación, en una suspensión de suelo, la Ley de Stokes no podrá ser utilizada para determinar los tamaños de los gránulos. Por lo tanto, si existe -- una tendencia a la floculación o algún agrupamiento, será necesario utilizar un tratamiento preventivo.

El material más usado como agente defloculante es el silicato de sodio, del cual 5 cc. de solución al 3° Baumé -- por litro de suspensión, brinda buenos resultados.

PRUEBAS SIMPLES EN EL CAMPO PARA FINES DE IDENTIFICACION.

Una lista de pruebas simples, que son una valiosa ayuda en la hechura de pruebas rudimentarias, de suelos en el campo, así como también para identificación preliminar de -- suelos en el laboratorio, ha sido hecha de la manera siguiente:

- 1.- Examen visual del tamaño de los gránulos y sus formas en aquellos suelos gruesos, y de la tersura y color en suelos de gránulos finos.
- 2.- Determinación de la pérdida de fuerza debido a cambios en su estructura. Esto se obtiene moliendo la tierra o suelo y sintiéndolo con los dedos.

- 3.- La determinación del "tacto" del suelo, ya sea áspero o jabonoso, frotando entre los dedos.

- 4.- La determinación de la movilidad de los poros acuosos, obtenida por medio de la agitación de una poca de tierra o suelo horizontalmente en la mano, haciendo que el agua que contiene salga a la superficie de la muestra, si es posible, y después apretándola suavemente. (Si la agitación produce agua fácilmente en la superficie, produciendo por lo tanto una apariencia reluciente o brillante, y su superficie se seca, al ser apretada, significará que existe gran movilidad. Si la superficie no muestra ningún cambio en su apariencia durante la agitación, o cuando se le apriete, habrá muy poca movilidad. para esta prueba la muestra de tierra o suelo deberá contener agua suficiente; si es demasiado seca se le deberá agregar agua; sin embargo, no existe ninguna dificultad en obtener el contenido de agua deseado).

- 5.- Determinación del tamaño de los gránulos en suelos de gránulos finos o la existencia de partículas finas en suelos gruesos. (Esta determinación se efectúa agitando una pequeña muestra en un tubo de ensaye de agua -- permitiéndosele asentar). El tiempo requerido por las partículas para caer a una distancia de 10 cm. que es

la longitud de un pequeño tubo de ensaye, es de alrededor de 1/2 minuto para partículas de 0.06 mm. y de cerca de 50 minutos para partículas de 0.006 mm. de diámetro. Una curva de distribución de tamaño de los granulos no puede ser obtenida en un simple tubo de ensaye, pero si se tendrá una ligera idea de los tamaños por medio de la observación de la claridad del agua y del tiempo que necesita. Similarmente, un suelo grueso y sucio podrá ser reconocido fácilmente, si el agua todavía está sucia un minuto o más después de haber sido agitada.

- 6.- Determinación de la fuerza en seco, obtenida por medio del secado de una muestra al sol o en una estufa o radiador y probándola después de seca, apretándola o rompiéndola con los dedos.

La densidad relativa de una muestra de una perforación preliminar, generalmente cambiará de la forma en que se encuentra en su estado natural. Si las muestras son de excavación de prueba, se puede obtener la información referente a su densidad relativa inspeccionando las paredes del pozo o excavación, se puede observar la estratificación en caso de existir, y se pueden estudiar la extensión y variaciones de las diversas capas o estratos. En las páginas siguientes se discuten los tipos de suelos y sus identificaciones para --

pruebas anteriores.

MECANICA DE SUELOS

CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

Un sistema simple de clasificación de los suelos, el cual usa métodos sencillos de identificación y brinda una separación aproximada o más o menos exacta de los grupos o tipos de suelos, es de gran conveniencia en cualquier proyecto rutinario de Ingeniería de Suelos.

Los tipos de clasificación discutidos en este trabajo, son los siguientes:

- 1.- Clasificación preliminar de tipos de suelos.
- 2.- Clasificación geológica.
- 3.- Clasificación por sus estructuras.
- 4.- Límites de Atterberg.
- 5.- Clasificación por distribución de tamaños de granos.
- 6.- Clasificación de Casa grande para materiales de campos de aviación.

1.- Clasificación preliminar de tipos de suelos.

Siempre ha existido una confusión respecto a la clasi-

ficación de tipos de suelos, debido a los usos de la terminología y sus significados. Sin embargo, los significados ofrecidos a continuación, son aceptados generalmente en el campo de la Ingeniería de cimentación.

a.- La arena, la grava y los cantos rodados o guijarros: son suelos de granos gruesos sin cohesión. El término guijarro se limita algunas veces a tamaños mayores de 20 mm. y la grava a tamaños entre 7 y 20 mm. Los tamaños de las arenas se designan más fácilmente por los números de los tamices.

b.- Arena sucia: se denomina a aquella que no tiene cohesión y que contiene algún otro material más fino.

c.- Limos orgánicos: son aquellos limos o fangos que pueden ser principalmente inorgánicos, pero que, contienen cierta cantidad de material fino orgánico o coloides orgánicos; los tamaños de las partículas son de 0.06 a 0.002 mm., son muy compresibles, relativamente impermeables, en cierto modo plásticos, y debido a su compresibilidad son materiales muy pobres para cimentación.

d.- Limos inorgánicos y polvo de roca: contienen sólo granos minerales y están libres de materia orgánica, su

tamaño es mayor de 0.002 mm.

- e.- Arcillas inorgánicas: llamadas simplemente arcillas, - están compuestas de partículas planas más finas que -- 0.002 mm.
- f.- Arcillas estratificadas: consisten en capas delgadas - alternadas de limo y arcilla de origen glacial.
- g.- Turbe: es material vegetal parcialmente carbonizado -- con una resistencia muy baja al esfuerzo cortante; ex- tremadamente compresible y es el material más pobre pa- ra cimentaciones.
- h.- Tepetate: es un término utilizado para describir cual- quier capa dura cementada que no se suaviza cuando se humedece.
- i.- Marga o Loess: es un depósito acarreado por el aire de grano muy fino que se caracteriza por la uniformidad - de sus granos, su gran relación de vacíos y una ligera cementación lo que permite ser cortado en capas casi - verticales.
- j.- Arcilla esquistosa: es un material en estado de transa- ción de arcilla a pizarra.

k.- Tierra negra: material superficial capaz de soportar - ...
la vida vegetal.

l.- Relleno: todos los depósitos hechos por el hombre cu-
yos nombres más usuales son:

- Bentonita: arcilla gruesa formada por descomposición de cenizas volcánicas.

- Adobe: barro gruesos conteniendo poca arena.

- Caolín: barro o arcilla de china, barro blanco usado en la industria de la cerámica.

- Arcilla calcárea: constituida de barro, arena, carbo-
nato de calcio y materias orgánicas.

- Caliche: conglomerado de barro, arena y grava; cemen-
tada por carbonato de calcio depositado por el agua
subterránea.

2.- Clasificación geológica.-

Desde el punto de vista de Ingeniería en general, es -
muy importante conocer la composición mineral del suelo aún
cuando su composición es sólo de interés para conocer si --
afecta o no las propiedades físicas. Más aún el contenido -
mineral afecta en forma importante las propiedades del sue-
lo como resultado de la ruptura de la roca. Algunas propie-
dades de los minerales como la solubilidad, dureza y resis-
tencia al desgaste, capacidad de cambios de base en los ba-

rros o arcillas minerales son muy importantes. La presencia de unos cuantos granos planos y delgados afecta la porosidad del suelo. Los granos planos tienen gran efecto sobre las propiedades plásticas de los suelos.

Según su origen se pueden clasificar los suelos por su constitución y su estado. Por su constitución se clasifican en suelos inorgánicos y orgánicos. Por su estado en suelos residuales y suelos transportados.

3.- Clasificación de suelos por su estructura.

Los tres tipos fundamentales por su estructura sobre la base de los tipos de fuerza en acción durante el proceso de sedimentación son: Estructuras de un solo grano, Estructuras de panal y Estructura floculenta, también son posibles las combinaciones de estos tres tipos.

Estructuras de un solo gránulo: son el tipo más sencillo. Una acumulación de esferas iguales, como si fuese una caja de bolas de billar llena completamente. Se observa en materiales en los que existe poca tendencia de adherirse unos a otros, se les llama no cohesivos. Están representados en suelos por las arenas y gravas.

La estructura en forma de panal aparece en suelos suficientemente finos para tener cohesión. Un cuerpo sólido pue

de considerarse como una cadena de moléculas mantenidas en posiciones definidas por atracción mutua. Cuando dos cuerpos hacen contacto entre sí, las moléculas de un cuerpo en el punto de contacto aplican una atracción sobre las de otro cuerpo, las fuerzas son muy pequeñas, y sus efectos despreciables cuando los cuerpos en sí son mayor de tamaño que las moléculas. Entre más finos son los granos más se notará el efecto de la atracción intermolecular.

Estructura floculenta: ocurre sólo en suelos de granos finos. Los tamaños de las partículas son menores que 0.05×10^{-4} cm., de diámetro.

La estructura mixta aparece en muchas arcillas marinas que son firmes y rígidas en estado normal, pero que al ser trabajadas o moldeadas con los dedos se vuelven suaves.

4.- Límites de Atterberg.

Anteriormente ya explicados.

5.- Clasificación por tamaño de granos.

Un factor del cual depende el comportamiento de los suelos es el tamaño de sus granos.

Según la oficina de clasificación de los suelos de E.-
E.U.U.

Grava fina	2-1 mm.	Arena muy fina	0.10 - 0.05 mm.
Arena áspera	1-0.5 mm.	Limo	0.05 - 0.005 mm.
Arena	0.5-0.25 mm.	Arcilla	0.005 - - -
Arena fina	0.25-0.10 mm.		

Según el Instituto Tecnológico de Massachusetts.

Arena	Fango	Arcilla
Aspero 2-0.6 mm.	0.06 - 0.02 mm.	0.002 - 0.0006 mm.
Medio 0.6-0.2 mm.	0.02 - 0.006 mm.	0.0006- 0.0002 mm.
Fino 0.2-0.06 mm.	0.006- 0.002 mm.	0.0002- --- (coloidal)

6.- Clasificación de Casagrande.

Una clasificación que permite la selección de suelos para el uso en aeropuertos como materiales secundarios, ha sido hecha por Casagrande por medio de la inspección visual, análisis de tamaño de granos y pruebas de Atterberg, la identificación de los varios tipos de suelos en esta clasificación es rápida y fácil, así como razonablemente confiable.

III. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS

Las zapatas para los soportes aislados suelen ser cuadradas y sirven para transmitir la carga de las columnas al terreno; trabajan a flexión en dos direcciones y por consecuencia, llevan armadura de tensión en ambos sentidos. Muchas veces se baja la columna hasta ligarla directamente -- con la zapata; otras veces la unión se hace por intermedio de un dado cuya altura no debe exceder de 3 veces su menor dimensión transversal y cuya sección es concéntrica y mayor que la de la columna; desempeña un papel semejante al de -- las dalas en la cimentación de muros.

Las zapatas de los soportes aislados equivalen a unas ménsulas que arrancan del soporte en las dos direcciones y que se hallan solicitadas por la presión hacia arriba ejercida por el terreno.

Para el cálculo de los momentos flectores y de los esfuerzos cortantes, solamente habrá que tener en cuenta la -- fracción de la presión vertical ascendente ejercida por el terreno, originada en él por la carga total que actúe en el soporte.

El problema por resolver será el siguiente: Diseñar -- una zapata cuadrada que soporte una columna cuadrada de 50

cms. de lado, cuyo armado son 4 barras del No. 8 (diámetro - de 25.4 mm); la carga que soporta la columna es de 130,000 kgs. La resistencia del concreto de la zapata será de 175 kg/cm^2 , y acero estructural con $f_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$. La carga admisible en el terreno es de 2 kg/cm^2 .

Suponemos que el peso de la zapata será igual al 7% de la carga transmitida por la columna $w_{zapata} = (130,000) (0.07) = 9,100 \text{ kgs.}$

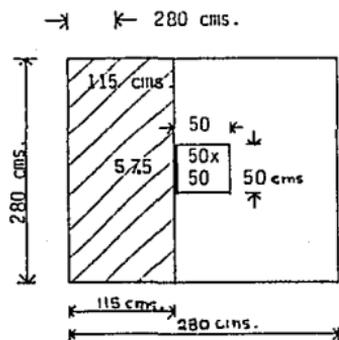


Figura "a"

La superficie de apoyo que se necesita será:

$$A = \frac{P}{F} = \frac{130,000 + 9,100}{2} = 69,550 \text{ cm}^2 \quad \text{se adoptará una base cuadrada de } 280 \times 280 \text{ cms., con superficie de } 78,400 \text{ cm}^2.$$

La presión ascendente vertical necesaria para contrarrestar la fuerza ejercida por la columna será:

$$F = \frac{P}{A} = \frac{139,100}{78,400} = 1.77 \text{ kg/cm}^2$$

Primeramente se obtendrá el valor necesario del peralte de la zapata para resistir las flexiones.

El momento máximo actuante, será el siguiente, que se obtendrá teniendo como base la figura "a".

$$M = (1.77)(280)(115)(57.5) = 3'277,155 \text{ kg/cm}^2$$

El momento resistente es: $M = \frac{1}{2} F_c K j b d^2$ y tenemos:

$$F_c = 79 \text{ kg/cm}^2 \quad n = 12 \quad F_s = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{F_s}{F_c} = \frac{1,400}{79} = 17.72 \quad k = \frac{n}{n+r} = \frac{12}{12+17.72} = 0.40$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.40}{3} = 1 - 0.13 = 0.87$$

$$M_r = (1/2) (79)(0.40)(0.87) b d^2 = 13.75 b d^2$$

Igualando tenemos: $13.75 b d^2 = 3'277,155$ $b = 280$ cms.

$$d = \sqrt{\frac{3'277,155}{(13.75)(280)}} = 29.18 \text{ cms.}$$

Como el espesor necesario para resistir el esfuerzo cortante suele ser mayor que el impuesto por las flexiones, supon dré: $d = 38$ cms.

La sección crítica relativa al esfuerzo cortante estará situada, por tanto, a una distancia de 38 cms. de la cara exterior de la columna, y su anchura será: $b_0 = 50 + (2)(38) = 126$ cms. Para mayor claridad ver la figura "b"

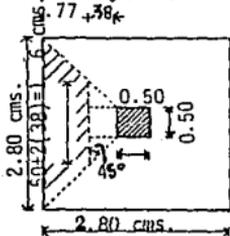


Figura "b"

El esfuerzo cortante que se usará para determinar la tensión de adherencia en la sección más desfavorable frente a este esfuerzo, de manera semejante que para el momento -- flexionante, se calculará para una carga igual al 85% de la resultante de las presiones ejercidas por el terreno contra la superficie de apoyo situada delante de la sección considerada:

$$V = (0.85)(280)(115)(1.77) = 48,444.90 \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo cortante será:

$$V = \frac{(126 + 280)(77)}{2} (1.74) = 27,197.94 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo cortante admisible según el A.C.I. 318.71 es:

$$V = 0.50 \sqrt{f'c} = 6.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si la tensión cortante admisible es 6.62 kg/cm^2 , el es pesor que se necesitará para resistir el esfuerzo cortante será:

$$d = \frac{V}{v \phi b_o} = \frac{27,197.94}{(6.62)(0.9)(126)} = 36.23 \text{ cms.}$$

El valor correspondiente para d es el correspondiente a la capa superior del armado.

El momento flector que se consideraría para obtener el

acero necesario será el 85% del obtenido anteriormente (momento máximo actuante).

$$\therefore M = (0.85)(3'277,155) = 2'785,581.70 \text{ kg./cm.}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2'785,581.70}{(1400)(0.870)(38)} = 60.18 \text{ cms}^2.$$

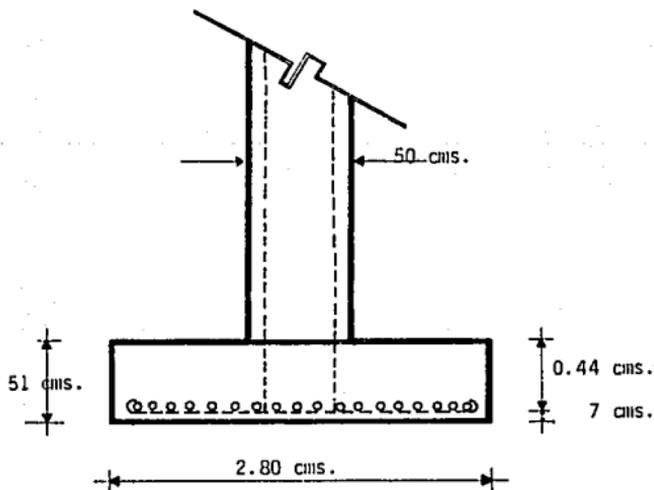
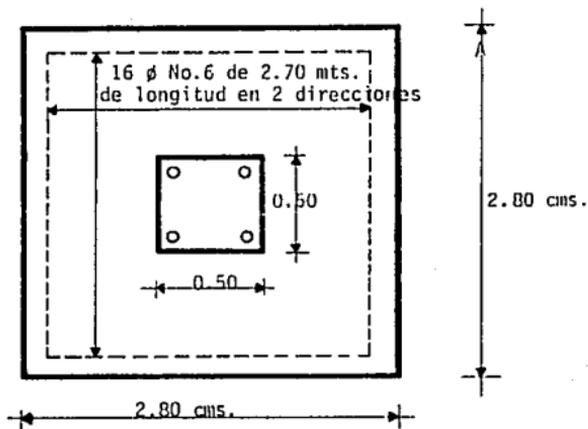
La tensión admisible de adherencia es:

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{(3.2)(13.23)}{1.91} = 22.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \xi_o = \frac{V}{\mu j d} = \frac{48,444.90}{(22.17)(0.87)(38)} = 66.10 \text{ cms.}$$

Llevará 18 varillas del No. 6 (diámetro de 19.1 mm) en dos direcciones. (Ver figura "c")

$$u = \frac{V}{\xi_o j d} = \frac{48,444.90}{(68.76)(.87)(38)} = 21.31 \text{ kg/cm}^2 < 22.17 \text{ kg/cm}^2$$



IV. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS RECTANGULARES

Este tipo de zapatas se adopta cuando las limitaciones de espacio obligan a hacerlo, o en los casos en que los soportes tienen una sección transversal rectangular muy alargada.

Para estos casos el procedimiento es similar al de las zapatas cuadradas y el acero que se dispone paralelamente - al lado mayor se distribuye uniformemente a lo largo de la correspondiente anchura (la dimensión menor). Al colocar el acero paralelamente a la dimensión menor, habrá que considerar que el esfuerzo ejercido por el soporte contra la zapata se hallará más concentrado hacia la zona central de ésta. Por lo tanto, la curvatura de la zapata será acusada o, lo que es equivalente, el momento flector por metro lineal será mayor en la zona situada inmediatamente debajo del apoyo decreciendo a lo largo de la dimensión mayor al considerar puntos cada vez más alejados del soporte. Es esta la razón de colocar mayor cantidad de acero en la zona central de la zapata.

Según el código del A.C.I., deberá considerarse en relación con el acero paralelo al lado menor de la zapata una -- fracción del mismo que se calcula:

$$\frac{\text{Sección de acero en la franja de anchura (B)}}{\text{Sección total de acero paralelo al lado menor}} = \frac{2}{5 + 1}$$

B = franja con ancho igual al lado menor de la zapata centrada con relación al eje de la columna. La fracción de acero calculada se deberá distribuir uniformemente a lo largo de la franja (B). El resto del acero se distribuirá uniformemente en las zonas extremas de la zapata.

S = cociente de dividir el lado más largo de la zapata por el más corto.

En este diseño se encontrarán las características necesarias de una zapata rectangular que soportará una carga de 225,000 Kgs., transmitida por una columna con sección de 40 X 80 cms., el acero por utilizarse en dicha zapata será estructural con $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$, y el concreto tendrá una $f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$. La fatiga del terreno es 2 Kg/cm^2 .

Consideraré que el peso de la cimentación es el 15% de la carga transmitida por la columna.

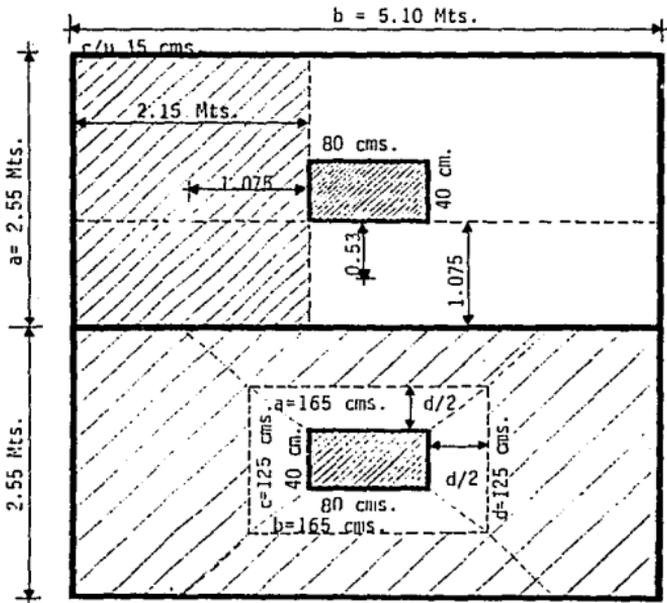
$$w \text{ zapata} = (225,000)(0.15) = 33,750 \text{ Kgs.} \quad W \text{ total} \\ 225,000 + 33,750 = 258,750 \text{ Kgs.}$$

La superficie de apoyo necesaria de la zapata para resistir la carga inducida será: $A = \frac{P}{F} = \frac{258,750}{2} = 129,375 \text{ cm}^2$

El dimensionamiento de esta zapata se efectuará de ma-

nera que sus lados sean proporcionales a los lados de la columna rectangular: Suponiendo $a = 2.55$ mts., se tiene que -
 $\frac{.40}{.80} = \frac{2.55}{b}$. . . $b = 5.10$ mts. (Ver figura "a")

Por lo tanto la superficie de apoyo será: $2.55 \times 5.10 = 13.02$ mts² = 130.050 cm². La presión necesaria para contrarrestar la carga ejercida por la columna será de: $F = \frac{P}{A} = -$
 $\frac{225,000}{130,050} = 1.73$ Kg/cm². < 2 Kg/cm².



DISEÑO POR MOMENTO. CLARO CORTO.

El momento resistente es: $M = 1/2 f_c k j b d^2$ y tenemos: $f_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$ $n = 12$ $f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$.

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1,400}{50} = 28 \quad k = \frac{n}{n+r} = \frac{12}{12+28} = 0.30$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.3}{3} = 0.9$$

$$\therefore Mr = (1/2)(50)(0.3)(0.9) b d^2 = 6.0227 b d^2$$

El momento actuante es: (ver figura "a")

$M = (215)(255)(107.5)(1.73) = 10'196,079.38 \text{ Kg/cm.}$, igualando se tiene: $6.0227 b d^2 = 10'196,079.38 \text{ Kg/cm}$ tenemos: $b=255 \text{ cms.}$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{10'196,079.38}{(6.0227)(255)}} = 81.48 \text{ cms.}$$

DISEÑO CORTANTE.

Suponiendo un peralte $d = 85 \text{ cms.}$ y con base en la figura "b" se tiene: $a = 80 + 2(42.5) = 165 \text{ cms.} = b$; $c = 40 + 2(42.5) = 125 \text{ cms.} = d$; $b_o = a+b+c+d = 580 \text{ cms.}$ (esto del código del A.C.I. para la consideración del cortante.)

El cortante se considerará de acuerdo al área ashurada:

$$\therefore V = [(510)(255) - (165)(125)] (1.73) = 189,305.25 \text{ Kgs.}$$

El cortante unitario es:

$$v = \frac{V}{b_o d} = \frac{189,305.25}{(580)(85)} = 3.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v \text{ permisible} = 0.5 \sqrt{f'c} = 6.32 \text{ Kg/cm}^2 > 3.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{10'196,079.38}{(1400)(0.9)(85)} = 95.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 bd = (0.002)(255)(100) = 51 \text{ cm}^2. \quad \therefore \text{llevar\u00e1 } 34 \text{ } \phi \text{ No. 6} = 97.54 \text{ cm}^2.$$

ADHERENCIA.

$$V = (255)(215)(1.73) = 94,847.25 \text{ kgs. (de acuerdo a la figura "a").}$$

$$U = \frac{V}{\sum j d} = \frac{94,847.25}{(204)(0.9)(85)} = 6.08 \text{ kg/cm}^2. \quad U \text{ permisible} =$$

$$\frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = 21.19 \text{ kg/cm}^2 > 6.08 \text{ kg/cm}^2.$$

CLARO LARGO: DISE\u00d1O POR MOMENTO.

$$M \text{ actuante} = (510)(107.5)(53.75)(1.73) = 5'098,039.69 \text{ kg.cm.}$$

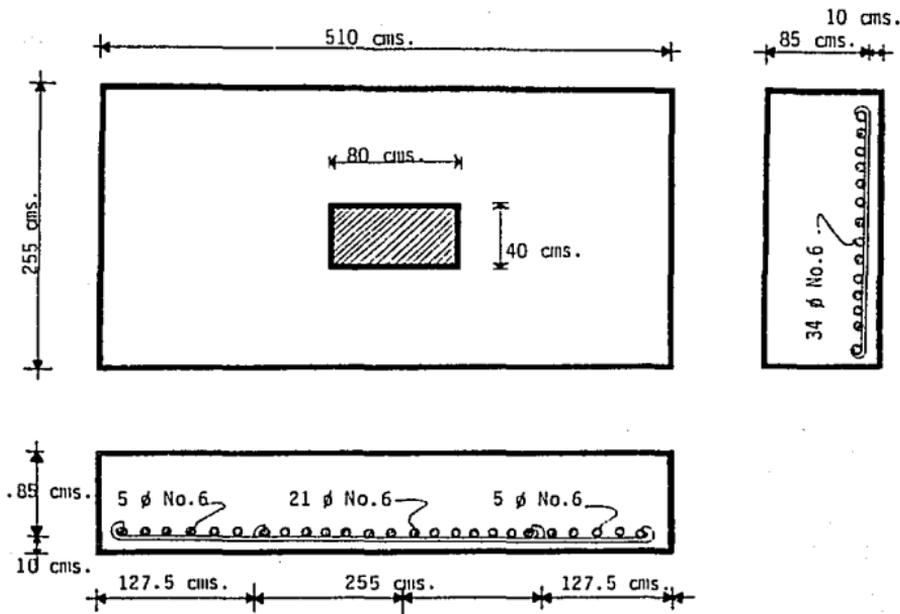
$$A_s = \frac{5'098,039.69}{(1400)(0.900)(85)} = 47.60 \text{ cm}^2. \quad A_s \text{ m\u00edn.} = (0.002)(510)(85) = 86.7 \text{ cm}^2.$$

$$\therefore 31 \text{ } \phi \text{ No. 6} = 88.97 \text{ cm}^2.$$

ADHERENCIA.

$$V = (510)(107.5)(1.73) = 94,847.25 \text{ kgs.}$$

$$U = \frac{V}{j d} = \frac{94,847.25}{(186)(0.9)(85)} = 6.66 \text{ kg/cm}^2 < 21.19 \text{ kg/cm}^2.$$



La distribución del acero en el claro largo se efectuó según lo enunciado al principio de este capítulo, es decir, de la siguiente manera: $S \frac{510}{225} = 2.27$

$$\frac{\text{Sección de acero en la franja de anchura (B)}}{88.97 \text{ (As)}} = \frac{2}{5+1} = \frac{2}{2+1} = \frac{2}{3}$$

- .. La sección de acero en la franja de anchura (B) es de - 59.31 cm^2 .
- .. 21 ϕ No. 6. Sección que se distribuirá uniformemente.

El acero restante, 10 ϕ No. 6, se distribuy6 uniformemente en las zonas extremas.

V. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS EXCENTRICAS

Este tipo de zapata resulta cuando la carga actuante - sobre la columna, no coincide con el centro geométrico de - su zapata; es decir, cuando la columna trabaja a flexión y comprensión.

En estos casos la reacción del terreno tiende a volcar la columna hacia el exterior originando una tensión que deberá resistirse mediante un tirante.

Ejemplos de estas zapatas son las que resultan en cimentaciones de arcos, pilares de pórticos o de columnas adosadas a paredes medianeras, que es el ejemplo que describo a continuación:

Datos: Es una columna con sección de 30 x 30 cms., que transmite una carga de 20,000 kgs.

La fatiga que puede resistir al terreno es de 4 kg/cm² = F.

Se utilizará concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Acero con $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Las constantes para estos materiales son las siguientes:

$$n = \frac{E_s}{1,000 f'c} = \frac{2'100,000}{(1,000)(210)} = f_s = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{1400}{95} = 14.74 \quad K = \frac{n}{n + r} = \frac{10}{10 + 14.74} = 0.404$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.404}{3} = 0.865$$

$$P = \frac{n}{2r(n+r)} = \frac{10}{(2)(14.74)(10+14.74)} = 0.0137$$

$$k = 1/2 f c k j = (1/2)(95)(0.404)(0.865) = 16.61$$

La carga que actúa sobre el terreno será:

$$p = \text{transmitida por la columna} - - - - - - - 20,000.00 \text{ kgs.}$$

$$\text{Peso de la cimentación} = 10\% P = (0.10)(20,000) = \underline{2,000.00 \text{ kgs.}}$$

$$P = \text{Carga total} = \underline{22,000.00 \text{ kgs.}}$$

Debido a la excentricidad que existirá en la base se originará una flexión y una compresión, por lo tanto, para fijar el área de apoyo que es necesaria tomaré una tensión inferior a la máxima admisible del terreno. Por lo tanto -- adoptaré $F = 1.5 \text{ kg/cm}^2$.

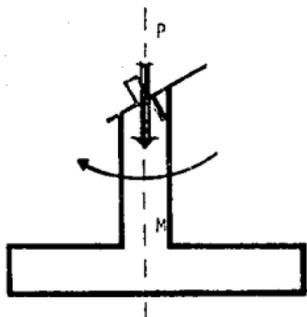
$$\therefore A = \frac{P}{F} = \frac{22,000}{1.5} = 14,667 \text{ cm}^2$$

Considerando un ancho para la base de 120 cms. = a se tiene:

$$a \times b = 14,667 \text{ cm}^2. \quad a = 120 \text{ cms.} \quad \therefore b = \frac{14,667}{120} = 122.23 \text{ cms.}$$

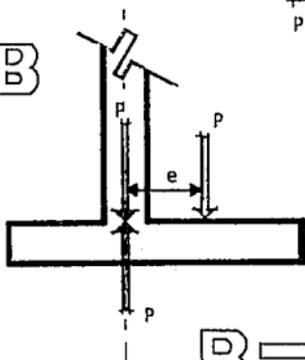
$$\therefore \text{se tomará } a = 1.20 \text{ mts.} \quad b = 1.50 \text{ mts.}$$

Como se mencionó anteriormente, la cimentación estará afectada por una carga axial y un momento flexionante. Vallándonos de los principios fundamentales de la estática podemos descomponer la carga y el par o momento flexionante en una fuerza única actuando a una distancia "e" (excentricidad).



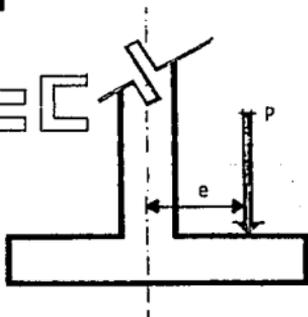
$$M = P \cdot e$$

$$A = B$$



$$B = C$$

$$A = B = C$$



El punto de aplicación de la fuerza P se encuentra en el eje de la columna a $\frac{30}{2} = 15$ cms., del borde a una distancia del centro:

$$e = \frac{120}{2} - 15 = 45 \text{ cms.}$$

Suponiendo dos fuerzas iguales a P y de sentido opuesto aplicadas en el centro de gravedad de la base, la fuerza P originará una compresión uniforme.

$F_c = \frac{P}{A} = \frac{22,000}{(120)(150)} = 1.22 \text{ kg/cm}^2$, y el par $P \times e$, origina las siguientes tensiones de flexión:

$F_f \quad F = \frac{M \cdot c}{I}$ en donde:

M = momento flexionante = Pe

P = carga total transmitida al terreno

e = excentricidad

I = momento de Inercia de la sección de la zapata.

c = distancia del centro a la fibra más alejada en el lado menor.

$P = 22,000 \text{ Kgs.}$

$e = 45 \text{ cms.} \quad \therefore M = Pe = (22,000)(45) = 990,000 \text{ kg/cm.}$

$I = \frac{ba^3}{12} = \frac{(150)(120)^3}{12} = 21'600,000 \text{ cm}^4$.

$c = \frac{a}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cms.}$

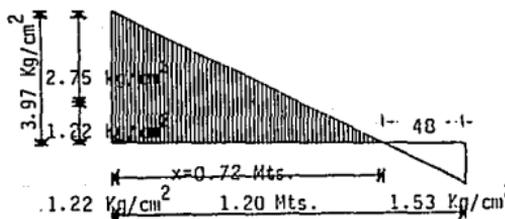
$\therefore F_f = \frac{(990,000)(60)}{21'600,000} = 2.75 \text{ kg/cm}^2$

Las tensiones máximas sobre el terreno serán:

$\therefore F = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = 1.22 \pm 2.75 \quad F_+ = 3.97 \text{ kg/cm}^2$.

$F_- = -1.53 \text{ kg/cm}^2$.

El diagrama de tensiones según la dirección del lado menor de la base es el siguiente:



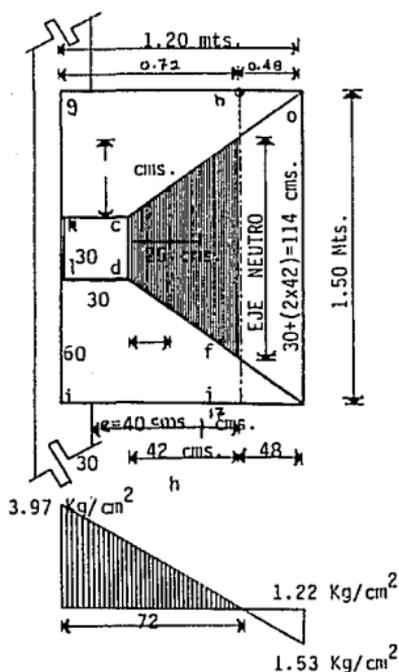
$$\frac{3.97}{1.53} = X \quad \therefore X = 0.72 \text{ mts.}$$

$$(1-X) 3.97 = 1.53 \times 3.97 =$$

$$1.61 + 4.55x = 5.50x =$$

$$x = \frac{4.55}{6.16} = 0.72$$

Para calcular la sección de la zapata según el mencionado lado menor, deberá considerarse la parte del diagrama de tensiones comprendida entre el paño de la columna (cd) y el eje neutro (ef). (parte ashurada de la figura siguiente)



La resultante de estas tensiones (Q) será:

$$Q_1 = \frac{(cd + ef \cdot h)}{2} (1/2)(Fc) = \frac{(30 + 114)(42)}{2} (1/2) (1.22) = 1,844.64 \text{ kgs.}$$

Fuerza que estará aplicada en el centro de gravedad del trapecio ashurado cuya distancia "d" a la sección cd es:

$$M_1 = (1,844.64) (25) = 46,116.00 \text{ Kg-cm.}$$

Para la consideración del lado mayor de la zapata se toma -- la tensión media entre el borde exterior y el eje neutro -- (g,k,i,j) suponiendo que esta tensión está repartida en las superficies (k,c,e,h,g) y (l,d,f,j,i).

$$\therefore \frac{F \text{ máx}}{2} = \frac{3.97}{2} = 1.985 \text{ kg/cm}^2$$

Las áreas (k,c,e,h,g) son:

A = área i,j,h,g, menos área de la columna, menos área del trapecio c,d,f,e.

$$A_t = (72)(150) - (30)(30) - \frac{(30+114)(42)}{2} = 6,876 \text{ cm}^2.$$

La resultante aplicada en el centro de gravedad de la superficie i,j,k,g tiene el siguiente valor:

$$Q_2 = \frac{(6,876)}{2} (1.985) = 6,824.43 \text{ kgs.}$$

La distancia de Q_2 a la sección k,c puede considerarse en -- igual forma a la encontrada para Q_1 .

$\therefore d = \frac{(60)}{3} \frac{(2)(72)}{30 + 72} + 30 = 34.12 \text{ cms.}$, y el momento producido es:

$$M_2 = (6,824.43)(34.12) = 232,849.55 \text{ kg-cm.}$$

CALCULO DE ALTURA DE LA ZAPATA.

M máx. = 232,849.55 Kg-cm. $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$. $f_c = 95 \text{ kg/cm}^2$ $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. $k = 16.61$ $j = 0.865$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{232,849.55}{(16.61)(120)}} = 10.81 \text{ cms.}$$

Para verificar el cortante supondré una $d = 20$ cms., ya que como es sabido, en la mayoría de los casos de zapatas, el peralte obtenido por el cortante predomina sobre el obtenido para el momento.

El valor del cortante máximo estará a una distancia $\frac{d}{2}$ de la cara del apoyo.

∴ La fatiga real a que está sometido el terreno es: $F = \frac{P}{A}$

$$F = \frac{22,000}{(150)(120)} = 1.22 \text{ kg/cm}^2 < 1.50 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V = (1.22)(120)(60) = 8,784 \text{ Kgs.}$$

El cortante unitario actuante es:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{8,784 \text{ Kgs.}}{(120)(0.865)(20)} = 4.23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{El permisible es } 0.5 \sqrt{f'c} = (0.5) (\sqrt{210}) = 6.24 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\therefore 6.24 \text{ kg/cm}^2 > 4.23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{232,849.55}{(1400)(0.865)(20)} = 9.61 \text{ cm}^2.$$

∴ Llevará 10ø No. 4 con área de $12.7 \text{ cm}^2 > 9.61 \text{ cm}^2$ (CLARO CORTU).

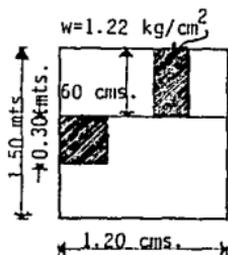
Checando por adherencia se tiene:

$$U = \frac{V}{\omega_c j d} = 10 \text{ varillas del No. 4} = 10 \times 3.98 = 39.80 \text{ cms.}$$

$$U = \frac{8,784}{(39.80)(0.865)(20)} = 12.76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$U \text{ permisible} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.27} = 36.51 \text{ kg/cm}^2 > 12.76 \text{ kg/cm}^2.$$

Considerando un recubrimiento de 10 cms., se tiene una altura total para la zapata de: $d + \text{recubrimiento} = 20 + 10 = 30 \text{ cms.}$



ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

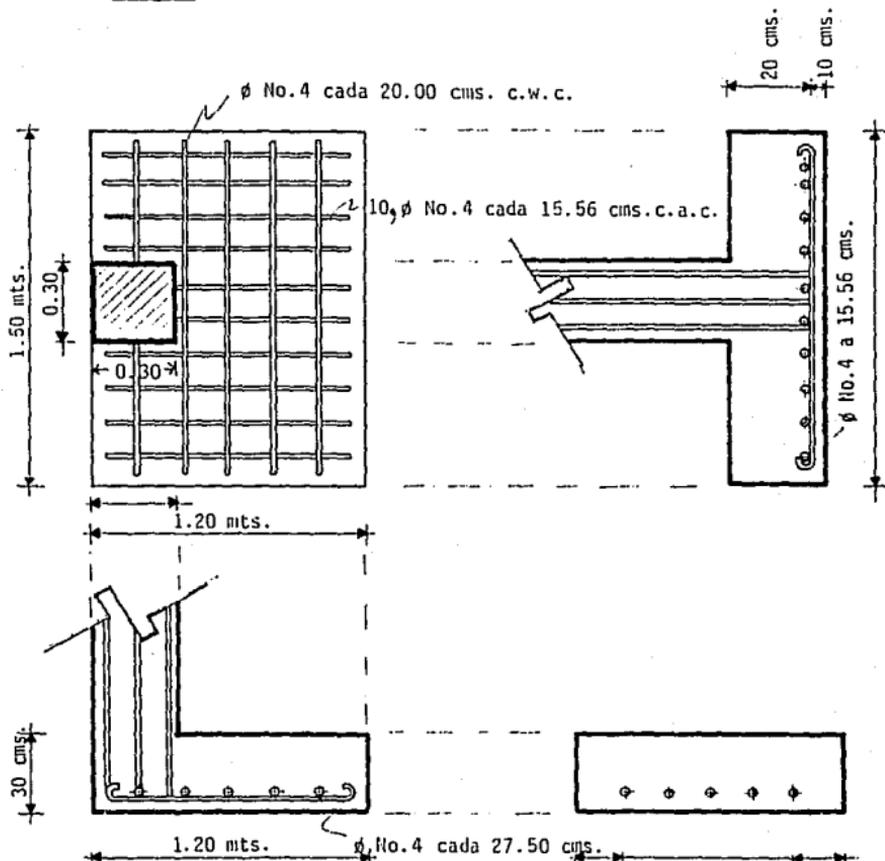
En claro largo se necesita:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{46,116.90}{(1400)(0.865)(20)} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ mfn.} = 0.002 \text{ bd} = (0.002)(150)(20) = 6.00 \text{ cm}^2.$$

∴ Llevará 5 ϕ No. 4.

ARMADO.



VI. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATAS MULTIPLES PARA VARIOS SOPORTES.

Zapatas que son precisas cuando dos o varios soportes soportan fuertes cargas y que debido a su proximidad no -- existe espacio suficiente para zapatas aisladas. También -- son necesarias cuando la cara extrema de una de las colum-- nas exteriores coincide, o queda situada cercana al lindero y que la utilización de una zapata aislada centrada bajo el apoyo obligará a rebasar el límite de propiedad. Para casos así es posible proyectar una zapata para la columna exte-- rior y la más cercana a ésta, de manera que el centro de -- gravedad de las superficies de apoyo de la zapata coincida con el punto donde pasa la resultante de las cargas en las columnas para así lograr distribución uniforme de las car-- gas del terreno. La planta de este tipo de zapatas puede -- ser rectangular o trapecial.

Se adopta esta última forma cuando las cargas en las - columnas sean de magnitud diferente o cuando la zapata no - se pueda prolongar más allá de la columna más cargada.

Las de forma rectangular son adecuadas cuando la colum na es interior o para las exteriores cuando la columna si-- tuada al borde del terreno por construir se encuentre resis-- tiendo la carga más ligera y se pueda prolongar la zapata -

más allá de la columna interior toda la longitud necesaria.

Como aplicación de esto efectuará el cálculo y diseño correspondiente a una zapata que sea común para dos pilares interiores cuyos datos son los siguientes:

Columna A con sección de 0.70 x 0.55 mts., soportando carga de 155,000 kgs.

Columna B con sección de 0.55 x 0.55 mts., soportando carga de 110,000 kgs.

Separación entre columnas = 3.30 mts.

Fatiga admisible del terreno = $F = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.

Fatiga admisible del concreto = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Fatiga admisible del acero = $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Debido a que en el sentido transversal la losa es de mayor ancho que las columnas, debajo de éstas se colocarán nervios en este sentido. El objeto de esto es que la carga se reparta y que actúe en toda la anchura de la losa.

El peso de la cimentación se considerará el 6% de la carga que soportan las columnas.

$$P_1 = (0.06)(155,000 + 110,000) = 15,900 \text{ Kgs.}$$

$$P_t = 155,000 + 110,000 + 15,900 = 280,900 \text{ Kgs.}$$

El área de apoyo necesaria será:

$$A = \frac{P}{F} = \frac{280,900}{2.5} = 112,360.00 \text{ cm}^2.$$

.. Se adoptará una sección de 5.50 x 2.20 mts., resultado de varios tanteos previos.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN SENTIDO CORTO.

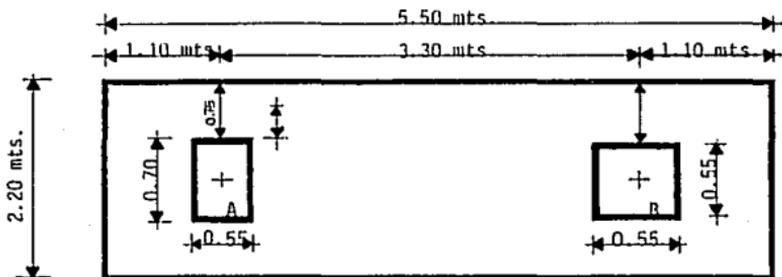
La carga por metro lineal en el nervio bajo la columna

$$A \text{ será } = \frac{155,000}{2.20} = 70,454 \text{ Kgs.}$$

La carga por metro lineal en el nervio bajo la columna

$$B \text{ será } = \frac{110,000}{2.20} = 50,000 \text{ Kgs.}$$

El momento actuante se calcula en la sección que pasa por la cara exterior de la columna, cuyo valor será en el caso más desfavorable para la columna A.



$$M_A = (70,454)(0.75) \frac{(0.75)}{2} = 19,815.19 \text{ Kg-mts.}$$

$$M_B = (50,000)(0.825) \frac{(0.825)}{2} = 17,015.63 \text{ Kg-mts.}$$

El ancho de los nervios lo consideraré de 1.20 mts., - teniendo como base la norma común de asignarles dimensiones entre una y dos veces el ancho de la columna. Considerando entonces $b = 1.20$ mts., se tiene el peralte solicitado por M_A que fue el más desfavorable.

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} \quad M = 1'981,519 \text{ Kg-cm.} \quad K = 16.61 \quad b = 120 \text{ cm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1'981,519}{(16.61)(120)}} = 31.53 \text{ cms.}$$

Sin embargo, para resistir correctamente los esfuerzos cortantes será necesario aumentar el valor del peralte a 45 cms. (Resultado de varios tanteos).

El esfuerzo cortante crítico en una sección a una distancia "d" de la cara de la columna será:

$$V = (70,454)(.75-.45) = 21,136.20 \text{ Kgs.}$$

El esfuerzo cortante unitario es:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{21,136.10}{(120)(0.865)(45)} = 4.52 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm. ("v" permisi- ble)}$$

El área de acero necesario será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1'981,519}{(1400)(0.865)(45)} = 36.36 \text{ cm}^2.$$

La sección más desfavorable para el esfuerzo cortante se tiene en la cara exterior de la columna y el valor de este será:

$$V = (70,454)(0.75) = 52,840.50 \text{ Kgs.}$$

Chequeo por adherencia:

$$U = \frac{V}{\sum_o j d} \quad U \text{ permisible} = 0.08 \sqrt{f'c'} = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

\sum_o = Suma total de perímetros de las barras.

$$\therefore \sum_o = \frac{V}{U j d} = \frac{52,840.50}{(17)(0.865)(45)} = 79.85 \text{ cms.}$$

∴ Llevará 12 ϕ No. 7 que tienen:

$$A_s = 46.44 \text{ cm}^2 > 36.36 \text{ cm}^2 \text{ y}$$

$$\sum_o = 83.64 \text{ cm} > 79.85 \text{ cm a 8 cms. c.a.c.}$$

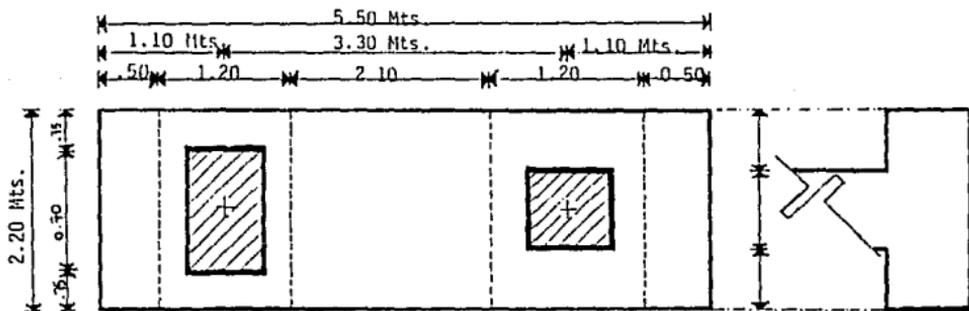
DISERO DE LA ZAPATA EN SENTIDO LARGO.

La carga por metro lineal en la zona longitudinal de la zapata será:

$$\frac{155,000 + 110,00}{5.50} = 48,182 \text{ Kgs/m.}$$

El momento positivo junto al borde exterior de los nervios transversales es:

$$M = (48,182)(0.50)\frac{(0.50)}{2} = 6,022.75 \text{ kg-mt.} = 602,275 \text{ kg-cm.}$$



El momento negativo en la sección que corresponde al punto medio entre las 2 columnas es:

$$M_A = (48,192)(2.75)\frac{(2.75)}{2} - (155,000)\frac{(3.30)}{2} = -73,524 \text{ Kg-mt.}$$

$$M_B = (48,192)(2.75)\frac{(2.75)}{2} - (110,000)\frac{(3.30)}{2} = -26 \text{ Kg-mt.}$$

La obtención del peralte se tendrá a partir del momento positivo.

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{602,275}{(16.61)(220)}} = 12.84 \text{ cms.}$$

Para el chequeo por cortantes y adherencia se efectúa de manera similar a la de una viga y no como se efectúa para zapatas. Esto se debe a que en el sentido longitudinal la losa equivale a una viga de gran anchura.

El esfuerzo cortante en la sección inmediata a la cara interior del nervio transversal es:

$$V_B = (48,192)(0.50 + 1.20) - 110,000 = 28,073.6 \text{ Kgs.}$$

$$V_A = (48,192)(0.50 + 1.20) - 155,000 = 81,926.4 \text{ Kgs.}$$

En la sección inmediata a la cara exterior es:

$$V_A = V_B = (48,192)(0.50) = 24,096 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} \quad v \text{ permisible} = 6.3 \text{ kg/cm}^2. \quad b = 2.20 \text{ mts.} \quad j = 0.865 \quad d = ?$$

$$v \text{ máx.} = 81,926.4 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore d = \frac{V}{v b j} = \frac{81,926.40}{(6.3)(220)(0.865)} = 68.33 \text{ cm.} \quad \therefore \text{ht} = -75 \text{ cms. con rec.} = 7 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{602,275}{(1400)(0.865)(68.33)} = 72.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{para resistir momento positivo})$$

$$\therefore \text{Llevará } 15 \text{ } \phi \text{ No. 8 con área de } 76.05 \text{ cm}^2 > 72.78 \text{ cm}^2 @ 6 \text{ cms. c.a.c.}$$

Ahora checaré las tensiones de adherencia en los puntos de inflexión.

Para determinar los puntos de inflexión haré momentos en un punto situado a una distancia "X" del extremo izquierdo de la losa (ver figura siguiente).

$$M = (48,182)(X)(X) - 155,000 (X-1.10) = 24,091 X^2 - 155,000X + 170,500 = 0$$

$$24,091 X^2 - 155,000X + 170,500 = 0$$

$$X = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{155,000 \pm \sqrt{(155,000)^2 - (4)(24,091)(170,500)}}{(2)(24,091)}$$

$$\therefore X = 1.41 \text{ Mts.}$$

El esfuerzo cortante en ese punto es:

$$V = (48,192)(1.41) - 155,000 = 87,049.28 \text{ Kgs.}$$

$$\Sigma_o = \frac{V}{U j d} \quad U = \text{Tensión permisible de adherencia} = 14.5 \text{ kg/cm}^2. \text{ (barras superiores).}$$

$$V = 87,049.28 \text{ Kgs.}$$

$$j = 0.865$$

$$d = 68.33 \text{ cms.}$$

$$\Sigma_o = \frac{87,049.28}{(14.5)(0.865)(68.33)} = 101.57 \text{ cms.}$$

.. Llevará 15 \emptyset No. 7 con $A_s = 58.05 \text{ cm}^2$. y $\Sigma_o = 104.55 \text{ cms.}$
 101.57 cms. (acero inferior en cara exterior del nervio transversal).

El acero necesario en la cara exterior del nervio transversal será:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad M = 602,275 \text{ Kg-mt.} \quad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_s = \frac{602,275}{(1400)(0.865)(68.33)} = 72.78 \text{ cms}^2.$$

.. Llevará 15 \emptyset No. 8 con $A_s = 76.05 \text{ cm}^2$. $\Sigma_o = 72.78 \text{ cm}^2$ y $\Sigma_o = 119.70 \text{ cms.}$

Chequeo por adherencia: considerando U permisible = 17 kg/cm². (barras inferiores).

$$v = 24,096. \text{ Kgs.}$$

$$\Sigma_o = \frac{v}{U j d} = \frac{24,096}{(17)(0.865)(68.33)} = 40.77 \text{ cms.} < 119.70 \text{ cms.}$$

Como la armadura longitudinal se coloca bajo la transversal, el peralte útil en esta sección será superior en aproximadamente 2.5 cms., al de las vigas transversales y será por lo tanto $d = 47$ cms., y el acero necesario en la parte inferior de la sección valdrá:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{(1400)(0.865)(47)} \quad M = (48,192)(0.75) \frac{(0.75)}{2} = 13,554 \text{ Kgs-mt.}$$

$$\therefore A_s = \frac{13,554}{56,917} = 23.81 \text{ cm}^2.$$

El cortante será:

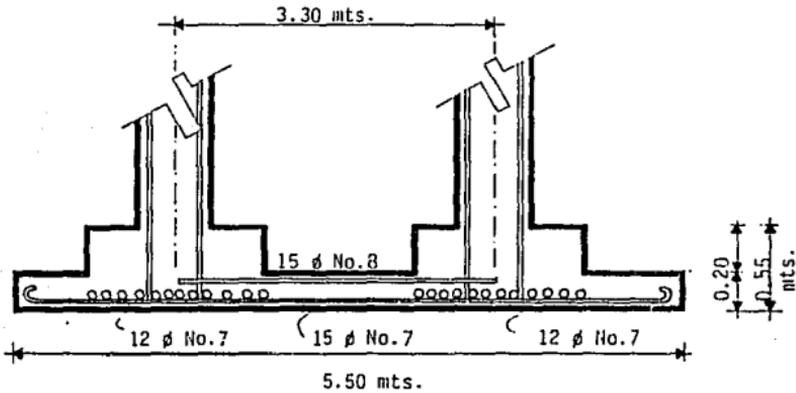
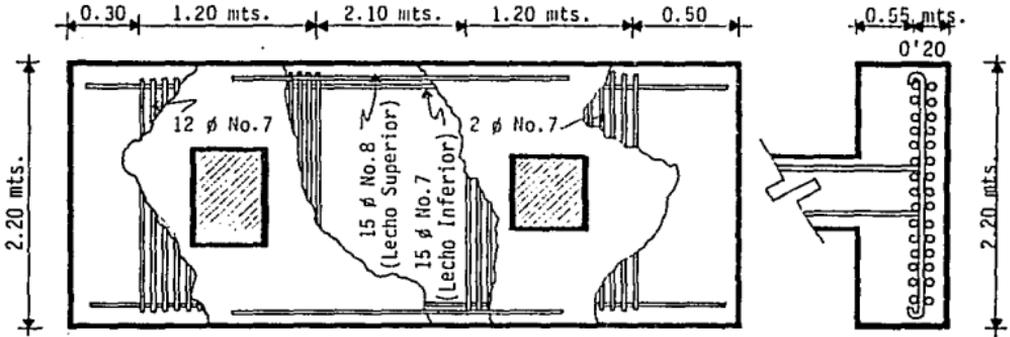
$$V = (48,192)(0.75) = 36,144 \text{ Kgs.}$$

$$\sum_o = \frac{36,144}{(17)(0.865)(47)} = 52.30 \text{ cms.}$$

\therefore Necesita 8 ϕ No. 7 con $\sum_o = 55.76$ cms. 52.30 cms. y

$$A_s = 30.96 \text{ cm}^2 > 23.81 \text{ cm}^2.$$

ARMADO:



VII. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATA COMUN PARA UN SOPORTE EXTERIOR Y OTRO INTERIOR.

El método de dimensionamiento es análogo al de una zapata común para dos columnas interiores. Se considera pues, que en sentido longitudinal la zapata equivale a una viga con carga hacia arriba aplicada en el claro central entre las columnas y en las ménsulas que arrancan de éstos.

Como la viga es más ancha que las columnas, las cargas en ellas se distribuyen en sentido transversal mediante nervios perpendiculares y la viga principal, colocándose cada uno de ellos bajo su columna respectiva.

Estos nervios no necesitan un peralte mayor que el de la losa de la zapata ya que ésta es relativamente estrecha y larga y por lo tanto, los momentos cortantes no son de gran magnitud en los nervios.

Por lo tanto, no serán piezas diferenciadas, sino que serán únicamente unas fajas transversales a considerar en la misma zapata y que se armarán de manera que resistan los momentos flectores transversales al igual que sus esfuerzos cortantes.

El ancho efectivo de estos nervios es mayor que el de

las columnas pero no mucho, ya que la carga actuante en él se deberá repartir según una ley uniforme a lo largo de todo su ancho.

Esta anchura efectiva se considerará igual a la de la columna, aumentada por cada lado de la misma una faja cuyo ancho sea igual a la mitad de la anchura de la columna o aumentada en el semiespesor de la zapata, tomándose el menor de estos valores. Lo anterior se tiene suponiendo que la -- carga debida a la columna se reparte en el interior de un -- haz limitado por 2 rectas que pasen por los bordes interiores de la base de ella y formen ángulos de 30° con la vertical.

Los datos para el proyecto de una zapata de este tipo, son los siguientes:

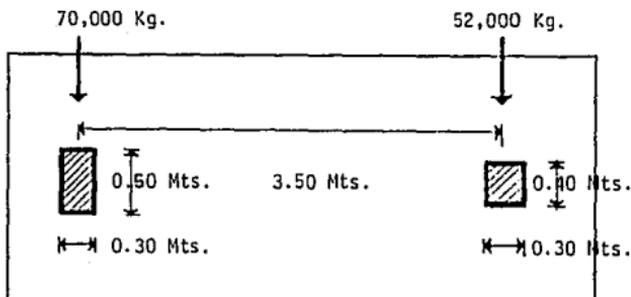
Columna exterior de 30 cms.x45 cms. soportando una carga $P_1 = 70,000$ Kgs.

Columna interior de 30 cms.x 45 cms. soportando una carga - $P_2 = 52,000$ Kgs.

La distancia entre columnas es de 3.50 mts. c.a.c. (ver figura). La carga admisible del terreno es de 1.5 kg/cm^2 .

Se utilizará concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Se utilizará acero con $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.



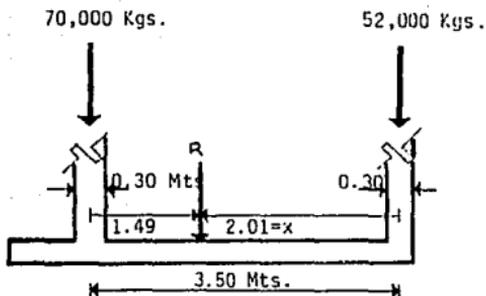
Peso de la zapata = 10% de $P_1 + P_2 = (0.10)(75,000 + 52,500) = 12,750$ Kgs.

$P_t = P_1 + P_2 + P_c = 75,000 + 57,500 + 12,750 = 140,250$ Kgs.

Area de sustentación = $\frac{P_t}{F} = \frac{140,250}{1.5} = 93,500$ cm²

Para tener una presión uniforme en el terreno, el centro de gravedad de la superficie de apoyo debe coincidir -- con el punto de intersección con dicha superficie de apoyo de la línea de acción de la resultante de las cargas actuales en las columnas.

La resultante de estas cargas quedará localizada a la distancia siguiente:



$$M_R = 0 (52,000)(x) - (12,750)(x-1.75) - (70,000)(3.50 - x)$$

$$\therefore x = 2.01 \text{ mts.}$$

La longitud de la zapata deberá ser:

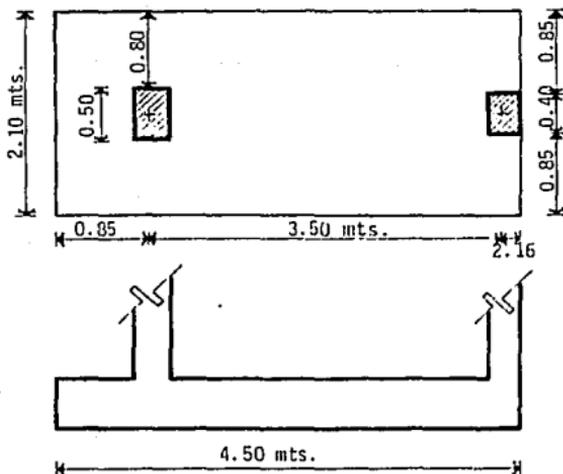
(2)(2.01+0.15) = 4.32 mts. \therefore Se adopta una longitud de 4.50 mts. y la anchura necesaria será:

$$ab = 93,500 \text{ cm}^2. \quad a = 4.50 \text{ mts.}$$

$$b = \frac{93,500}{4.50} = 2.08 \text{ mts.}$$

$$a = 4.50 \text{ mts.}$$

$$b = 2.10 \text{ mts.}$$

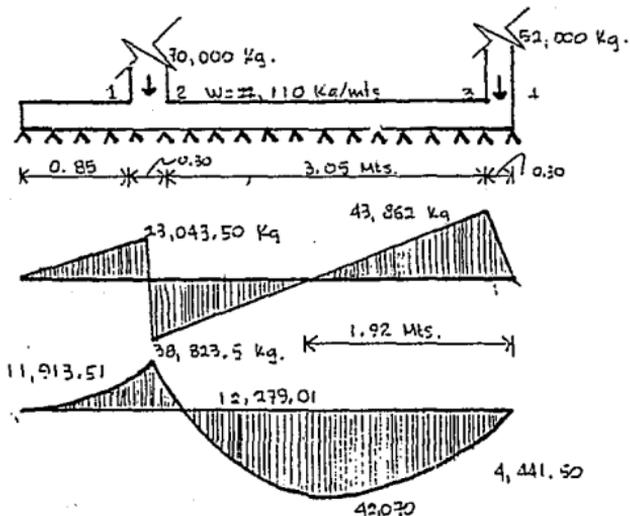


DISEÑO EN SENTIDO LONGITUDINAL.

La presión total ascendente por metro lineal es:

$$\frac{122,000}{450} = 27,110 \text{ Kgs.}$$

El máximo momento flexionante negativo en la zona entre las columnas en la sección en donde el esfuerzo cortante es cero. (distancia x de la figura siguiente).



$$V_1 = (27,110)(0.85) = 23,043.50 \text{ Kgs.}$$

$$V_2 = (27,110)(1.15) - 70,000 = 38,823.50 \text{ Kgs.}$$

$$V_3 = (27,110)(4.2) - 70,000 = 43,862.00 \text{ Kgs.}$$

$$M_1 = (27,110)(3.65)\left(\frac{3.65}{2}\right) - (52,000)(3.50 - (70,000) \dots \\ (0.15)) = 11,913.51 \text{ Kg-mt.}$$

$$M_2 = (27,110)(3.35)\left(\frac{3.35}{2}\right) - (52,000)(3.20) = 12,279.01 \text{ Kg-mt.}$$

$$V = 0 = (27,110)(x) - 52,000 \quad \therefore x = 1.92 \text{ m.}$$

$$M_x = (27,110)(1.92) \left(\frac{1.92}{2} \right) - (52,000)(1.92 - 0.15) = -42,070.00 \text{ Kg-mts.}$$

$$M_3 = (27,110)(0.3)(0.15) - (52,000)(0.15) = 6,580.05 \text{ Kg-mts.}$$

Diseño por momento: $K = 16.61$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{4'207,000}{(16.61)(210)}} = 34.73 \text{ cms.}$$

El ancho del nervio transversal bajo la columna interior será:

$$(30) + (2 \times 15) = 60 \text{ cms.} \quad \text{El esfuerzo cortante se comprobará para el borde interior -- del nervio.}$$

Con base en la figura anterior se tiene que:

$$V_{c_1} = 38,823.5 - (27,110)(0.15) = 34,757 \text{ Kgs. (columna interior)}$$

De acuerdo a lo anterior, el ancho del nervio transversal bajo la columna exterior será $30 + 15 = 45 \text{ cms.}$, y el esfuerzo cortante en el borde interior de este nervio será:

$$V_{c_2} = 43,862 - (27,110)(0.15) = 39,795.50 \text{ Kgs.}$$

En sentido longitudinal, la zapata equivale a una viga en que el valor de la relación canto-luz es del mismo orden que en las vigas comunes, el valor del esfuerzo cortante ad

misible se tomará de 6 Kg/cm².

Diseño por cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} \quad d = \frac{V}{v b j} = \frac{39,795.50}{(6)(210)(0.865)} = 36.51 \text{ cms.}$$

$$\therefore \underline{d = 36.5 \text{ cms.}} \quad \text{rec.} = 8.5 \text{ cms.} \quad \underline{h = 45 \text{ cms.}}$$

Acero necesario para resistir el momento negativo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4'207,000}{(1400)(0.865)(36.5)} = 95.18 \text{ cms.}$$

Las secciones más desfavorables de estas barras en relación con la adherencia están situadas en el borde interior de la columna extrema y en el punto de inflexión.

En nuestro caso está en el borde interior de la columna extrema y tiene un valor de:

$V_b = 43,862$ Kgs. El esfuerzo de adherencia permisible es 14 kg/cm². (barras superiores)

$$\therefore U = \frac{V}{j d} = \frac{V}{U j d} = \frac{43,862}{(14)(0.965)(36.5)} = 99.23 \text{ cms.}$$

\therefore Llevará 10 ϕ No. 8 a cada 10.5 cms., c.a.c.

Para el voladizo de la viga longitudinal que va más allá de la columna interior, se necesita la siguiente área de acero:

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1'191,351}{(1400)(0.865)(36.5)} = 26.95 \text{ cm}^2.$$

La sección desfavorable en cuanto la adherencia se localiza en la cara de la columna cuyo valor del cortante es $(27,110)(0.85) = 23,043.50$ Kgs., y la tensión admisible de adherencia es 17 Kg/cm^2 (barras inferiores).

$$\therefore \xi_s = \frac{V}{U j d} = \frac{23,043.50}{(17)(0.865)(36.5)} = 42.93 \text{ cms.}$$

\therefore Llevará 10 ϕ No. 6.

DISEÑO DEL NERVIÓ TRANSVERSAL BAJO LA COLUMNA INTERIOR.

La carga total por metro lineal ejercida en el nervio por el terreno es:

$$\frac{70,000}{2.10} = 33,333 \text{ Kgs/m.l.}$$

El momento flexionante en una sección que pase por el borde de la columna interior es:

$$M = (33,333)(0.80) \left(\frac{0.80}{2} \right) = 10,666.56 \text{ Kg-mt.}$$

El ancho del nervio se considera de 0.60 mts. y el peralte necesario será:

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{10,666.56}{(16.61)(60)}} = 32.72 \text{ cms.}$$

Debido a que el acero transversal se coloca sobre el -

longitudinal, el peralte real disponible será el obtenido - en el diseño en sentido longitudinal menos el diámetro de las barras, es decir, $36.50 - 1.91 = 34.59$ cms., y el acero necesario será:

$$A_s = \frac{1'204,155}{(1400)(0.865)(34.59)} = 28.48 \text{ cm}^2.$$

El cortante que pasa por la cara de la columna es:

$$V = (33,333)(0.80) = 26.666.40 \text{ Kgs.}$$

$$\Sigma_s = \frac{26,666.40}{(17)(0.865)(34.59)} = 51.95 \text{ cms.}$$

Llevará 10 \emptyset No. 6, colocadas en el interior del ancho efectivo del nervio.

DISEÑO DEL NERVIO TRANSVERSAL BAJO LA COLUMNA EXTERIOR.

El ancho efectivo como se vio anteriormente, para este nervio transversal de la columna exterior fue de $30 + 15 = 45$ cms., y el proceso de diseño es similar al anterior, por lo tanto, la carga total por metro lineal ejercida por el terreno en el nervio es:

$$\frac{52,000}{2.10} = 24,761.9 \text{ Kgs/m.l.}$$

El momento flexionante en el borde de la columna exterior es:

$$M = (24,761.9)(0.85)\frac{(0.85)}{2} = 8,945.24 \text{ Kg-mt.}$$

El peralte necesario será:

VIII. CALCULO Y DISEÑO DE ZAPATA DOBLE ARRIOSTRADA

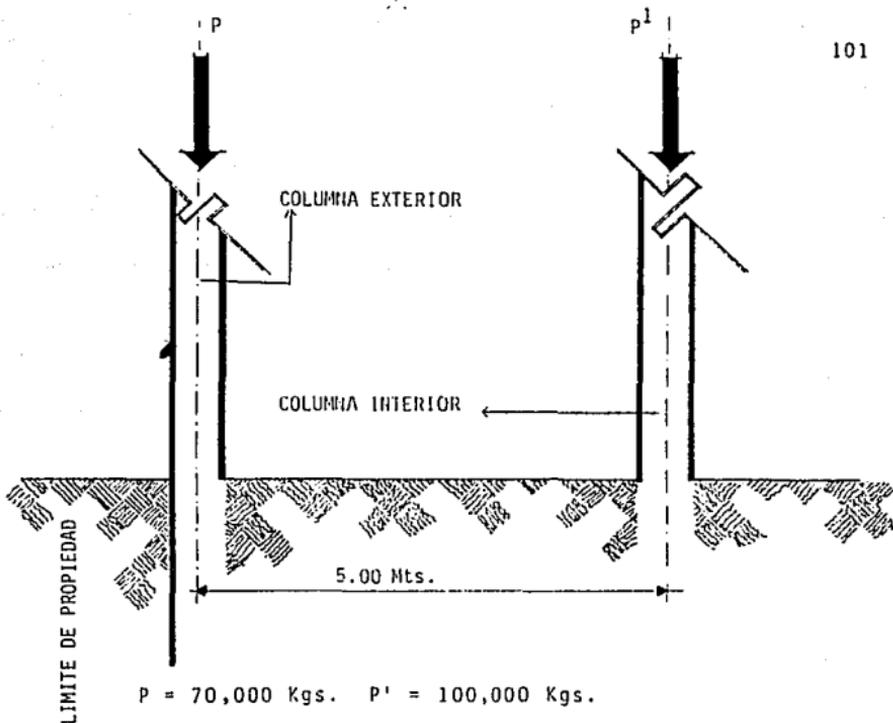
En este tipo de zapatas, la exterior se dispone excéntricamente con relación a su soporte correspondiente, con el objeto de no rebasar el lindero del terreno. Esta disposición origina una distribución desigual de la carga unitaria en el terreno además de una tendencia de basculamiento de la zapata.

Para evitar los efectos mencionados, se enlazan esta zapata y la interior más próxima por mediación de una viga llamada de arriostramiento.

Para que la carga ejercida en el terreno por las zapatas sea uniforme e igual, se deben proporcionar las áreas de sustentación de ellas. Para lograrlo, también será necesario que el centro de gravedad de la superficie conjunta de las dos zapatas coincida con el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas que actúan en las columnas.

Con respecto a la viga de arriostramiento, es normal construirla de manera que ésta no apoye directamente en el terreno.

Para la resolución de este tipo de zapata consideraré los siguientes datos:



$P = 70,000$ Kgs. $P' = 100,000$ Kgs.

Sección columna exterior: 30 x 50 cms.

Sección columna interior: 50 x 50 cms.

Separación entre columnas: 5.00 mts.

Fatiga del concreto $f'c = 210$ Kg/cm².

Fatiga del acero $f_s = 1400$ Kg/cm².

Carga admisible del terreno = 2 kg/cm².

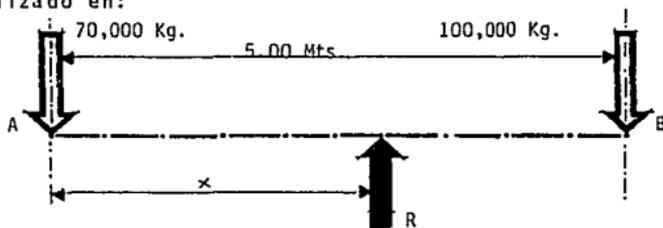
Suponiendo que el peso de la cimentación será el 6% de la carga total y que la trabe de arriostamiento tenga un peso propio de 1,000 kg/m.l., se tiene que el área de sustentación necesaria será :

$$P_t = (P + P')(1.06) = (70,000 + 100,000) (1.06)$$

$$P_t = 180,200 \text{ Kgs.}$$

$$F = \frac{P}{A} \quad A = \frac{P}{F} = \frac{180,200}{2} = 90,100 \text{ cm}^2.$$

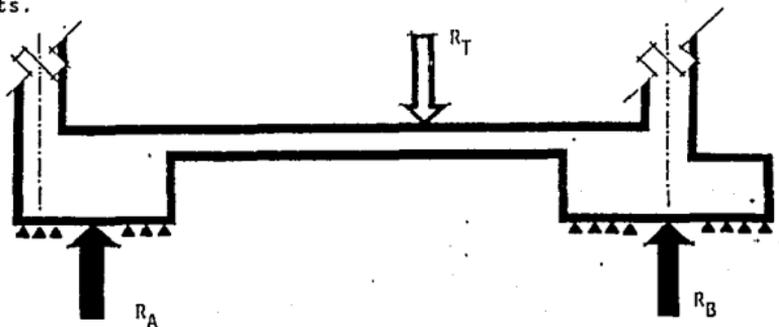
El centro de gravedad de las cargas de las columnas estará localizado en:



$$F_y = 0 = R - 70,000 - 100,000 \quad \therefore R = 170,000 \text{ Kgs.}$$

$$M_A = 0 = (100,000 \times 5) - R(x) \quad \therefore x = 2.94 \text{ mts.}$$

Será necesario efectuar algunos tanteos con objeto de distribuir el área de sustentación requerida ($90,100 \text{ cm}^2$), para resistir las cargas transmitidas por las columnas, entre la requerida para ambas zapatas de manera que el centro de gravedad de las dos coincida a la distancia "x" de 2.94 mts.



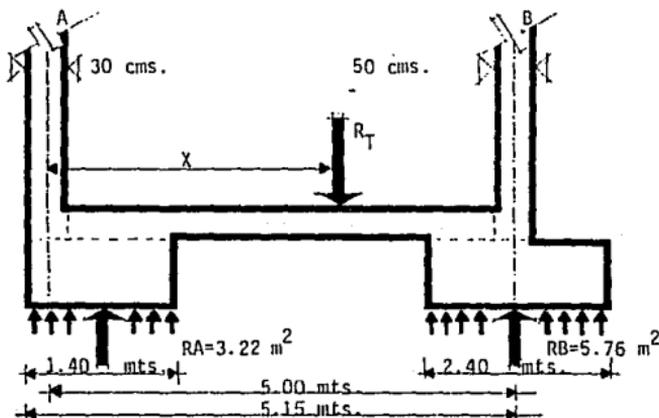
R_T = Area total de sustentación necesaria.

R_A = Area de sustentación necesaria para la zapata exterior.

R_B = Area de sustentación necesaria para la zapata interior.

$$R_A + R_B = R_T \quad R_T = 90,100 \text{ cm}^2.$$

Suponiendo que la zapata interior es cuadrada de 2.40 x 2.40 mts., y que la exterior es de 1.40 x 2.30 mts., tendrán las siguientes áreas de sustentación:



$$R_A = 140 \times 230 = 32,200 \text{ cm}^2.$$

$$R_B = 240 \times 240 = 57,600 \text{ cm}^2.$$

$$R_A + R_B = 89,800 \text{ cm}^2. = 90,100 \text{ cm}^2.$$

Encontrando el centro de gravedad se tiene lo siguiente:

te:

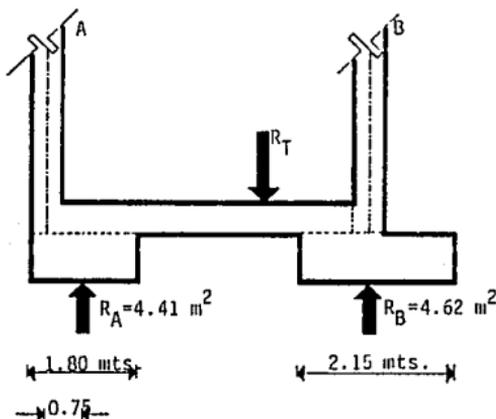
$$M_A = (R_T)(x) - (3.22)(0.70-0.15) - (5.26)(5) = 0$$

$$R_T = 89,800 \text{ cm}^2 = 8.98 \text{ m}^2.$$

$$\therefore x = 3.02 \text{ mts.} \neq 2.94 \text{ mts.}$$

\therefore No sirve.

Efectuando otro tanteo y considerando 2.15 x 2.15 mts. las dimensiones de la zapata interior y 1.80 x 2.45 mts., - para la exterior, se tiene lo siguiente:



$$R_A = 1.80 \times 2.45 = 4.41 \text{ m}^2.$$

$$R_B = 2.15 \times 2.15 = 4.62 \text{ m}^2.$$

$$R_A + R_B = 4.41 + 4.62 = 9.03 \text{ m}^2$$

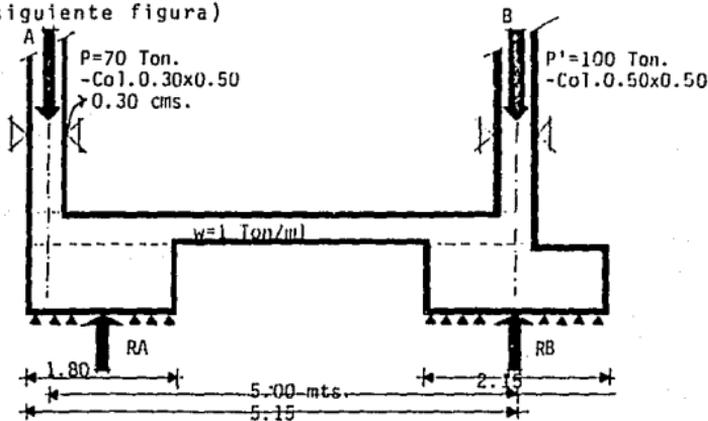
$$M_A = R_T(x) - R_A(0.75) - R_B(5) = 0$$

$$\therefore x = 2.92 \text{ mts.} \approx 2.94 \text{ mts.}$$

Por lo tanto, se consideran como correctas estas dimensiones.

CALCULO DE LA VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO.

Para poder calcular los momentos y esfuerzos cortantes, será necesario encontrar las magnitudes de las solicitaciones y de las reacciones; por lo tanto, se necesitará encontrar el valor de las presiones ejercidas por el terreno para cada zapata (R_A) zapata exterior, y (R_B) zapata interior. (Ver la siguiente figura)



$w =$ peso trabe = 1.00 ton./m.l.

$$M_B = P(5.00) + 1.00\left(\frac{5.15}{2}\right) - R_A(5.15 - 0.90) = 0$$

$$M_B = 350.00 + 2.58 - 4.25 R_A = 0$$

$$\therefore R_A = \frac{352.58}{4.25} = 85.5 \text{ ton.}$$

$$F_y = 70.00 + 100.00 + (1.00 \times 5.40) - 85.5 - R_B = 0$$

$$R_B = 175.40 - 85.5 = 89.90 \text{ ton.}$$

El momento máximo en la viga arriostrada será donde el

cortante es cero. Se tendrá por lo tanto lo siguiente:

La carga del terreno de la zapata exterior sobre la trabe será: $\frac{85.5}{1.80} = 47.5 \text{ ton./m.l.}$

$$V = 70 - 1x + 47.5 x = 0 \quad 46.5 x = 70 \quad \therefore x = \frac{70}{46.5} = 1.50 \text{ mts.}$$

El momento en esa sección será:

$$M \text{ máx} = -70(1.50 - 0.15) - 1.0 \left(\frac{1.50}{2} \right) + 47.5 \left(\frac{1.50}{2} \right) = 42.14 \text{ Ton/m.l.}$$

$$M \text{ máx} x = 4'214,000 \text{ Kg-cm.}$$

Diseño de la Trabe:

Suponiendo una $b = 60 \text{ cm.}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} \quad K = 16.61 \text{ para } f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, \quad fs = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Sustituyendo:

$$d = \sqrt{\frac{4'214,000}{16.61 \times 60}} = \sqrt{\frac{4'214,000}{996.60}} = \sqrt{4228} = 65 \text{ cm.}$$

Se tomará un recubrimiento de 10 cm. y por lo tanto la sección será:

$$b = 60 \text{ cm. y } t = 75 \text{ cm.}$$

$$\text{Acero: } As = \frac{M}{fs J d} \quad J = 0.865 \text{ para las mismas condiciones.}$$

Sustituyendo:

$$As = \frac{4'214,000}{1400 \times 0.865 \times 65} = \frac{4'214,000}{78,715} = 53.53 \text{ cm}^2.$$

El cortante en la cara del apoyo será:

$$V = 70 - 1(0.30) + 47.5(0.30) \quad V = 56.05 \text{ tons.} = 56.050 \text{ Kgs.}$$

Adherencia: $U \text{ perm.} = 14 \text{ kg/cm}^2$ $j = 0.865$ $d = 65 \text{ cm.}$

$$\sum_{\omega} = \frac{V}{U \cdot j \cdot d} = \frac{56,050}{14 \times 0.865 \times 65} = 71.22 \text{ cms.} = \text{perímetro barras.}$$

∴ 11 ∅ No. 8 proporcionan $A_s = 55.77 \text{ cm}^2 > 53.53 \text{ cm}^2$.

$$\text{perímetro} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm} > 71.22 \text{ cm.}$$

Como el momento flexionante en la trabe arriostrada va disminuyendo conforme va llegando la sección a el apoyo, -- siendo cero al llegar a él, se podrá suprimir parte de la armadura en donde no sea ya necesario; entonces podremos -- cortar la mitad del acero donde el momento sea igual a la mitad del máximo calculado. O sea:

$$M \text{ máx.} = 42,140 \text{ kg-m} \quad \frac{M}{2} = \frac{42,140}{2} = 21,070 \text{ K-m.}$$

La carga real del apoyo interior (B) sobre el extremo de la viga arriostrada será igual: $100 \text{ ton.} - 89.9 \text{ ton.} = 10.1 \text{ ton.}$

Si llamamos "x" a la distancia donde el momento es: igual a la mitad medida desde el apoyo (B) tendremos:

$$10.1x + 1 \left(\frac{x}{2} \right)^2 = 21.07 \quad \frac{20.2x + x^2}{2} = 21.07 \quad x^2 + \frac{20.2x - 42.14}{2} = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{20.2 \pm \sqrt{(20.2)^2 + 4(42.14)}}{2} = \frac{-20.2 \pm \sqrt{408.04 + 168.56}}{2}$$

$$x = \frac{-20.2 \pm \sqrt{576.60}}{2} = \frac{-20.2 \pm 24.01}{2} = 2.00 \text{ mts.}$$

∴ Se podrá cortar acero a una distancia de la superficie exterior de $5.15 - 2.00 = 3.15 \text{ mts.}$, y las barras se prolongarán una longitud de anclaje de por lo menos 12 ∅ de la vari

11a.

$$L = 3.15 + 12 (0.254) = 3.45 \text{ m}.$$

Cortante:

El esfuerzo cortante unitario máximo $v = \frac{V}{b d}$

$$v = 56,050 \text{ kgs. } b = 60 \text{ cms. } d = 65 \text{ cms.}$$

$$v = \frac{56,050}{60 \times 65} = 14.37 \text{ K/cm}^2.$$

Este valor excede del esfuerzo permisible que resiste el hormigón que es igual: $v_c = 0.3 \sqrt{f'c} = 0.3 \times 14.48 = 4.34 \text{ K/cm}^2$, - por lo tanto, será necesario acero en el alma para resistir el esfuerzo cortante.

Se considerarán estribos:

$$A_v = \frac{V' S}{f_s d} \quad \therefore \quad S = \frac{A_v f_s d}{V'}$$

$$V' = V - V_c \quad f_s = 1400 \text{ L/cm}^2. \quad S = \text{Separación de estribos}$$

d = Peralte.

$$V_c = v_c b d = 4.34 \times 60 \times 65 = 16,926 \text{ Kg.}$$

Considerando estribos ϕ No. 4 en 4 ramas, la separación será:

$$S = \frac{4(1.27)(1400)(65)}{56,050 - 16,926} = 11.8 \text{ cm. } \therefore 12 \text{ cm.}$$

El punto donde el concreto por sí solo podrá resistir el cortante será desde el extremo del apoyo (A):

$$V = -70 - 1(x) + 47.5 x = -16.926 \quad 46.5 x = 53.074$$

$$\therefore x = \frac{53.074}{46.5} = 1.14 \text{ mts.}$$

Por consiguiente se tendrá que armar estribos con la separación encontrada anteriormente a una distancia a partir del paño interior del soporte exterior de: $x = 1.14 - 0.30 + d$
 $x = 1.14 - 0.30 + 0.65 = 1.49 \text{ mts.}$

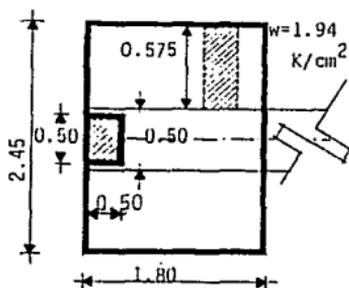
Después de esta distancia se tendrán que colocar estribos por especificación a una distancia $\frac{d}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm.}$

Será necesario colocar un refuerzo adicional en el lecho inferior de la trabe de arriostramiento, debido a esfuerzos cortantes eventuales o a posibles cambios de signo de momentos flexionantes debidos a asentamientos desiguales de la cimentación o también para armar los estribos.

CALCULO DE LA ZAPATA EXTERIOR.

Esta zapata se comporta igual que una zapata de un muro de 1.80 mts., de longitud; esto es debido al efecto estabilizador de la trabe de arriostramiento, lo cual hace que la reacción se transmita uniformemente a lo largo de los 1.80 mts.

La fatiga del terreno sobre la zapata será igual: $F = \frac{P}{A} = \frac{85,500}{180 \times 245} = 1.94 \text{ kg/cm}^2$



El elemento en el sentido trans--
versal de la trabe de arriostra--
miento será igual:

$$M = 1.94(1.80 \times 92.5 \times 46.25) = 1'493,921 \text{ K-cm.}$$

Diseño por momento: $K = 16.61$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1'493,921}{16.61 \times 1.80}} = 22.36 \text{ cm.}$$

Como el cortante en la mayoría de los casos de zapatas predomina sobre el momento, este peralte encontrado no es suficiente, por consiguiente supondremos otro peralte mayor del encontrado y checaremos el esfuerzo cortante.

Suponiendo $d = 30$ cm. y tomando en cuenta que el cortante máximo estará localizado a una distancia $d/2$ de la cara del apoyo:

$$V = 1.94 \times 180(92.5 - 15) = 27,063 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante unitario será igual:

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{27,063}{180 \times 30} = 5.01 \text{ K/cm}^2.$$

(permisible)

El esfuerzo máximo no excederá de:

$$0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{210} = 6.24 \text{ Kg/cm}^2 > 5.01 \text{ Kg/cm}^2.$$

ACERO DE REFUERZO.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1'493,921}{1400 \times 0.865 \times 30} = 41.12 \text{ cm}^2.$$

∴ 15 ∅ No. 6 proporcionan un área de 43.05 cm².

ADHERENCIA.

Para la adherencia, la sección crítica será en el borde de la trabe de arriostamiento, por consiguiente:

$$v = 1.94 \times 180 \times 92.5 = 32,301 \text{ Kg.}$$

$$U = \frac{v}{z_j d} \leq 15 \times 6 = 90 \text{ cm. } U = \frac{32,301}{90 \times 0.865 \times 30} = 13.83 \text{ K/cm}^2.$$

$$U \text{ perm.} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{0} = \frac{3.2 \times 14.48}{1.91} = 24.25 \text{ K/cm}^2.$$

$$24.25 \text{ Kg/cm}^2 > 13.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Será necesario colocar un refuerzo adicional por temperatura perpendicular al encontrado, el cual será: $A_s \text{ mín.} = 0.002 \text{ bd.}$

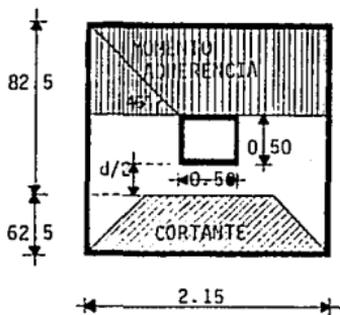
$$A_s \text{ mín.} = 0.002 \text{ bd} = 0.002 (245)(30) = 14.70 \text{ cm}^2.$$

∴ 12 ∅ No. 4 cuya $A_s = 15.24 \text{ cm}^2$.

DIMENSIONAMIENTO ZAPATA INTERIOR.

En ésta se desprejará el pequeño efecto que origina la trabe de arriostamiento y se calculará como una zapata simple aislada.

$$F = \frac{R_B}{A} = \frac{89,900}{215 \times 215} = 1.94 \text{ K/cm}^2.$$



Cálculo del momento flexionante:

$$M = 1.94(215)(82.5)(41.25) = 1'419,443 \text{ K-cm.}$$

2.15 Diseño por momento:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1'419,443}{6.61 \times 215}} = 20 \text{ cm.}$$

Diseño por cortante:

Suponemos $d = 40 \text{ cm.}$

$$V = 1.94(90 + 215)62.5 = 18,491 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b d} = \frac{18,491}{90 \times 40} = 5.14 \text{ K/cm}^2.$$

$$v \text{ perm.} = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \times 14.48 = 6.24 \text{ K/cm}^2. \quad 5.14 \text{ K/cm}^2.$$

ACERO DE REFUERZO.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1'419,443}{1400 \times 0.865 \times 40} = 29.30 \text{ cm}^2.$$

15 ϕ No. 5 proporcionan un Area = 29.85 cm² 29.39 cm².

Este mismo acero se proporcionará en la otra dirección.

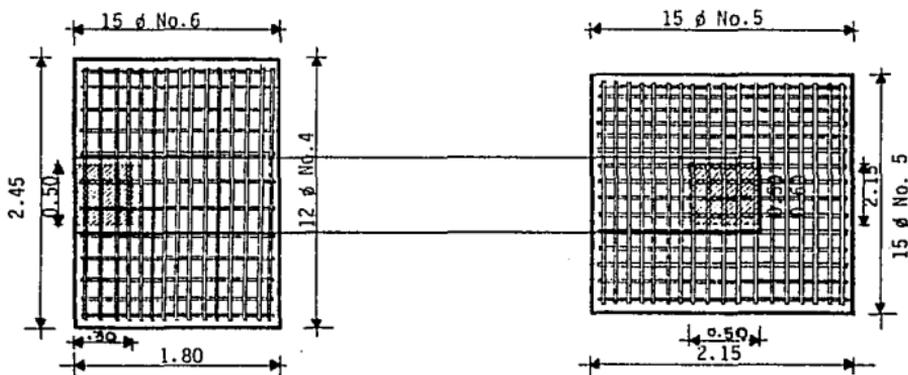
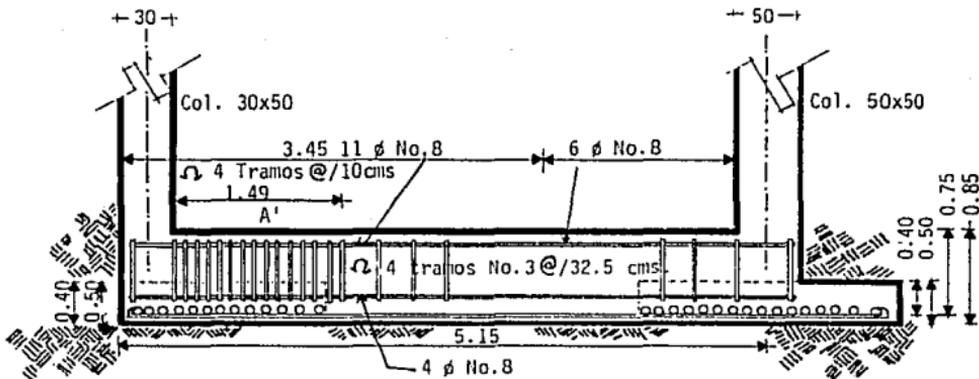
ADHERENCIA.

$$U = \frac{V}{j d} \quad V = 1.94 \times 215 \times 82.5 = 34,410 \text{ Kg.} \quad j d = 15 \times 5 = 75 \text{ cm.}$$

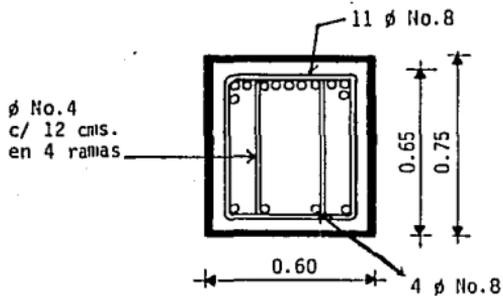
$$j = 0.865 \quad d = 40 \text{ cm.}$$

$$U = \frac{34,410}{75 \times 0.865 \times 40} = 13.26 \text{ K/cm}^2.$$

$$U \text{ per.} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.2 \times \sqrt{4.48}}{1.59} = 29.14 \text{ K/cm}^2 > 13.26 \text{ Kg/cm}^2.$$



Sección A-A' en trabe



IX. BIBLIOGRAFIA

- 1.- Cálculo de Construcción.
M. COMPANY.
- 2.- Hormigón Armado.
F. MONAL.
- 3.- Mecánica del Suelo.
S. SALAS.
- 4.- Cimentaciones.
A. LITTLE.
- 5.- Concreto.
TORRES H.
- 6.- Proyecto y Dimensionamiento de las
Estructuras de Hormigón.
WINTER.
- 7.- Mecánica del Suelo.
TSCHEBOTARIOFF.
- 8.- Mecánica del Suelo en la Energía Práctica.
TERZAGHI.