

INGENIERÍA

CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

[Clic aqui para ir al sitio web](#)

[Explore nuestra Tienda](#)



[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)



Fundamentos de INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Suelos y Cimentaciones



William Rodríguez Serquén

2019

2 Prefacio

Este trabajo, es el resultado de varios años de enseñanza y práctica de la ingeniería civil. No pretende ser algo terminado, sino que se mejora cada vez, con nuevos aportes de proyectos y temas. El objetivo que se tiene, es despertar la curiosidad en los estudiantes de ingeniería, y alertar sobre las previsiones que se deben tomar, cuando se participe en un proyecto. Durante la formación en esta carrera, la carencia que se nota es la desproporción, que hay entre la abstracción y modelado de las estructuras, como algo muy simplificado, y la escasa o nula descripción, de lo que se diseña, como parte de un proyecto más complejo. En los temas que se desarrollan aquí, se tiene como punto de vista básico, la ingeniería geotécnica, que abarca actualmente cuatro temas: la geología aplicada a la ingeniería civil, la mecánica de rocas, la mecánica de suelos y el diseño de cimentaciones. Se toma como principio, el hecho que las estructuras con el suelo, forman un sistema e interactúan entre sí y, que si un fenómeno sucede en el suelo, necesariamente afecta a la estructura. Y el suelo está sometido a muchos fenómenos de la geodinámica externa e interna; entonces las estructuras, están afectadas por esos fenómenos. Se deduce que, el ingeniero, está obligado a conocer todos esos fenómenos. Otro principio a considerar, es que un elemento estructural, forma parte de un sistema estructural más complejo, el cual debe ser conocido a cabalidad. Generalmente los principios de diseño de los elementos estructurales, se hacen de manera aislada, y dada la generalidad del tema, no se le estudia, como parte de un proyecto completo. Visto así, se tiene dificultades, cuando se empieza con los primeros diseños. En este caso tratamos de acercarnos un poco más a los proyectos. Se agradecen las críticas constructivas y son consideradas, en cada nueva edición de este trabajo. Es deseo del autor, que alguna parte, sea de provecho y aclare uno o más temas a los estudiantes, entonces se habrá conseguido el objetivo, de ser útil con el diseño y construcción de edificaciones, con el mayor número de previsiones, para evitar los daños a las edificaciones, por parte de los fenómenos naturales. No es suficiente, mostrar sólo las obras bien construidas, para orgullo de los ingenieros. También hay que mostrar las fallas, patologías, y a manera de forenses, buscar las causas, para que éstas no se repitan. Los diseños y construcciones, tienen un costo, y al ingeniero se le juzga severamente, pues se espera que tenga el más alto nivel de conocimientos.

W. Rodríguez S. CEng.

Contenido

Capítulo 1: Introducción	3
Capítulo 2: Propiedades índice de los suelos y su clasificación.	6
Capítulo 3: El Estudio de Suelos	45
Capítulo 4: El ensayo de penetración estándar	55
Capítulo 5: Esfuerzos en una masa de suelo	69
Capítulo 6: Esfuerzos que producen las edificaciones sobre el suelo	84
Capítulo 7. Ensayos de laboratorio	89
Capítulo 8: Asentamiento de las edificaciones	107
Capítulo 9: Efecto de las construcciones nuevas, sobre las estructuras ya existentes	121
Capítulo 10: Capacidad portante de los suelos	126
Capítulo 11: El colapso del suelo, debido a las excavaciones	138
Capítulo 12: Cimentaciones superficiales	141
Capítulo 13: El diseño estructural en concreto armado	154
Capítulo 14: Diseño de cimentaciones superficiales	166
Capítulo 15: Diseño de pilotes	230
Capítulo 16: Empuje de tierras y muros de Contención	255
Capítulo 17: Pre-dimensionado de cimentaciones	271
Capítulo 18: Comportamiento de un sistema estructura-suelo, debido a la aplicación de cargas	279
ANEXO: Formatos para los ensayos de Laboratorio	

INTRODUCCIÓN

1. GENERALIDADES.- Cuando se desea realizar un proyecto y construcción, de obras de ingeniería, se debe considerar el medio en el cual se realiza el proyecto. Una edificación, no es un elemento aislado, sino que interactúa con el medio. Una edificación u obra de ingeniería, se asienta sobre el suelo. Y esa edificación tiene cargas, las que transmite al suelo. El suelo no es un material firme, que garantiza totalmente la estabilidad. No tiene la resistencia tan grande, como el acero o el concreto, que son los componentes de la edificación, y que durante la carrera, se les da muchas horas de estudio, a diferencia del suelo. Al contrario, es un material que sufre deformaciones, y tiene una resistencia límite, la cual no debe ser superada por las cargas que provienen de la estructura. Es necesario entonces, calcular los esfuerzos que se producen en el suelo y, las deformaciones que se producen. Los estudiosos han encontrado, que cuando los asentamientos del suelo, son mayores a un cierto, valor límite, se producen grietas en la edificación. Por tanto, es necesario conocer los principios y ecuaciones que predicen el valor de las deformaciones, para no superarlas. Además el suelo no tiene una resistencia fija, sino que varía en cada lugar. Por tanto se tiene que determinar. Existen métodos teóricos y prácticos para determinar la capacidad portante. Aquí cobra importancia la experimentación de los materiales, en este caso del suelo, la cual nos proporciona parámetros geotécnicos, los que se usan en las teorías y ecuaciones de resistencia que se han desarrollado. La determinación de las características y propiedades del suelo, sirven para el diseño de las estructuras y cimentaciones. No es lo mismo diseñar una edificación sobre un suelo blando, que sobre un suelo rígido. Las fuerzas sísmicas son mayores, en las edificaciones asentadas sobre suelos blandos. Las cimentaciones son de mayor tamaño, en suelos de baja resistencia o capacidad portante, que sobre un suelo de mayor capacidad portante. Cada piso de edificación, representa peso adicional, y cuando se supera la resistencia del suelo, es necesario transmitir las cargas a otras partes más profundas, y mejor si es que es en roca. Por tanto, hay que conocer el estado del conocimiento sobre cimentaciones profundas, tales como los pilotes. Además de la teoría, aquí es importante también, el nivel de la tecnología.

2. EL MAPA GEOTECNICO.-

El diseño estructural y de cimentaciones debe considerar el tipo de suelo sobre el que se va a cimentar. Cuando se representan en un mapa, los variados tipos de suelo, éste se llama: Mapa geotécnico. Fig. (1), los suelos se clasifican en gravas (G), arenas (S), limos (M) y arcillas (S); y su combinación entre sí, como: Arenas bien gradadas (SW), arenas mal gradadas (SP), arenas limosas (SM), arenas

arcillosas (SC), Gravas limosas (GM) y gravas arcillosas (GC).

La ubicación del proyecto, y el conocimiento del suelo subyacente de la estructura, nos indica, la problemática geotécnica que va a tener la estructura. Por ejemplo, si la estructura está ubicada en un suelo arcilloso, va a tener problemas de expansibilidad y asentamientos. Si la estructura se asienta en un suelo arenoso, y hay nivel freático, la estructura puede estar sometida a licuación del suelo. Si además, el suelo es blando, la estructura va a tener problemas de amplificación sísmica, a diferencia de si se asienta en un material rígido o rocoso. El tipo de suelo nos indica qué tipo de medidas se deben tomar para disminuir o evitar sus efectos.

Si queremos diseñar una edificación, no sólo hay que considerar las fuerzas, que actúan sobre ella. Son muchas variables que van a afectar el diseño de cimentaciones, por ejemplo: el tipo de suelo (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad), la variación de estratos, la consistencia (media, blanda, dura), las propiedades físicas y mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión), la ubicación del nivel freático, la profundidad de cimentación, la capacidad portante por resistencia, la capacidad portante por asentamiento, el esfuerzo neto, los asentamientos diferenciales y totales, los agentes agresivos y ataque químico de suelos y aguas subterráneas (sales, cloruros, sulfatos), la expansibilidad y fuerza expansiva del suelo, la estabilidad del talud de la excavación, las especificaciones de los reglamentos de edificaciones, etc. Hay que dominar estos temas, y luego procederemos a diseñar la cimentación. El diseño, no debe concebirse como un simple cálculo de estructuras, sino como algo mucho más complejo.

3. EL MAPA DE PELIGROS.-

En la actualidad, en muchas ciudades, los ingenieros han clasificado los peligros, a los que van a estar sometidos cada zona, cuando ocurra un desastre natural o evento extraordinario, como terremotos, inundaciones, licuaciones de suelo, huracanes, tsunamis, etc., y los ingenieros los han plasmado en un mapa llamado: Mapa de peligros. En la Fig. 2. Se observa el Mapa de peligro por Inundaciones de la ciudad de Lambayeque, Perú.

El mapa de peligros, es el resultado de la superposición, de cada Mapa de peligro, que se realiza por separado; en realidad el Mapa de peligros, es el Mapa de peligro síntesis. El mapa de peligros síntesis, representa la acumulación de los mapas de peligros particulares como son:

- Mapa de peligro geológico
- Mapa de peligro sísmico
- Mapa de peligro por licuación de suelos
- Mapa de peligro por inundaciones
- Mapa de peligros por tsunamis
- Mapa de peligros por deslizamientos

El Mapa de Peligros, Fig. 3, contiene la zona donde se va a construir un proyecto. Delimita las áreas de peligro, las cuales se han clasificado como: Peligro muy alto (color rojo), Peligro alto (color anaranjado), Peligro medio (color amarillo) y, Peligro bajo (color verde). Nos indica las áreas que son adecuadas y las que no, para construir. Indica cuales son las áreas apropiadas para expansión urbana y equipamiento, y cuáles son las áreas donde se requieren estudios y especificaciones especiales, o donde no se debe

4 construir. Identifica las zonas críticas de una ciudad, donde se requieren obras de mitigación. Fomenta el crecimiento de la ciudad de manera ordenada, evitando que se hagan construcciones costosas, que pongan en riesgo la vida de las personas.

Las Naciones Unidas han clasificado en cuatro grupos, los fenómenos naturales que pueden causar desastres, y que son representados en un Mapa de peligros naturales:

A. Generados por procesos dinámicos en el interior de la tierra (Geodinámica interna).-

Terremotos, Maremotos o tsunamis, actividad volcánica.

B. Generados por procesos dinámicos en la superficie terrestre (Geodinámica externa).-

Deslizamientos, derrumbes, aludes, aluviones, deglaciación.

C. Generados por fenómenos meteorológicos, oceanográficos.-

Cambios climáticos (como el fenómeno de El Niño), cambios climáticos (sin El Niño),

Inundaciones, sequías, temporales, granizo.

D. De origen biológico.-

Plagas (langostas), epidemias.

Los desastres más frecuentes en nuestro país (Perú), son: Inundaciones, Aluviones menores (Huaycos o llocllas), deslizamientos, heladas, sequías, temporales y terremotos.

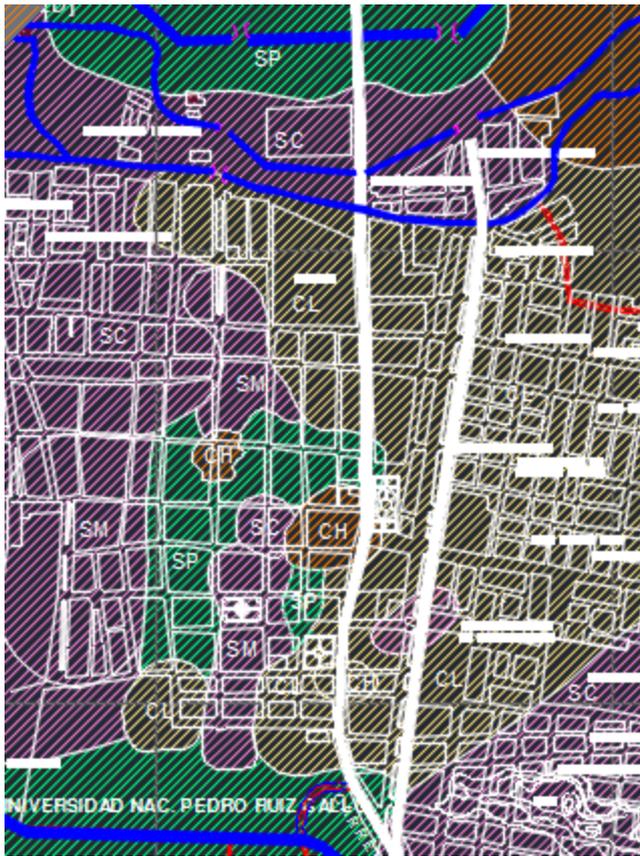


Fig. (1). Mapa geotécnico de la ciudad de Lambayeque. Perú.

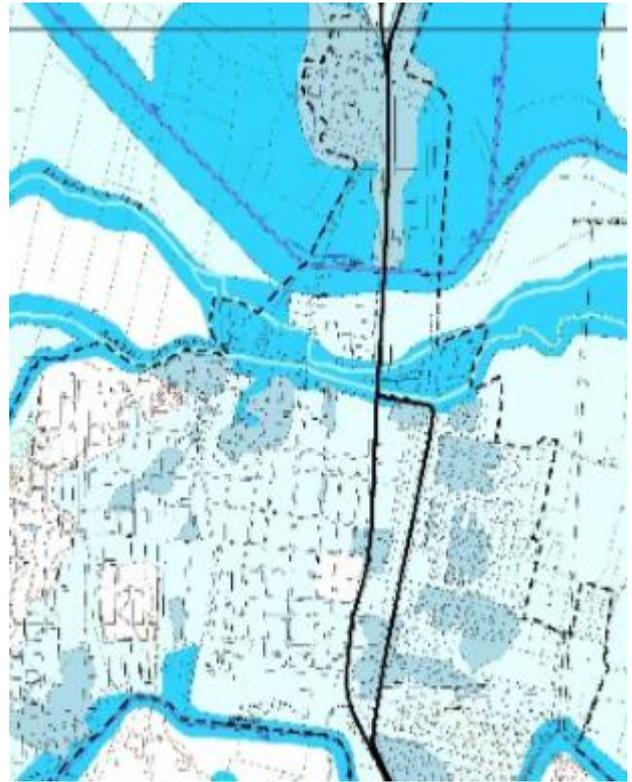


Fig. (2). Mapa de peligro por Inundaciones de la ciudad de Lambayeque. Perú.

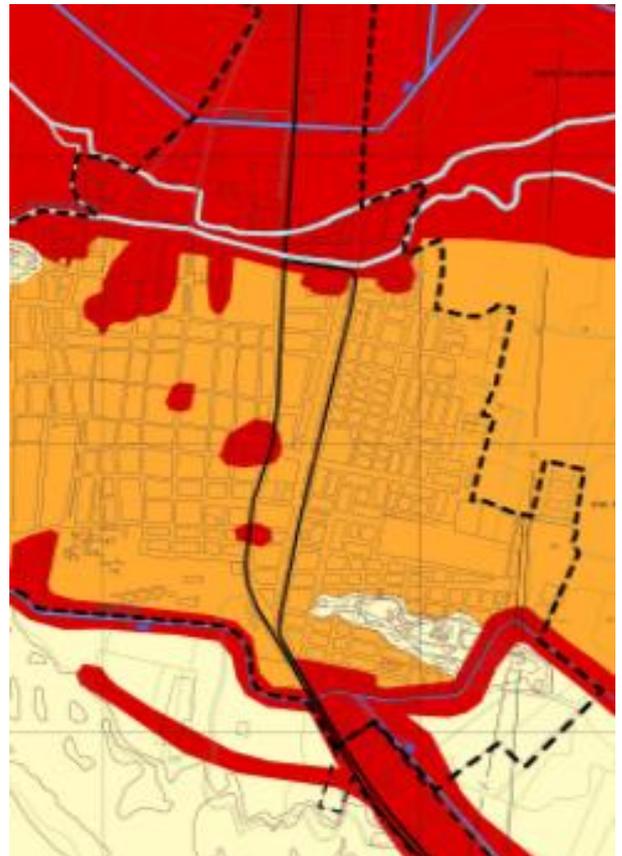


Fig. (3). Mapa síntesis de Peligros de la ciudad de Lambayeque. Perú. El significado de lo que indica cada color está en la figura 4.

En la Fig. 4, se muestra la clasificación de los peligros y en la Fig. 5, se muestra el proceso de obtención del Mapa de peligros síntesis, como el resultado de la acumulación, de los peligros que afectan una ciudad.

De lo expuesto, queda claro que un proyecto o una edificación, tiene que diseñarse de manera específica considerando, la zona donde se va a construir, y teniendo en cuenta los fenómenos naturales a los que va a estar expuesta, siendo diferente su diseño, para otro lugar. De tal manera que no existe un diseño típico que se aplique para todo lugar. Por ejemplo un diseño de un proyecto, para un suelo arenoso, es diferente que un diseño para un suelo expansivo, puesto que para el primero, no es factor gravitante la expansibilidad, cosa que sí lo es en el segundo. Para el segundo diseño puede que no sea gravitante la licuación de suelos, cosa que si lo puede ser en el primero.

PELIGROS	ZONAS DE PELIGRO MUY ALTO	<p>Sectores amenazados por alud-avalanchas y flujos repentinos de piedra y lodo (huaicos).</p> <p>Áreas amenazadas por flujos piroclásticos o lava.</p> <p>Fondos de quebradas que nacen de la cumbre de volcanes activos y sus zonas de deposición afectables por flujos de lodo.</p> <p>Sectores amenazados por deslizamientos. Zonas amenazadas por inundaciones a gran velocidad, con gran fuerza hidrodinámica y poder erosivo.</p> <p>Sectores amenazados por tsunamis.</p> <p>Suelos con alta probabilidad de ocurrencia de Licuación generalizadas o suelos colapsables en grandes proporciones.</p>
	ZONAS DE PELIGRO ALTO	<p>Sectores donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas.</p> <p>Sectores, que son inundados a baja velocidad y permanecen bajo agua por varios días.</p> <p>Ocurrencia parcial de la licuación y suelos expansivos.</p>
	ZONAS DE PELIGRO MEDIO	<p>Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas.</p> <p>Inundaciones muy esporádicas con bajo tirante y velocidad.</p>
	ZONAS DE PELIGRO BAJO	<p>Terrenos planos o con poca pendiente, roca o suelo compacto y seco, con alta capacidad portante.</p> <p>Terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznable. No amenazados por actividad volcánica o tsunamis.</p>

Fig. 4. Clasificación de los peligros.



Fig. (5). Obtención del mapa síntesis de peligros, como una acumulación, de los demás peligros.



Fig. 6. Desastre por inundaciones, debido al fenómeno denominado "El Niño", en el conjunto habitacional Mocce, ubicado en la zona nor-oeste, de la ciudad de Lambayeque, Perú. Observar la concordancia con la zonificación de los mapas de inundaciones y de peligro síntesis.

PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS Y SU CLASIFICACIÓN

PROPIEDADES ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.-

Se trata sobre las propiedades físicas de los suelos, las definiciones que se usan, las relaciones de peso y volumen, el análisis granulométrico por tamizado, los límites líquido y plástico, los ensayos que se realizan para obtener los parámetros físicos del suelo y, la aplicación de los mismos, para conocer el comportamiento del suelo.

2. PROPIEDADES ÍNDICE. –

Son aquellas que nos indican de una manera rápida y práctica, del estado y naturaleza del suelo, con fines posteriores, como elaborar perfiles estratigráficos, clasificación de suelos, propiedades y parámetros complementarios de capacidad portante, con fines de cimentación. Las propiedades índice son:

- Peso específico de masa.
- Contenido de humedad.
- Peso específico de sólidos.
- Relación de vacíos.
- Porosidad.
- Grado de Saturación de agua.
- Grado de saturación de aire.
- Peso específico seco.
- Compacidad relativa.
- Distribución granulométrica.



Fig. 1. Vista al microscopio, de una arena de playa, en estado húmedo, de la ciudad de Pimentel, Chiclayo, Perú.

3. RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS.-

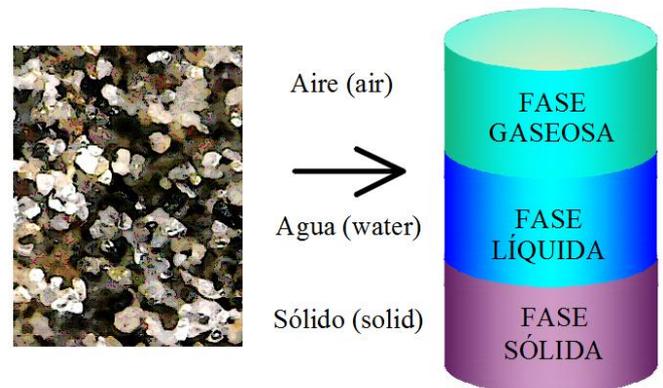


Fig. 2. Esquema de una muestra de suelo y el modelo de sus tres fases.

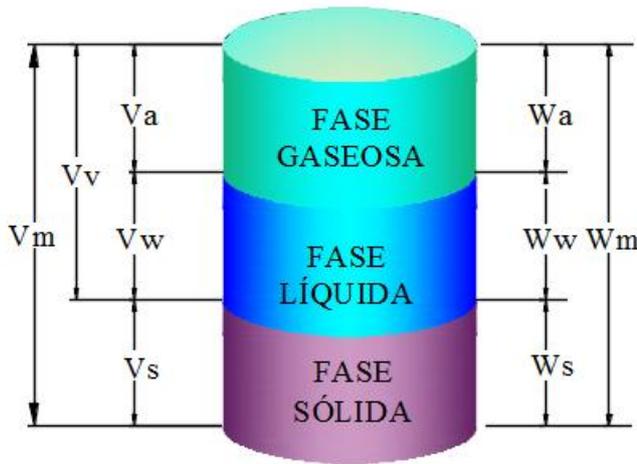


Fig. 2. Esquema de una muestra de suelo.

NOMENCLATURA. –

W_m = Peso de masa.

W_s = Peso de sólidos.

W_w = Peso de líquido.

W_a = Peso del aire.

V_m = Volumen de masa

V_s = Volumen de sólidos.

V_w = Volumen del líquido .

V_a = Volumen del aire

V_v = Volumen de vacíos o huecos

Se deduce que:

$$W_m = W_s + W_w + W_a$$

Considerando que:

$$W_a = 0$$

$$W_m = W_s + W_w$$

$$V_m = V_s + V_w + V_a$$

$$V_v = V_w + V_a$$

4 DEFINICIONES.-

4.1 PESO ESPECÍFICO DE MASA.- (γ_m)

Llamado también *peso unitario*, *peso volumétrico*, *peso específico aparente* o *peso específico*. Es la relación entre la masa de un suelo, y su volumen de masa. Otra manera de definirlo, es el peso de una unidad de volumen de suelo. Se suele medir en gr/cm^3 , y se determina, tallando una muestra inalterada de suelo, en un anillo metálico, cuyas dimensiones, diámetro y altura, son medidos previamente con un vernier.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Valores referenciales de pesos volumétricos son los presentados a continuación, los cuales son afectados por la humedad del suelo. Se resalta el hecho que, un m^3 de suelo supera la tonelada, lo cual debe ser considerado, cuando ocurren derrumbes durante las excavaciones.

Tabla 1. Valores referenciales de pesos volumétricos.

Tipo de suelo	γ_m t/m ³ , gr/cm ³
Arena	1.6-1.9
Arena con limo	1.6-1.9
Arena con arcilla	1.7-1.9
Limo	1.6-1.9
Arcilla	1.8-1.9
Grava	1.8-2.0

4.2 CONTENIDO DE HUMEDAD (ω , w).-

Llamado también *humedad* o *contenido de agua*. Es la relación entre peso del agua contenida en el suelo, y el peso de sólidos. Se expresa en porcentaje.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} * 100\%$$

4.3 PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS

(γ_s , G_s).-

Llamado también *peso específico de las partículas sólidas*. Es la relación entre el peso de sólidos de un suelo, y el volumen de sólidos. Es el peso por unidad de volumen de la fase sólida.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

4.4 GRAVEDAD ESPECÍFICA, (S_s). –

Llamada también *peso específico relativo de las partículas sólidas*, *densidad de sólidos*.

Es el peso específico de sólidos, dividido entre el peso específico del agua a 4° C (1 gr/cm^3). Carece de unidades.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Tabla 2. Valores de gravedad específica.

Tipo de suelo	Ss, Gs
Arena	2.60 -2.70
Arena limosa	2.67-2.70
Arcilla inorgánica	2.70-2.80
Suelos con micras	2.75-3.0
Suelos orgánicos	variable, puede ser <2

4.5 DENSIDAD APARENTE (ρ).

Llamada también *densidad húmeda*. Es la masa de un suelo, dividida entre su volumen.

$$\rho = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}} = \frac{W_m}{g V_m}$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

4.6 RELACIÓN DE VACÍOS (e).

Llamada también *índice de poros* o *índice de huecos*. Es la relación entre el volumen de vacíos de un suelo, y el volumen de la fase sólida de un suelo.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_w + V_a}{V_s}$$

Donde:

$$\text{Volumen de vacíos: } V_v = V_w + V_a$$

4.7 POROSIDAD (n).

Es la relación entre el volumen de vacíos de un suelo, y el volumen de masa de un suelo.

$$n = \frac{V_v}{V_m}$$

4.8 GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA, GRADO DE SATURACIÓN (G_w).

Es la relación entre el volumen de agua contenida en un suelo, y el volumen de vacíos. Se expresa en porcentaje,

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \%$$

4.9 GRADO DE SATURACION DE AIRE (G_a).

Es la relación entre el volumen de aire contenido en un suelo, y el volumen de vacíos. Se expresa en porcentaje,

$$G_a = \frac{V_a}{V_v} * 100 \%$$

4.10 PESO ESPECIFICO SECO (γ_d).

Es la relación entre el peso de una muestra seca de un suelo, y el volumen de masa.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

4.11 COMPACIDAD RELATIVA, DENSIDAD RELATIVA O ÍNDICE DE DENSIDAD (C_r , D_r , I_d).

Relaciona la relación de vacíos natural de un suelo gravoso o arenoso, respecto a las relaciones de vacíos máxima y mínima. Tiene la siguiente expresión:

$$C_r = \frac{e_{\text{máximo}} - e_{\text{natural}}}{e_{\text{máximo}} - e_{\text{mínimo}}}$$

Se suele expresar en porcentaje.

En las Figs. 2, 3 y 4 se observan tres estados de una misma arena: floja o suelta, media y compacta. Para una misma unidad de volumen, la relación de vacíos, es mayor en las arenas sueltas que en las compactas.

En las **arenas sueltas**, la relación de vacíos: $e_{\text{natural}} = e_{\text{máximo}}$. Por tanto, $C_r = 0$.

En las **arenas compactas**, la relación de vacíos: $e_{\text{natural}} = e_{\text{mínimo}}$. Entonces, $C_r = 1$ o 100% . Mientras más denso es un suelo, mayor es su resistencia a la compresión y al esfuerzo cortante.



Fig. 3. Arena suelta vista al microscopio.



Fig. 4. Arena en estado medio denso vista al microscopio.



Fig. 5. Arena densa (compactada) vista al microscopio.

Se clasifican los suelos según el valor de la Compacidad relativa:

Tabla 3. Valores de compacidad relativa Cr .

Estado	Compacidad relativa, $Cr(\%)$	Densidad
Suelto	< 35	Menor
Medio denso	35 - 65	
Denso	65 - 85	
Muy denso	85 - 100	Mayor

5. RELACIONES ENTRE LAS PROPIEDADES ÍNDICE. –

A. RELACIÓN ENTRE LA RELACIÓN DE VACÍOS e Y LA POROSIDAD n .

$$e = f(n)$$

Sabemos que:

$$n = \frac{V_v}{V_m}$$

Por lo tanto, tenemos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v / V_m}{V_s / V_m} = \frac{n}{V_s / V_m} = \frac{n}{\frac{(V_m - V_v)}{V_m}}$$

$$e = \frac{n}{\frac{(V_m - V_v)}{V_m}} = \frac{n}{1 - n}$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

De aquí se deduce que:

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

B. RELACIONES ENTRE γ_m , ω , e y γ_s .

$$\gamma_m = f(\omega, e, \gamma_s)$$

Sabemos que:

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} * 100\%$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow V_v = e V_s$$

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Por lo tanto, tenemos:

Sabiendo que $W_a = 0$, tenemos:

$$\begin{aligned} \gamma_m &= \frac{1 + \omega}{V_m / W_s} = \frac{(1 + \omega) W_s}{V_m} \\ &= \frac{(1 + \omega) \gamma_s}{\frac{V_m}{V_s}} \end{aligned}$$

$$\gamma_m = \frac{(1 + \omega) \gamma_s}{\frac{V_s + V_v}{V_s}} = \frac{(1 + \omega) \gamma_s}{1 + e}$$

$$\gamma_m = \frac{(1 + \omega) \gamma_s}{1 + e}$$

C. RELACIONES ENTRE G_ω , ω , e y S_s .

$$G_\omega = f(\omega, e, S_s)$$

Sabemos que:

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{W_\omega}{W_s} \times 100\% \\ e &= \frac{V_v}{V_s} \rightarrow V_v = e V_s \\ \gamma &= \frac{W}{V} \rightarrow V = \frac{W}{\gamma} \\ S_s &= \frac{\gamma_s}{\gamma_\omega} \end{aligned}$$

Por lo tanto, tenemos:

$$G_\omega = \frac{V_\omega}{V_v} * 100\%$$

$$G_\omega = \frac{V_\omega}{e V_s} * 100\%$$

$$G_\omega = \frac{W_\omega}{\gamma_\omega e V_s} * 100\%$$

$$G_\omega = \frac{W_\omega}{\gamma_\omega e \frac{W_s}{\gamma_s}} * 100\%$$

$$G_\omega = \frac{\omega \gamma_s}{e \gamma_\omega} = \frac{\omega S_s}{e}$$

$$G_\omega = \frac{\omega S_s}{e}$$

6. ESTADOS DEL SUELO.-

- 6.1 Estado húmedo o parcialmente saturado.
- 6.2 Estado seco.
- 6.3 Estado saturado.
- 6.4 Estado saturado y sumergido.

6.1 ESTADO HÚMEDO. -

Conocido también como *estado natural* o *estado parcialmente saturado*.

El estado húmedo es el estado natural del suelo, por lo que las ecuaciones serán las mismas que las estudiadas anteriormente, ya que contiene las tres fases.

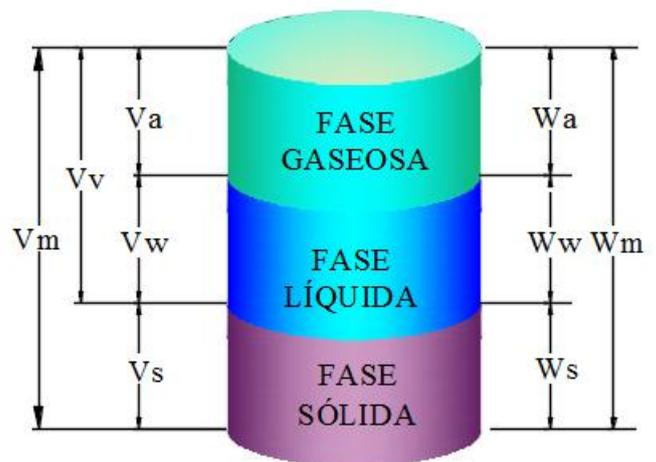


Fig. 6. Modelo de fases para suelo húmedo.

PESO ESPECÍFICO DE MASA:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_a + W_\omega + W_s}{V_a + V_\omega + V_s}$$

$$\gamma_m = \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \gamma_s$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA.-

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} * 100 \%$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AIRE.-

$$G_a = \frac{V_a}{V_v} * 100 \%$$

6.2 ESTADO SECO. -

En este estado el suelo carece de fase líquida, por lo tanto, contiene las fases sólida y gaseosa.

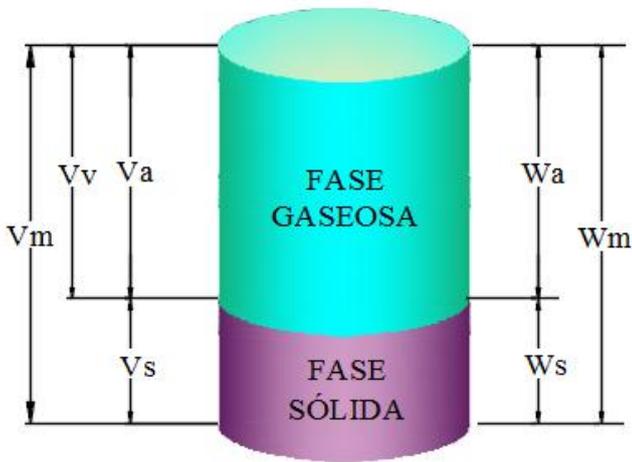


Fig. 7. Modelo de fases para Suelo Seco.

PESO ESPECÍFICO SECO.-

$$\gamma_d = \left(\frac{W_m}{V_m} \right)_d = \frac{W_a + W_w + W_s}{V_s + V_v} = \frac{W_s}{V_s + V_v}$$

De:

$$\gamma_m = \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \gamma_s$$

Con $w = 0$

Resulta:

$$\gamma_d = \left(\frac{\gamma_s}{1 + e} \right)$$

Combinando las dos últimas ecuaciones se obtiene otra manera de hallar el peso específico seco:

$$\gamma_d = \left(\frac{\gamma_m}{1 + w} \right)$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA.-

$$G_w = \frac{\omega \cdot S_s}{e}$$

$$G_w = 0$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AIRE.-

$$G_a = \frac{V_a}{V_a + V_w} = \frac{V_a}{V_a} = 1$$

$$G_a = 100 \%$$

6.3 ESTADO SATURADO. -

La fase gaseosa es ocupada por el agua.

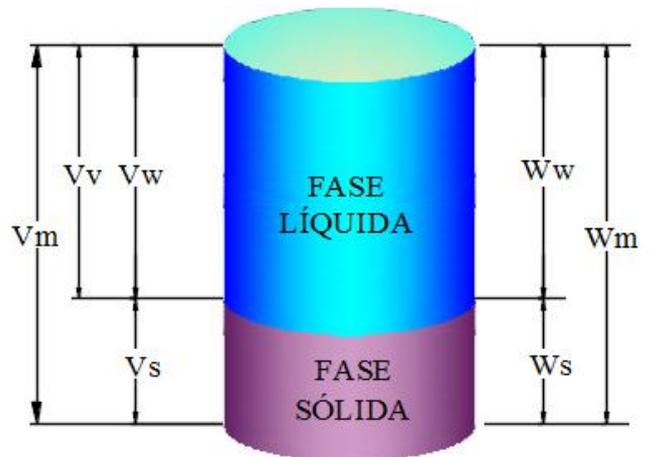


Fig. 8. Modelo de fases para Suelo Saturado.

PESO ESPECIFICO EN ESTADO SATURADO.-

$$\gamma_{SAT} = \left(\frac{W_m}{V_m} \right)_{SAT}$$

$$\gamma_{SAT} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w}$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA.-

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_a + V_w} = 1$$

$$G_w = 100 \%$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AIRE.-

$$G_a = 0$$

$$G_a = \frac{V_a}{V_a + V_w} = 0$$

$$G_a = 0$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 1 \text{ t/m}^3$$

6.4 ESTADO SATURADO Y SUMERGIDO. -

Cuando existe manto acuoso, hay que considerar el suelo en estado saturado y sumergido. Al sumergirse, según el principio de Arquímedes, el suelo experimenta un empuje, hacia arriba, igual al peso del volumen de agua desalojada.



Fig. 9. Fuerzas debidas al peso y al empuje, en un suelo en estado saturado y sumergido.7.

PESO ESPECÍFICO SATURADO Y SUMERGIDO.-

$$\gamma' = \left(\frac{W_m}{V_m} \right)_{sat \text{ y } sum}$$

$$\gamma' = \frac{W_m - E}{V_m} = \frac{W_m - W_w}{V_m}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

ENSAYOS DE LABORATORIO, PARA OBTENER ALGUNAS PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS.-

CONTENIDO DE HUMEDAD.-

Se determina pesando el suelo en dos etapas, en estado natural y en estado seco, después de llevar una muestra a la estufa.

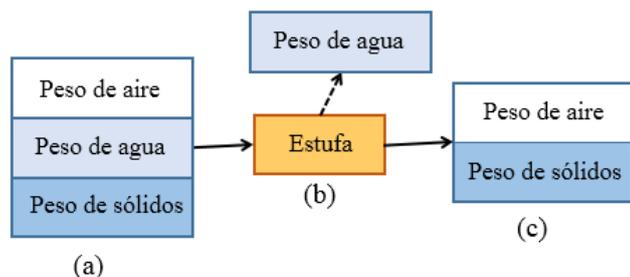


Fig. 10. Proceso para la obtención del contenido de humedad.

Se describe el proceso con un ejemplo:

1. Se pesa un recipiente (cápsula):

$$W_{\text{recipiente}} = 22.58 \text{ gr}$$

2. Se coloca una muestra de suelo húmedo en el recipiente y se pesa:

$$W_{\text{recipiente+muestra húmeda}} = 73.27 \text{ gr}$$

3. Se lleva a la estufa el recipiente con la muestra húmeda, por 24 horas a 110 grados C.

4. Se saca el suelo seco de la estufa y se pesa:

$$W_{\text{recipiente+muestra seca}} = 65.04 \text{ gr}$$

5. Calculamos:

$$W_{\text{muestra seca}} = 65.04 - 22.58 \text{ gr}$$

$$W_{\text{muestra seca}} = 42.46 \text{ gr}$$

$$W_{\text{agua de la muestra}} = 73.27 - 65.04 \text{ gr}$$

$$W_{\text{agua de la muestra}} = 8.23 \text{ gr}$$

$$w \% = \frac{W_w * 100}{W_s}$$

$$w \% = \frac{8.23 * 100}{42.46}$$

6. El contenido de humedad es:

$$w \% = 19.38 \%$$



Fig. 11. Pesado del recipiente.



Fig. 12. Estufa con muestras y recipientes.

PESO VOLUMÉTRICO.-

Se determina midiendo el peso y el volumen correspondiente de una muestra inalterada, que ha sido tallada e introducida en un anillo de dimensiones fijas.



Fig. 13. Vernier o pie de rey, usado para medir el diámetro y altura del anillo.



Fig. 14. Tallado de muestra inalterada.



Fig. 15. Muestra tallada dentro de un anillo de dimensiones fijas.

Resultados.-

Diámetro del anillo, $D = 7.15 \text{ cm}$

Altura del anillo, $H = 3.47 \text{ cm}$

Volumen del anillo $= \frac{\pi}{4} D^2 H$

$V = \frac{\pi}{4} (7.15)^2 (3.47) = 139.33 \text{ cm}^3$

$W_{\text{anillo}} = 81.35 \text{ gr}$

$W_{\text{anillo+muestra}} = 303.38 \text{ gr}$

$W_{\text{muestra}} = (W_{\text{anillo+muestra}}) - W_{\text{anillo}}$

$W_{\text{muestra}} = 303.38 - 81.35 \text{ gr}$

$W_{\text{muestra}} = 222.03 \text{ gr}$

$\gamma_{\text{muestra}} = \frac{W_m}{V_m} = \frac{222.03}{139.33}$

$\gamma_{\text{muestra}} = 1.59 \text{ gr/cm}^3$

GRAVEDAD ESPECÍFICA.-

El peso específico de la fase sólida de un suelo, se calcula, pesando una fiola, suelo y agua, en cuatro estados diferentes (ver figura):

1. Peso de la fiola vacía.

2. Peso de la fiola con el suelo seco (fase sólida)

3. Peso de la fiola, suelo seco y agua, hasta una marca fija que tiene la fiola en la parte superior
4. Peso de la fiola y agua solamente, hasta la marca de la fiola.

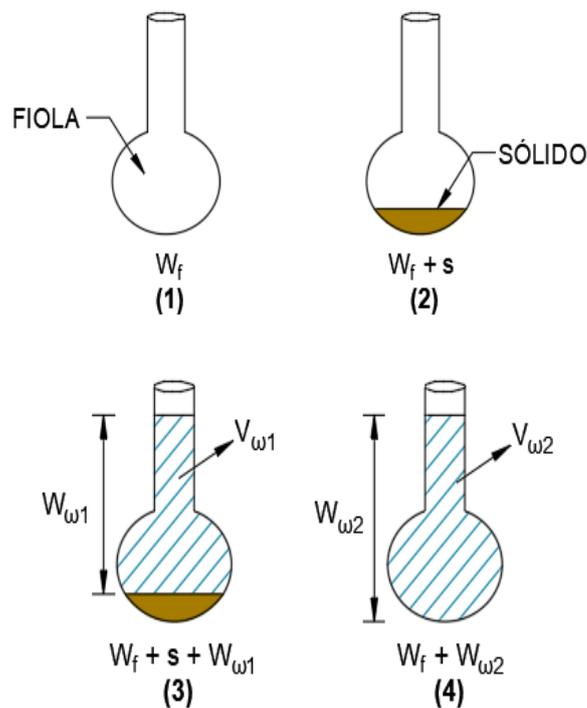


Fig. 16. Proceso para obtener la gravedad específica de un suelo.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \dots (a)$$

Luego calculamos el peso y volumen de la fase sólida de la siguiente manera:

$$W_s = (2) - (1) \quad \dots (b)$$

$$V_s = V_{\omega 2} - V_{\omega 1} \quad \dots (c)$$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \rightarrow V_{w1,2} = \left(\frac{W_w}{\gamma_w} \right)_{1,2} \quad \dots (d)$$

Remplazando (d) en (c):

$$V_s = \frac{W_{\omega 2}}{\gamma_{\omega 2}} - \frac{W_{\omega 1}}{\gamma_{\omega 1}}$$

Siendo: $\gamma_{\omega 1} = \gamma_{\omega 2} = 1 \text{ gr/cm}^3$

Cuando se requiera más precisión, del peso específico del agua, tomar la temperatura del agua (con termómetro), con la que se realiza el ensayo

15 y usar, el peso específico del agua a la temperatura real del agua destilada.

$$V_s = W_{\omega 2} - W_{\omega 1} =$$

$$V_s = [(4) - (1)] - [(3) - (2)] \quad \dots(e)$$

Remplazando (b) y (e) en (a) se obtiene:

$$\gamma_s = \frac{(2)-(1)}{[(4)-(1)]-[(3)-(2)]} \quad \text{gr/cm}^3$$

La gravedad específica es:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Ejemplo:

Obtener la gravedad específica de una muestra de suelo obtenida en la ciudad de Lambayeque, Perú:

Nº	DESCRIPCIÓN	
1	Peso de fiola, gr	108.68
2	Peso de fiola + muestra seca, gr	211.77
3	Peso de fiola+ muestra seca + agua destilada 1, gr	405.73
4	Peso de fiola + agua destilada 2, gr	341.10
5	Peso de sólidos: (2) - (1), gr	103.09
6	Peso de agua 2: (4) - (1), gr	232.42
7	Peso de agua 1: (3) - (2), gr	193.96
8	Volumen de sólidos: (6) - (7), cm3	38.46
9	Peso específico de sólidos: (5)/(8), gr/cm3	2.68
10	Gravedad específica	2.68



Fig. 17. Peso de la fiola vacía.



Fig. 18. Colación del suelo seco en la fiola.



Fig. 19. Peso de fiola con suelo y agua destilada 1. El agua destilada se llena hasta una marca fija de la fiola.

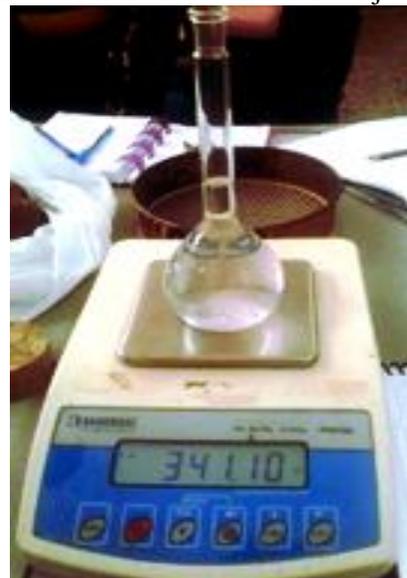


Fig. 20. Peso de la fiola y agua destilada 2. El agua se coloca hasta una marca fija de la fiola.

7.16 PROBLEMAS DE RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GEAVIMÉTRICAS.-

7.1 Una arena sobre el nivel freático, tiene un contenido de humedad del 15% y un

$\gamma_m = 1600 \text{ kg/m}^3$, si $S_s = 2.67$. Hallar la relación de vacíos e , la porosidad n , y el grado de saturación de agua G_w

Solución.

Las fórmulas a usar corresponden a suelo húmedo:

$$\text{Tomando } \gamma_\omega = \frac{1000 \text{ kg}}{\text{m}^3} \rightarrow \gamma_s = 1000 * S_s$$

Hallamos e :

$$\gamma_m = \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \gamma_s$$

$$\frac{1600 \text{ kg}}{\text{m}^3} = \left(\frac{1 + 0.15}{1 + e} \right) * 2.67 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 0.919$$

Se determina n :

$$e = \frac{n}{1 - n} \rightarrow n = \frac{e}{e + 1}$$

$$n = 0.479$$

Determinamos G_ω :

$$G_\omega = \frac{\omega \cdot S_s}{e}$$

$$G_\omega = \frac{0.15 * 2.67}{0.919} = 0.436$$

$$G_\omega = 43.6 \%$$

7.2 Se tiene 1.5 kg de una muestra de arena uniforme suelta, seca, llena justamente un recipiente de 1000 cm^3 asumiendo que $S_s = 2.7$, hallar la relación de vacíos e , la porosidad n y el peso específico seco γ_d .

Solución:

Las fórmulas a usar corresponden a suelo seco:

$$\text{Tomando } \gamma_\omega = \frac{1 \text{ gr}}{\text{cm}^3} \rightarrow \gamma_s = S_s * 1$$

Hallamos γ_d :

$$\gamma_d = \frac{W_\omega}{V_s + V_v} = \frac{1500}{1000} = 1.5 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

Determinamos e :

$$\gamma_d = \left(\frac{\gamma_s}{1 + e} \right)$$

$$1.5 \text{ gr/cm}^3 = \frac{2.7 \text{ gr/cm}^3}{1 + e}$$

$$e = 0.8$$

Calculamos n :

$$n = \frac{e}{e + 1}$$

$$n = 0.444$$

7.3 Una muestra de suelo saturado, tiene $S_s = 2.67$ y además

$$(1) W_{\text{recipiente}} + W_{\text{suelo humedo}} = 156.63 \text{ gr}$$

$$(2) W_{\text{recipiente}} + W_{\text{suelo seco}} = 131.58 \text{ gr}$$

$$(3) W_{\text{recipiente}} = 26.48 \text{ gr}$$

Hallar:

- Contenido de humedad (w)
- Peso específico seco γ_d
- Peso específico saturado γ_{sat}

Solución.

Las fórmulas a usar corresponden a suelo saturado:

a) Haciendo (1) – (2) tenemos el Peso del agua:

$$W_\omega = W_{\text{recip+humedo}} - W_{\text{recip+seco}}$$

$$= 156.63 - 131.58 = 25.05$$

$$W_\omega = 25.05 \text{ gr}$$

Haciendo (1) – (3) tenemos el Peso del suelo húmedo:

$$\begin{aligned}
 W_m &= W_{\text{humedo+recip.}} - W_{\text{recipiente}} \\
 &= 156.63 - 26.48 = 130.15 \\
 W_m &= 130.15 \text{ gr}
 \end{aligned}$$

Haciendo (2) – (3) tenemos el Peso del suelo seco:

$$W_s = W_{\text{recip+s.seco}} - W_{\text{recip}} =$$

$$W_s = 131.58 - 26.48 = 105.1$$

$$W_s = 105.1 \text{ gr}$$

Hallamos el Contenido de humedad.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{25.05}{105.1} = 0.2383$$

$$\omega = 23.83 \%$$

b) De la expresión:

Con $G_w = 1$, se obtiene la porosidad e :

$$e = w * S_s$$

$$e = 0.238 * 2.67$$

$$e = 0.635$$

Ahora calculamos el peso específico seco:

$$\gamma_d = \left(\frac{\gamma_s}{1 + e} \right)$$

$$\gamma_d = \left(\frac{2.67}{1 + 0.635} \right) \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_d = 1.633 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$$

c) Como se sabe que el suelo está saturado, usamos la expresión general:

$$\gamma_m = \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \gamma_s$$

$$\gamma_m = \left(\frac{1 + 0.238}{1 + 0.635} \right) * 2.67 \text{ gr/cm}^3$$

$$\gamma_m = 2.022 \text{ gr/cm}^3$$

DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA.-

Introducción.-

Las partículas del suelo son de variados tamaños, y existen varias técnicas para analizar de manera práctica, la distribución granulométrica de las partículas, lo que nos permite conocer los tamaños y cantidad de materiales componentes del suelo: grava, arenas, limos o arcillas.



Fig. 21. Arena de la ciudad de Mórrope, Lambayeque, Perú, vista al microscopio. Se aprecian partículas de tamaños variados, colores y formas.

Análisis granulométrico.-

Consiste en separar y clasificar por tamaño las partículas del suelo. Se usan dos métodos:

- Análisis con mallas o tamices
- Análisis con hidrómetro

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO CON TAMICES O MALLAS. –

Consiste en hacer pasar el suelo a través de un conjunto de mallas o tamices de alambre, pesar cada suelo retenido en cada malla y determinar en porcentaje, la cantidad que pasa o atraviesa cada malla. Luego se grafican en papel semi-logarítmico; el diámetro de cada malla en las abscisas y los porcentajes que pasan en las ordenadas. La curva así obtenida se llama *Curva de distribución granulométrica*.

Sirve para clasificar el suelo, conocer si está bien gradada para una buena base de construcción y, si está dentro de los límites de las especificaciones de los reglamentos de construcción.



Fig. 22. Juego de tamices o mallas.



Fig. 23. Vista del tamiz Nro. 4.

Los tamices pueden ser para gravas y arenas. Se presentan los diámetros según la ASTM.

Tamices para gravas:

Malla	Diámetro (mm)
3"	75
2"	50
1 1/2"	38.1
1"	25.0
3/4"	19.0
1/2"	12.50
3/8"	9.50
N° 4	4.75
Platillo	-

Tamices para arenas:

Malla	Diámetro (mm)
N° 4	4.75
N° 10	2.00
N° 20	0.85
N° 40	0.425
N° 50/60	0.30/0.25

N° 100	0.15
N° 200	0.074
Platillo	-



Fig. 24. Tamizado del suelo por todas la mallas.



Fig. 25. Material retenido en cada malla.



Fig. 26. Recuperación del material retenido en una malla, para luego ser pesado.



Fig. 27. Pesado del material retenido en una malla.

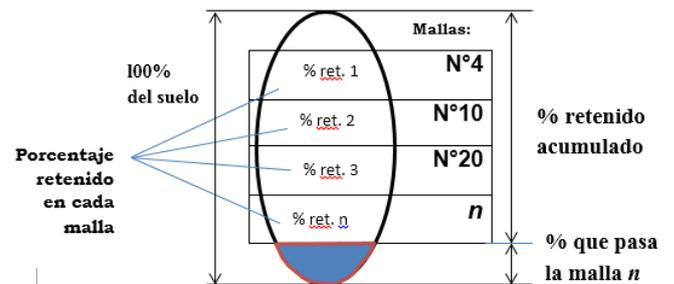


Fig. 28. Elementos del material que atraviesa y queda retenido en cada malla, expresado en porcentaje.

A partir de la Fig. anterior, se deducen las siguientes fórmulas, que luego serán usadas en una tabulación.

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido en cada malla}}{\text{Peso total del suelo}} * 100$$

$$\% \text{ Acumulado} = \sum_{i=1}^n \% \text{ Retenido}$$

$$\% \text{ Que pasa} = 100 - \% \text{ Acumulado}$$

$$\% \text{ Que pasa} = 100 - \sum_{i=1}^n \% \text{ Retenido}$$

Tamaño de la muestra.-

La cantidad de material a usar en un tamizado, depende del tamaño promedio de las partículas. Si son más finas, la cantidad a usar es menor, en cambio, si son grandes la muestra será de mayor peso.

Tabla 4. Peso de la muestra para el análisis granulométrico.

Diámetro de la partícula	Peso mínimo aproximado de la muestra W_{total}
Tamiz N° 10 (2mm)	200 gr
Tamiz N° 4 (4.75mm)	500 gr
Tamiz ¾" (1.9 cm)	1500 gr
Tamiz 3" (7.5 m)	5000 gr

Pérdida por lavado.-

Es un proceso que consiste en "lavar", aplicándole agua al suelo ya pesado (según la tabla anterior, W_t), que va a ser tamizado. El lavado se realiza dentro de la malla Nro. 200, con la finalidad de separar y eliminar el suelo fino (el cual atravesará la malla Nro. 200), del material granular, para que las partículas gruesas queden sueltas. Esto se hace, cuando predomina el material fino, que pega a las partículas gruesas. El material luego es llevado y secado en la estufa. Cuando se pesa nuevamente la muestra seca, se determinará entonces, la cantidad de suelo, que se ha perdido por lavado. Por tanto se cumple que:

Proceso:

1. Peso a tamizar: W_{total}
2. Lavar la muestra en el tamiz Nro. 200.
3. Secar en la estufa, el material retenido en la malla Nro. 200.
4. Peso de la muestra seca, sacada de la estufa:

W_{seco}

$$5. \text{Pérdida por lavado} = W_{total} - W_{seco}$$

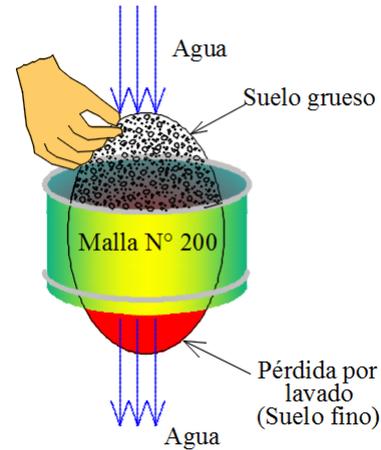


Fig. 29. Lavado del suelo a tamizar, en la malla Nro. 200, para eliminar el suelo fino.

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD.-

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$= \frac{\text{Diámetro por el que pasa 60\% del suelo}}{\text{Diámetro por el que pasa 10\% del suelo}}$$

COEFICIENTE DE CURVATURA.-

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$$

$$= \frac{(\text{Diámetro por el que pasa 30\% del suelo})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Para el Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), un suelo está **bien gradado**, si los valores de C_u y C_c están dentro de los siguientes rangos:

Gravas:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$$

$$1 < C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} < 3$$

Arenas:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$$

$$1 < C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} < 3$$

En ambos casos deben cumplir las dos especificaciones. En caso contrario, serán llamadas gravas o arenas **mal gradadas**. A continuación, presentamos un ejemplo de análisis granulométrico por tamizado.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Calicata - muestra:		C1 - M1			
Profundidad, m:		1.50 m			
Tipo de suelo:		Arena			
Peso original del suelo, gr:		500.0			
Pérdida por lavado, gr:		27.5			
Peso a tamizar, gr:		472.5			
Abertura de la malla		Peso retenido, gr	Porcentaje retenido, %	Porcentaje acumulado, %	Porcentaje que pasa, %
Pulgadas	mm				
3"	75.00				100.0
2"	50.00				100.0
1 1/2"	38.10				100.0
1"	25.00				100.0
3/4"	19.00				100.0
1/2"	12.50				100.0
3/8"	9.50				100.0
Nº 4	4.75	9.7	1.9	1.9	98.1
Nº 10	2.00	39.5	7.9	9.8	90.2
Nº 20	0.85	71.6	14.3	24.2	75.8
Nº 40	0.425	129.1	25.8	50.0	50.0
Nº 60	0.250	107.4	21.5	71.5	28.5
Nº 100	0.15	105.0	21.0	92.5	7.5
Nº 200	0.074	8.5	1.7	94.2	5.8
PLATILLO		1.3	-		
SUMA		470.8			
TOTAL		498.3			

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

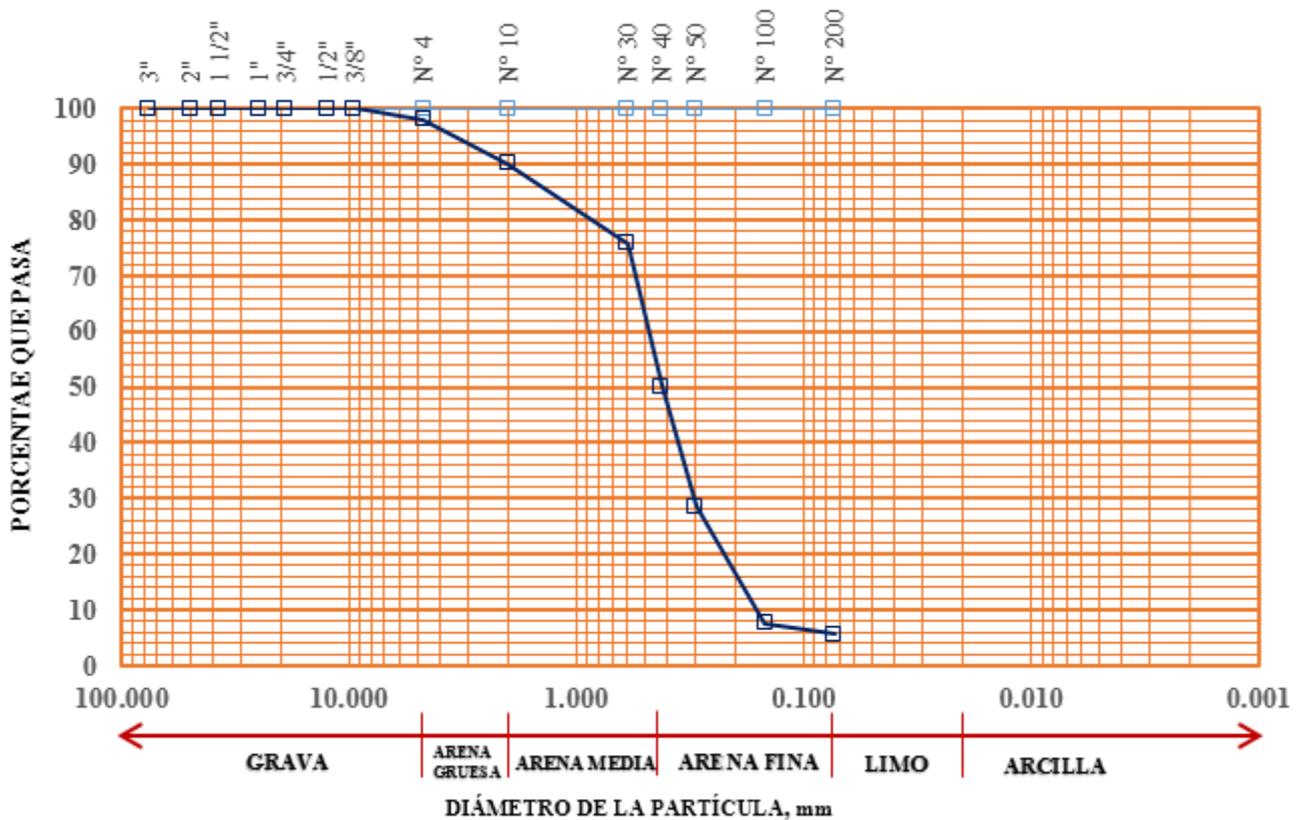


Fig. 34. Curva de distribución granulométrica.

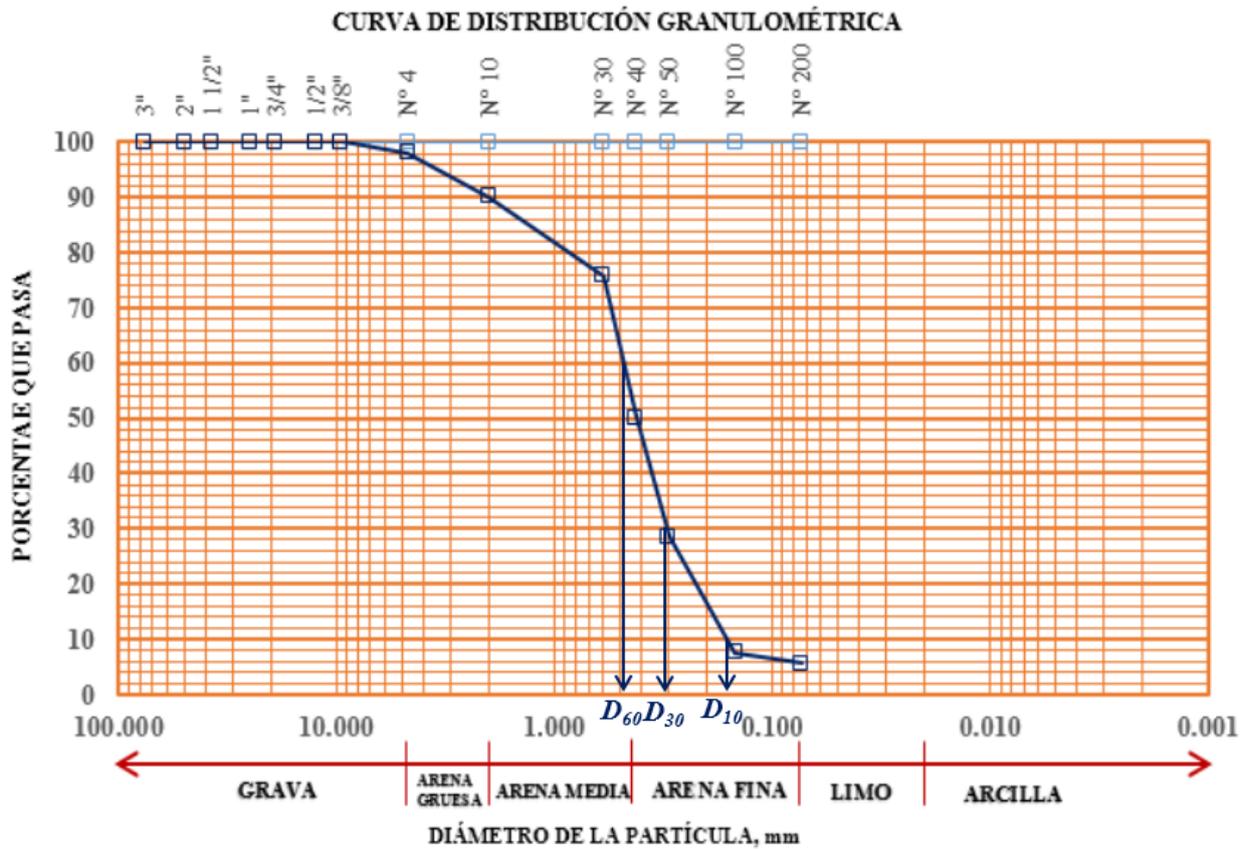


Fig. 35. Curva de distribución granulométrica, con el trazado para hallar D_{10} , D_{30} y D_{60} .

Para la gráfica del ejemplo se tiene los siguientes valores:

$$D_{10} = 0.17$$

$$D_{30} = 0.30$$

$$D_{60} = 0.49$$

Coefficiente de uniformidad.-

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_u = 0.49 / 0.17$$

$$C_u = 2.88$$

Coefficiente de curvatura:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$$

$$C_c = (0.30)^2 / (0.17 * 0.49)$$

$$C_c = 1.08$$

Para estar bien gradada, la arena debería cumplir con estar en estos rangos:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$$

$$1 < C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} < 3$$

Sólo cumple con C_c , y debería cumplir con los dos, para estar bien gradada. Por tanto es arena mal gradada.

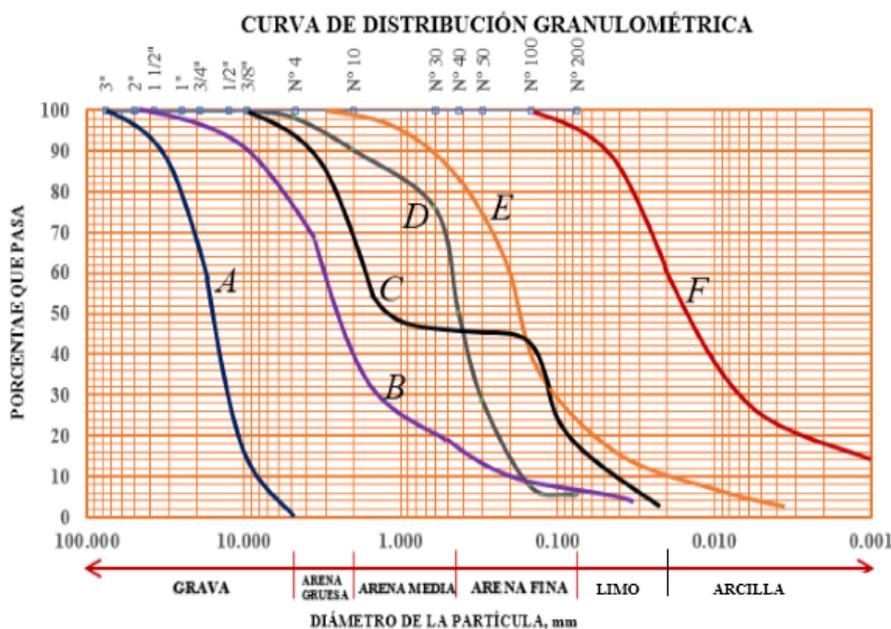


Fig. 36. Diversas formas que pueden tener las curvas granulométricas.

VARIADOS TIPOS DE CURVAS GRANULOMÉTRICAS

La ubicación y forma de la curva de distribución granulométrica, nos indica, el tipo de suelo y la buena o mala gradación de las partículas. Una curva de tendencia vertical, nos indica que las partículas predominantes, son casi de un mismo tamaño, indicando una mala gradación. Se considera una buena gradación a un suelo que posee partículas de variados tamaños de manera proporcional. Una curva de tendencia horizontal, indica la ausencia de un rango escalonado de partículas de diversos tamaños, y también indica una mala gradación del suelo.

Para la figura anterior, se tiene:

Suelo A, es suelo gravoso, porque cae en el campo de las gravas. Es grava mal gradada, debido a que la curva es casi vertical.

Suelo B, tiene partículas de grava, arena y un poco de finos, la forma de la curva indica una mejor gradación que la anterior, porque la curva es más horizontal.

Suelo C, posee arena con finos, siendo los finos limos. La forma es de tipo como de escalera. La parte horizontal indica, la carencia de un rango escalonado de variados diámetros de partículas, en esa zona.

Suelo D, corresponde al del ejemplo resuelto, es arena con partículas de mala gradación, debido a que la curva es de forma que tiende a ser vertical.

Suelo E, es una arena con finos. El porcentaje de finos es de 25 %.

Suelo F, es un suelo compuesto por finos. El material corresponde a limos y arcillas.



Fig. 37. Arena de duna de la ciudad de Lambayeque, Perú. Las partículas son de tamaño uniforme, por tanto es arena de mala gradación. Su curva granulométrica es de tendencia vertical.



Fig. 38. Arena de la cantera "La Victoria" de Pátapo, Chiclayo, Perú, donde se aprecian partículas de diversos tamaños, mostrando una mejor gradación que la arena de la figura anterior.



Fig. 39. Suelo de la ciudad de Mochumí, Lambayeque, Perú. Se observan partículas de arena y arcilla.



Fig. 40. Arena fina proveniente de la ciudad de Chota, Cajamarca, Perú.

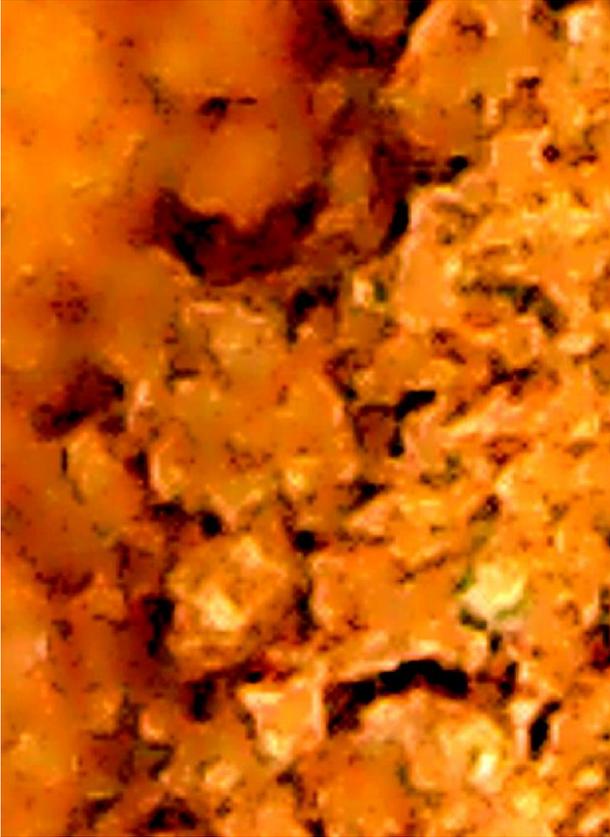


Fig. 41. Arcilla de la ciudad de Jaén, Perú, vista al microscopio.

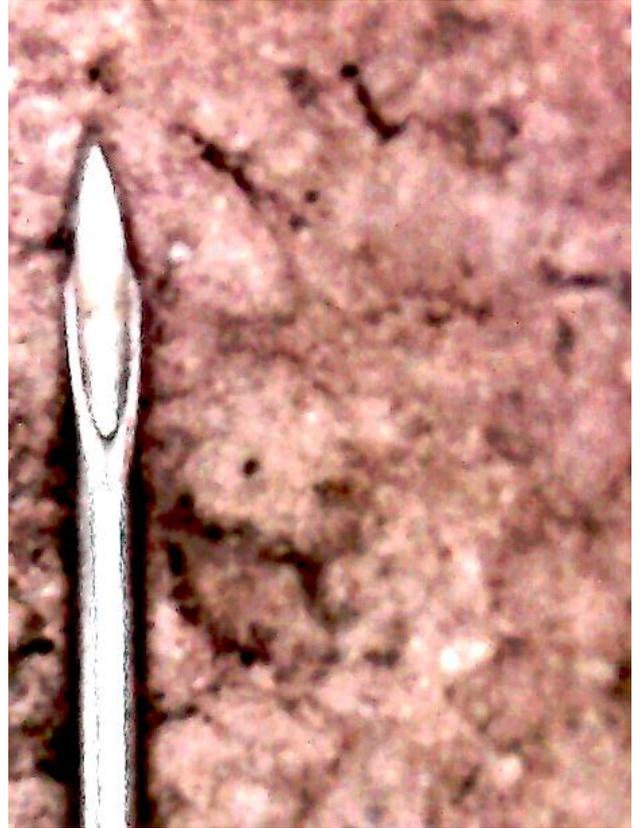


Fig. 42. Arcilla vista al microscopio, proveniente del distrito de Cajaruro, provincia de Utcubamba, departamento de Amazonas, Perú. La aguja hipodérmica sirve de referencia para la escala.

26 LÍMITES DE CONSISTENCIA (DE ATTERBERG).-

Introducción.-

Los materiales finos, componentes del suelo, tienen una estructura, diferente al material granular. Ver figuras de página anterior. Poseen propiedades de expansión y contracción que causan problemas a las construcciones. El estado en que se presentan, dependen de su contenido de humedad. Albert Atterberg, fue un ingeniero químico sueco, quien estableció los llamados *Estados de consistencia*, a partir de los cuales se han establecido *límites de consistencia*. Ver Fig. 44. Se han establecido ensayos para determinar dichos límites. Atterberg también fue el primero en sugerir el límite de 0.002 mm, que separa las arenas de las arcillas. Hasta hoy se considera arcillas a las partículas cuyo diámetro es menor a 0.002 mm.



Fig. 43. Albert M. Atterberg, 1846-1932, Suecia, Universidad de Uppsala.

Consistencia.- Representa la mayor o menor resistencia que el suelo ofrece para cambiar de forma. Depende del contenido de humedad y de la mineralogía.

Plasticidad.- Propiedad del suelo de cambiar de forma bajo acción de esfuerzos, sin variación volumétrica, y sin desmoronarse ni agrietarse.

ESTADOS.-

Se consideran los siguientes:

- Sólido.
- Semisólido.
- Plástico.
- Líquido o fluido viscoso.

NOMENCLATURA.-

w = contenido de humedad.

$w_c = LC$ = límite de contracción.

$w_p = LP$ = límite plástico.

$w_L = LL$ = límite líquido.

IP = índice plástico.

$$IP = LL - LP$$

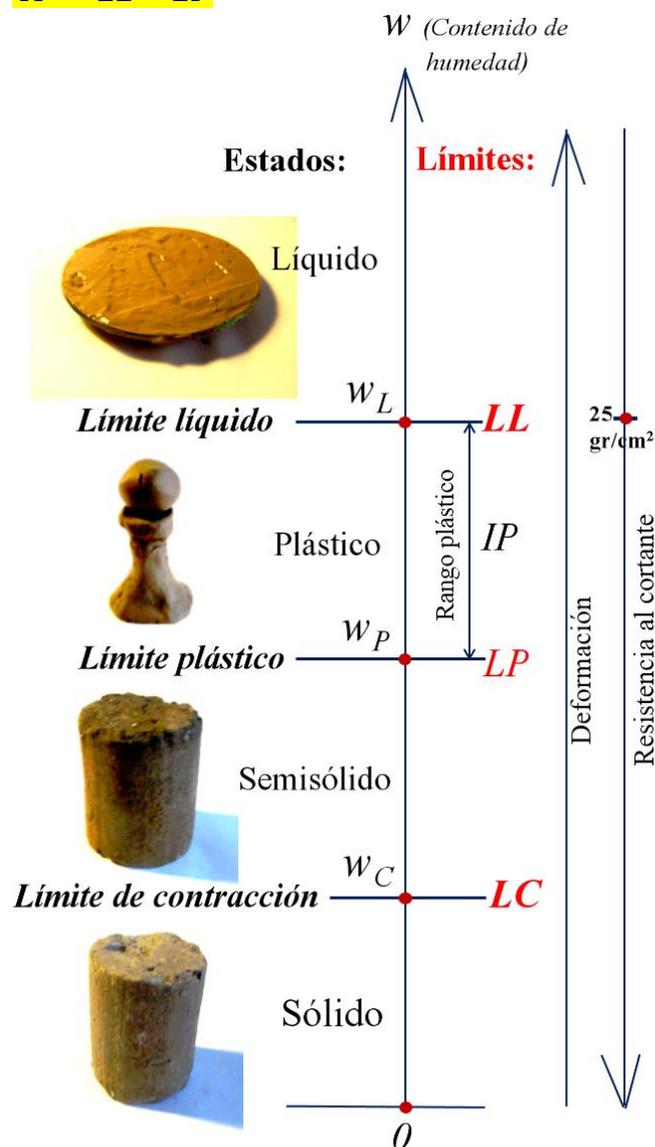


Fig. 44. Estados y límites de consistencia del suelo.

EL LÍMITE LÍQUIDO.- Es el contenido de humedad que tiene el suelo, por debajo del cual, tiene un comportamiento plástico. Se obtiene con la *Copa de Casagrande*, ver Figs. 44 y 45. La copa consta de un recipiente de bronce con manivela y una base dura de hule. En la copa se coloca una muestra de suelo húmeda, a la cual se le hace una ranura, con un ranurador patrón, ver Fig. 46 y 47. Se ha establecido arbitrariamente que, cuando la muestra ranurada, se cierra $\frac{1}{2}$ '' en 25 golpes de la copa, el contenido de humedad del suelo en ese momento, corresponde al límite líquido. Casagrande determinó, que cada caída o

27 golpe de la copa, corresponde a aplicar un esfuerzo cortante al suelo de 1 gr/cm^2 . Por tanto el límite líquido corresponde a una resistencia del suelo de 25 gr/cm^2 (0.025 kg/cm^2). La velocidad de rotación de la manivela debe ser de 2 revoluciones por segundo. Debido a que es un poco difícil lograr que la masa de suelo húmeda, se cierre justo a los 25 golpes, lo que se hace es establecer una correlación, entre el número de golpes de cerramiento de la ranura y, el contenido de humedad correspondiente, para así confeccionar un gráfico, en papel semilogarítmico de N vs. w , y establecer la línea de tendencia. Luego de la gráfica lograda (llamada *Curva de fluidez*), se obtiene el contenido de humedad correspondiente a $N = 25$ golpes. El contenido de humedad así determinado, corresponde al límite líquido LL .



Fig. 45. Copa de Casagrande.



Fig. 46. Copa de Casagrande y ranurador del tipo ASTM, recomendado para arenas con arcillas.

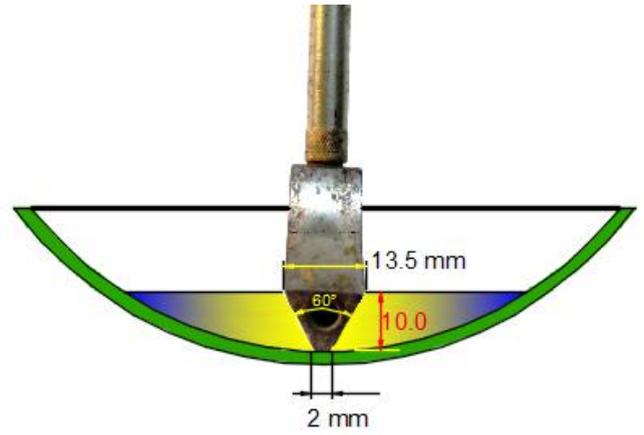


Fig. 47. Dimensiones del ranurador y la forma de cortar la masa de suelo de la Copa.

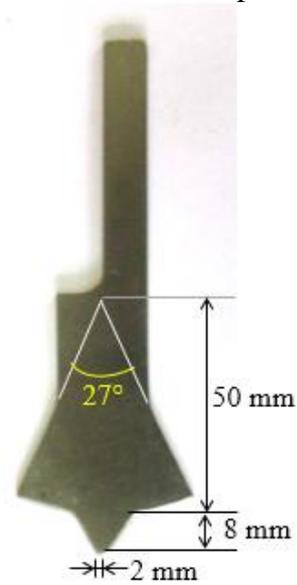


Fig. 48. Ranurador del tipo Casagrande, recomendado para arcillas.

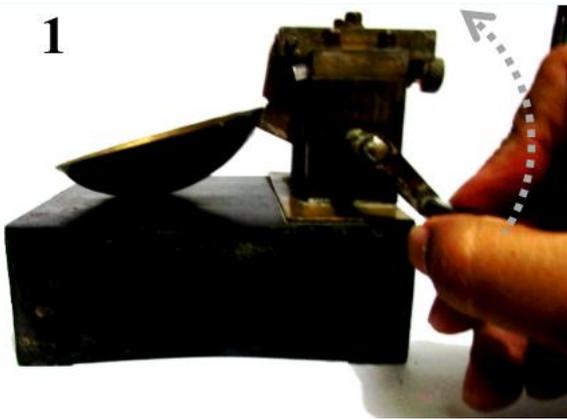


Fig. 49a.

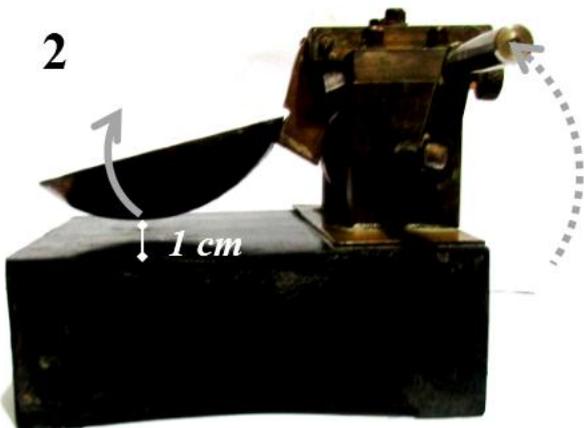


Fig. 49b.

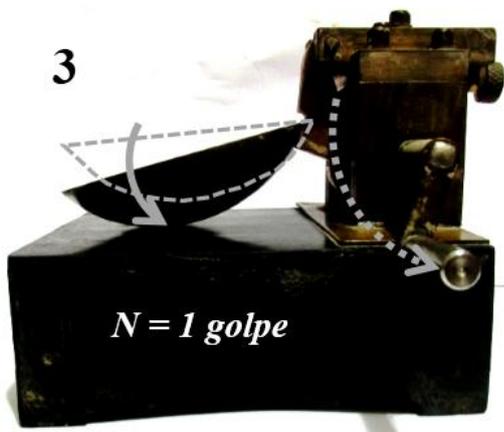


Fig. 49c.

Figs. 49a, 49b y 49c. Etapas para producir el golpe de la copa, para lograr el cerramiento de la ranura en la masa de suelo introducido en la copa.



Fig. 50. Ranura hecha a la masa de suelo colocada en la copa de Casagrande.

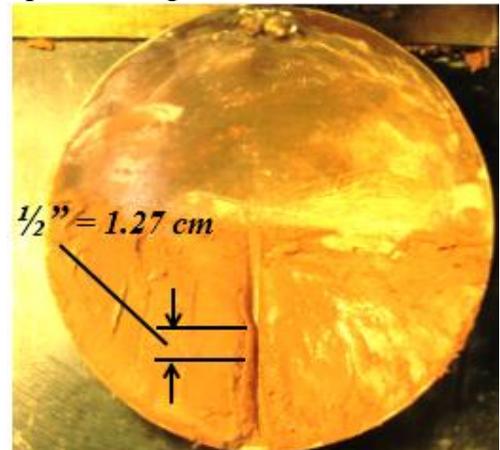


Fig. 51. Cerramiento de la ranura, debido a los golpes o caídas de la copa sobre la base.



Fig. 52. Los suelos se deben tamizar previamente por la malla Nro. 40, y realizar luego el ensayo al material que atraviesa dicha malla.

ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO

CALICATA - MUESTRA	C2 - M1		
	21	22	23
RECIPIENTE N°			
1. Peso suelo húmedo + recipiente (gr)	51.96	51.58	49.17
2. Peso suelo seco + recipiente (gr)	43.97	44.32	42.27
3. Peso del agua (gr) = (1) - (2)	7.99	7.26	6.90
4. Peso del recipiente (gr)	20.83	22.53	21.09
5. Peso suelo seco (gr) = (2) - (4)	23.14	21.79	21.18
6. Contenido de humedad (%) = (3) / (5)	34.53	33.32	32.58
N° de golpes de la copa de Casagrande	19	26	33

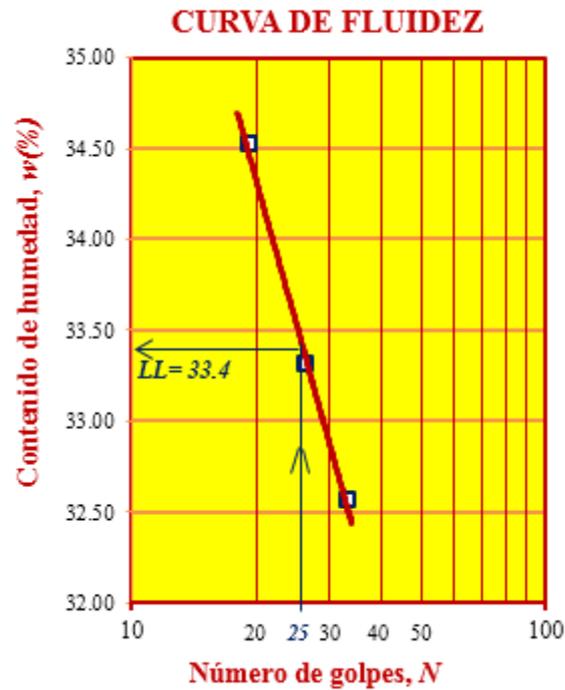


Fig. 53. Curva de fluidez, relaciona N vs w

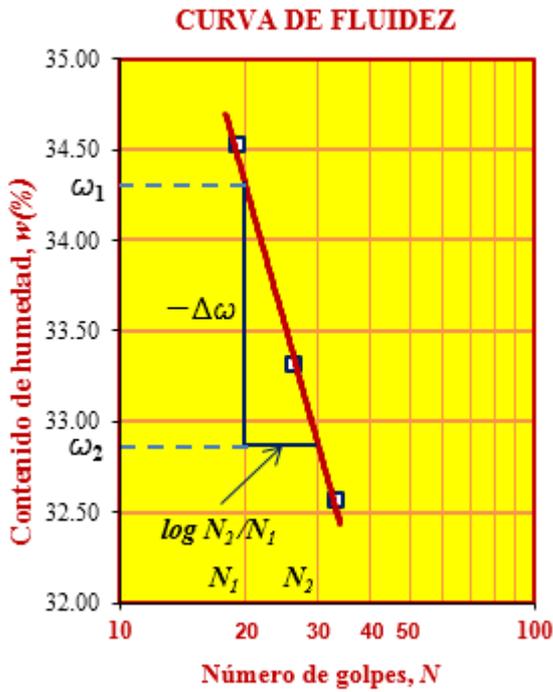


Fig. 54. Determinación del índice de fluidez.

El límite líquido, corresponde al contenido de humedad para $N = 25$ golpes. De la gráfica se obtiene:

$$LL = 33.4 \%$$

Índice de Flujo (F_i).-Se define como:

$$F_i = \frac{\Delta w}{\log \frac{N_2}{N_1}}$$

$$F_i = \frac{(32.8 - 34.3)\%}{\log \frac{30}{20}}$$

$$F_i = -8.52 \%$$

La ecuación del límite líquido.-

De la ecuación del índice de flujo, se obtiene:

$$\Delta w = F_i * \log \frac{N_2}{N_1}$$

$$w_2 = F_i * \log \frac{N_2}{N_1} + w_1$$

En la ecuación anterior F_i es negativo.

Se observa que, cuando el número de golpes N aumenta, el contenido de humedad w , disminuye. Para la curva de fluidez que hemos desarrollado se tiene que:

$$w_2 = -8.52 * \log \frac{N_2}{25} + 33.4$$

$$w_2 = -8.52 * (\log N_2 - \log 25) + 33.4$$

$$w_2 = -8.52 * (\log N_2) + 8.52 \log 25 + 33.4$$

$$w_2 = -8.52 * (\log N_2) + 11.91 + 33.4$$

$$w_2 = -8.52 * (\log N_2) + 11.91 + 33.4$$

$$w_2(\%) = -8.52 * (\log N_2) + 45.31$$

De manera general:

$$w = - |F_i| * (\log N) + C$$

EL LÍMITE PLÁSTICO.-

Es el contenido de humedad, por debajo del cual el suelo deja de tener un comportamiento plástico, el suelo empieza a endurecerse y pasa al estado semi sólido.

Se determina tomando 20 a 30 gramos de suelo seco, humedecerlo, hacer una bola en estado plástico y enrollarlo con los dedos, hasta formar cilindros de 3.2 mm (1/8") de diámetro. Para apoyarse se usa una placa de vidrio o papel encima de una base plana. Ver Fig. 56. Para formar los cilindros se debe hacer un movimiento de mano (llamado golpe), hacia adelante y hacia atrás, presionando con los dedos el cilindro de suelo. La velocidad del golpe (un movimiento hacia adelante y hacia atrás), es de 80 a 90 golpes/minuto. Una vez que se llega a los 3.2 mm de diámetro, se deshace el cilindro, se hace la bola de nuevo y se vuelve a hacer el cilindro de suelo. Durante el proceso la masa de suelo va perdiendo humedad.

Se detiene el enrollado cuando:

- Se parte en pedazos el cilindro.
- Se desprenden como escamas o cilindros huecos de forma tubular.
- Se rompe en pedacitos (barriles) de 6 a 8 mm de largo.

Si se rompe antes de llegar a los 3.2 mm, se considera satisfactoria el estado del suelo, para obtener el límite plástico.

Los pedacitos formados, se acumulan en un recipiente previamente pesado, y se determina su contenido de humedad. El contenido de humedad del suelo, corresponde al límite plástico *LP*.



Fig. 55. Materiales usados para el ensayo de límite plástico.

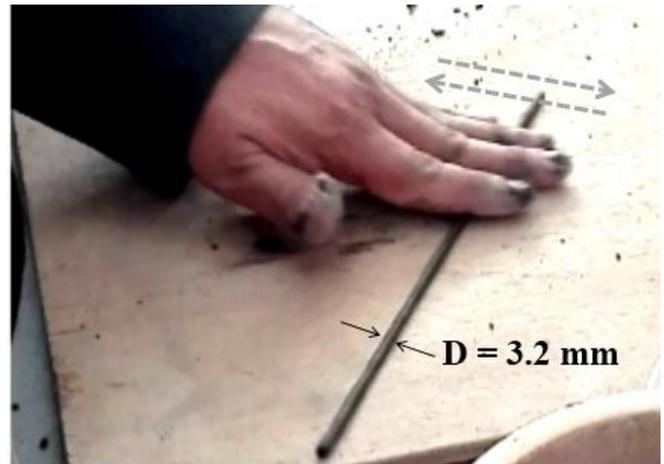


Fig. 56. Enrollado del suelo para lograr cilindros de 3 mm de diámetro.

Se presenta el cálculo del límite plástico, del suelo al que previamente se ha determinado el límite líquido, y que está en las páginas anteriores, en la parte correspondiente al límite líquido.

ENSAYO DE LÍMITE PLÁSTICO

CALICATA - MUESTRA	C2 - MI
RECIPIENTE N°	24
1. Peso suelo humedo + recipiente (gr)	48.33
2. Peso suelo seco + recipiente (gr)	42.67
3. Peso del agua (gr) = (1) - (2)	5.66
4. Peso del recipiente (gr)	21.19
5. Peso suelo seco (gr) = (2) - (4)	21.48
6. Contenido de humedad (%) = (3) / (5)	26.35

APLICACIONES DEL LÍMITE LÍQUIDO (LL) Y PLÁSTICO (LP).-

a) En la determinación del potencial de expansión del suelo.-

Los investigadores **Holtz y Gibbs** en su libro “*Propiedades de ingeniería de las arcillas expansivas*”, clasifica el Potencial de expansión según el valor del Índice plástico (IP):

Tabla 5. Grado de expansión del suelo.

Grado de Expansión	Índice de plasticidad, IP (%)	Límite de Contracción (%)	Probable expansión (%)
Muy alto	> 35	<11	>30
Alto	25 a 41	7-12	20-30
Medio	15 a 28	10-16	10-20
Bajo	< 18	>15	<10

Por ejemplo, de los ensayos de límites de consistencia se tiene que:

$$LL = 33.40 \%$$

$$LP = 26.35 \%$$

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 7.05 \%$$

Se observa que el el suelo es de potencial de expansión bajo, con una expansión menor al 10 %.

b) En la clasificación de suelos finos, con la Carta de plasticidad.-

La carta de plasticidad, inicialmente fue presentada por Arthur Casagrande. Ver Fig. 57. Se usa para clasificar suelos finos. En el eje de las abcisas, está el límite líquido del suelo y, en el eje de las ordenadas está el índice plástico del mismo suelo. Está dividida en áreas o zonas y significan lo siguiente:

CL= arcilla de baja o mediana plasticidad.

CH = arcilla de alta plasticidad.

ML = Limo de baja o mediana plasticidad

MH = Limo de alta plasticidad.

Casagrande, a través de experimentos, encontró que las arcillas y limos se agrupan en zonas fijas,

dependiendo de los parámetros: límite líquido y límite plástico.

Dependiendo de los valores del *LL* e *IP* se observa en qué zona cae, quedando así clasificado el suelo fino.

Por ejemplo, de los ensayos de límites de consistencia se tiene que:

$$LL = 33.40 \%$$

$$LP = 26.35 \%$$

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 7.05 \%$$

Entrando con *LL* e *IP* a la carta de plasticidad, se obtiene que el suelo es: ML = limo de baja a mediana plasticidad.

CARTA DE PLASTICIDAD, ASTM D - 2487

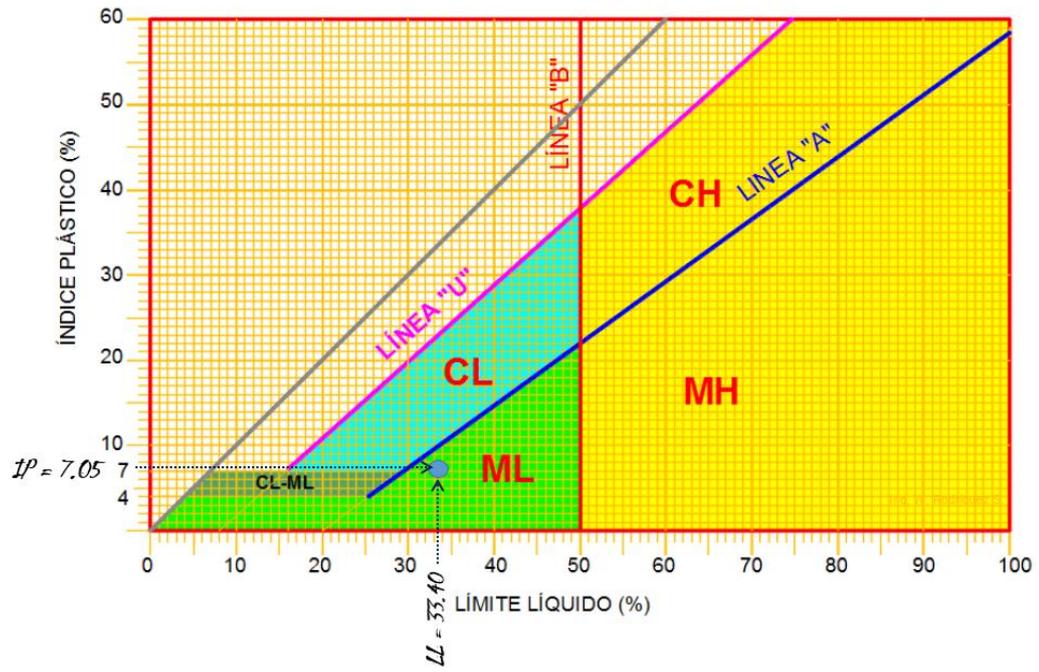


Fig. 57. Carta de plasticidad.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

INTRODUCCIÓN.-

Existen varios sistemas de clasificación:

- Sistema SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos).
 - Sistema AASHTO (Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes).
 - Sistema USDA (Departamento de Agricultura de Estados Unidos).
 - Sistema de la ASTM (Asociación Americana de Ensayo de Materiales).
 - Sistema FAA (Agencia Federal de Aviación).
- Estudiaremos en este caso, el sistema SUCS, el cual tiene como base la llamada *Carta de plasticidad*.

LA CARTA DE PLASTICIDAD (o Gráfico de plasticidad).

Fue creada en 1942 por el ingeniero civil e investigador Arthur Casagrande, Fig. 1, quien fue asistente personal del Dr. Karl Terzaghi. Casagrande fue investigador del MIT (Instituto Tecnológico de Massachusetts), creador de la Copa que lleva su nombre, así como de piezas para los equipos de los ensayos de sedimentación (hidrómetro), consolidación, corte directo y triaxial.

Estudiando suelos de diversas partes de USA y de otras partes del mundo, ordenó los suelos finos, de acuerdo a los parámetros: límite líquido *LL* e índice plástico *IP*. Descubrió que las arcillas se agrupaban en la parte superior de una línea imaginaria, llamada línea A, Los limos y suelos orgánicos, se agrupaban debajo de dicha línea. Ver Figs. (2) y (3).



Fig. 1. Arthur Casagrande (n. Austria 1902 - m. Massachusetts, USA, 1981).

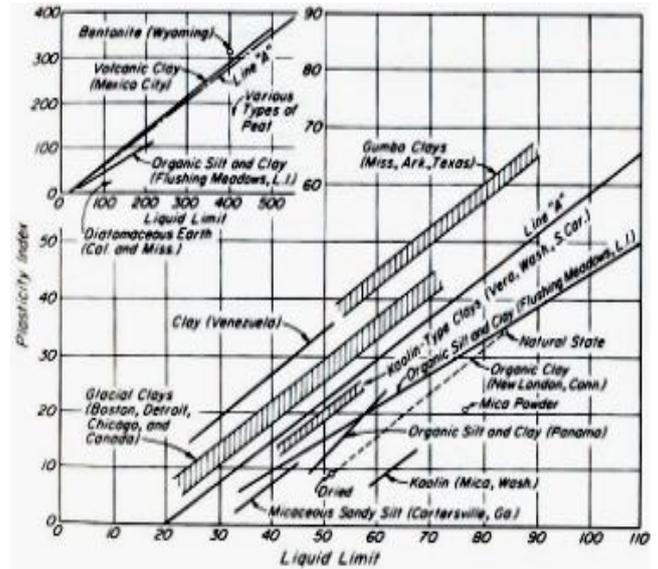


Fig. 2. Gráfica de la distribución de los suelos de acuerdo al límite líquido *LL*, e índice plástico *IP*, desarrollado por Casagrande.

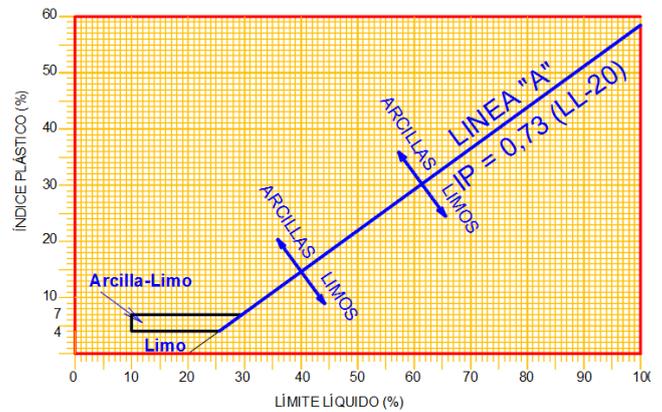


Fig. 3. Línea A, en la carta de plasticidad, que separa arcillas y limos (y suelo orgánico).

A continuación, definió la línea B, que divide a los suelos según su plasticidad, siendo 50 % la frontera. Los suelos que tienen más del 50 % de límite líquido son llamados de alta plasticidad (*H*) y los que tienen menos del 50 %, se llaman de mediana a baja plasticidad (*L*). Fig. (4).

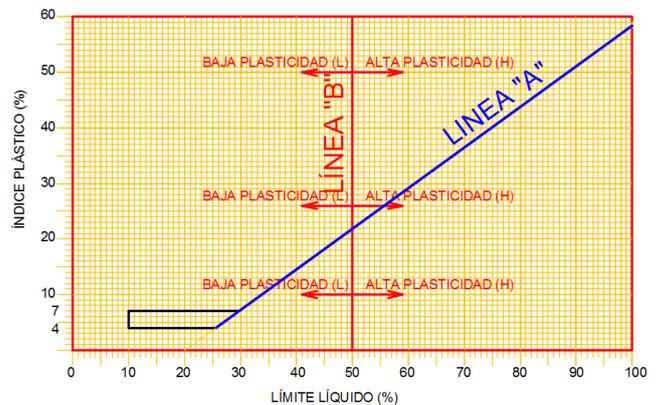


Fig. 4. Línea B en la Carta de plasticidad, que separa los suelos finos de alta y baja (o mediana) plasticidad..

SÍMBOLOS.-

Se usan los siguiente símbolos:

- 35 **C** = clay = arcilla.
- M** = silt = limo.
- H** = high = alta plasticidad.
- L** = low = baja plasticidad.
- O** = suelo orgánico
- CL** = arcilla de baja o mediana plasticidad.
- CH** = arcilla de alta plasticidad.
- ML** = limo de baja o mediana plasticidad.
- MH** = limo de alta plasticidad.
- OL** = limo (arcilla) orgánico de plasticidad baja a mediana.

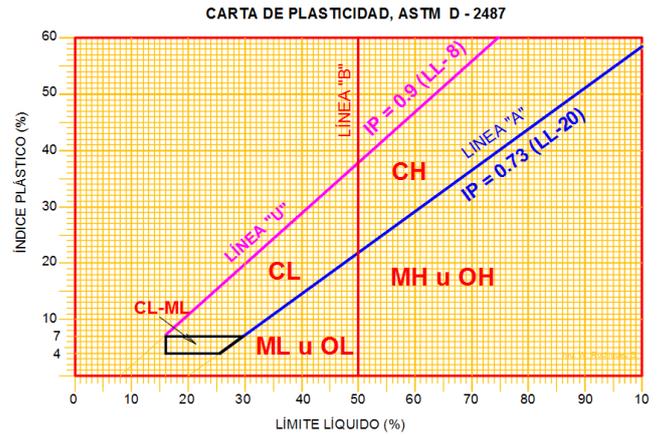


Fig. 5. Carta o gráfica clásica de plasticidad. Luego se ubicó una zona de símbolo doble: CL-ML. Actualmente la carta se presenta de esta manera:

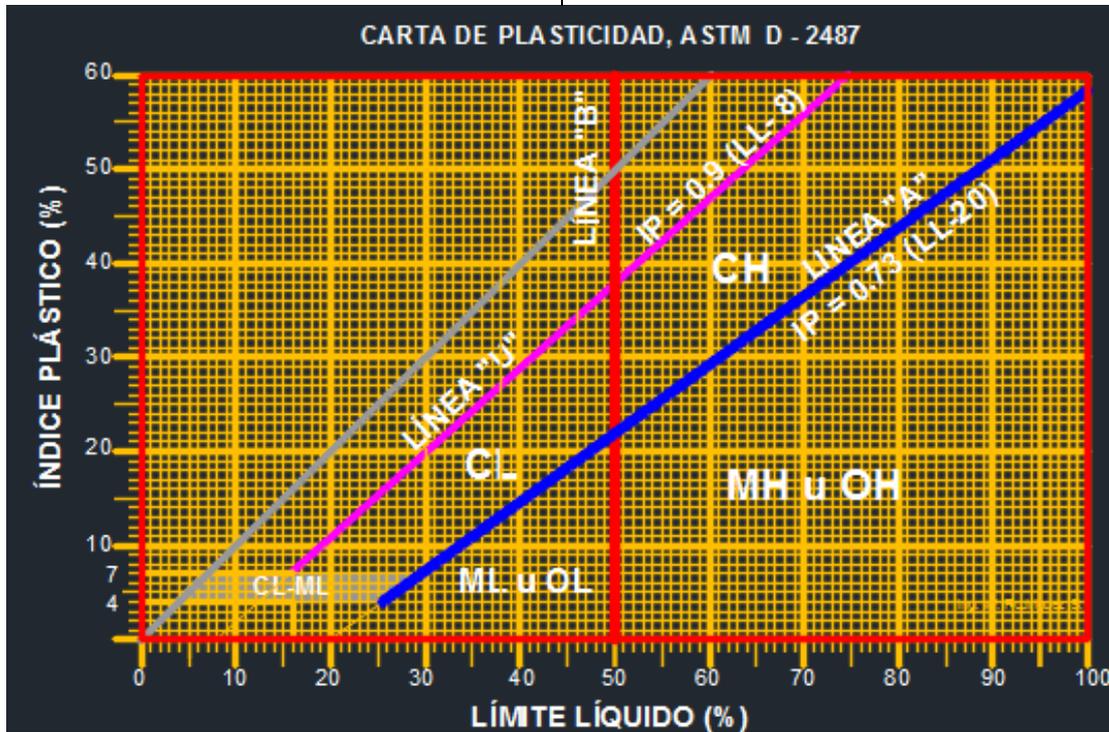
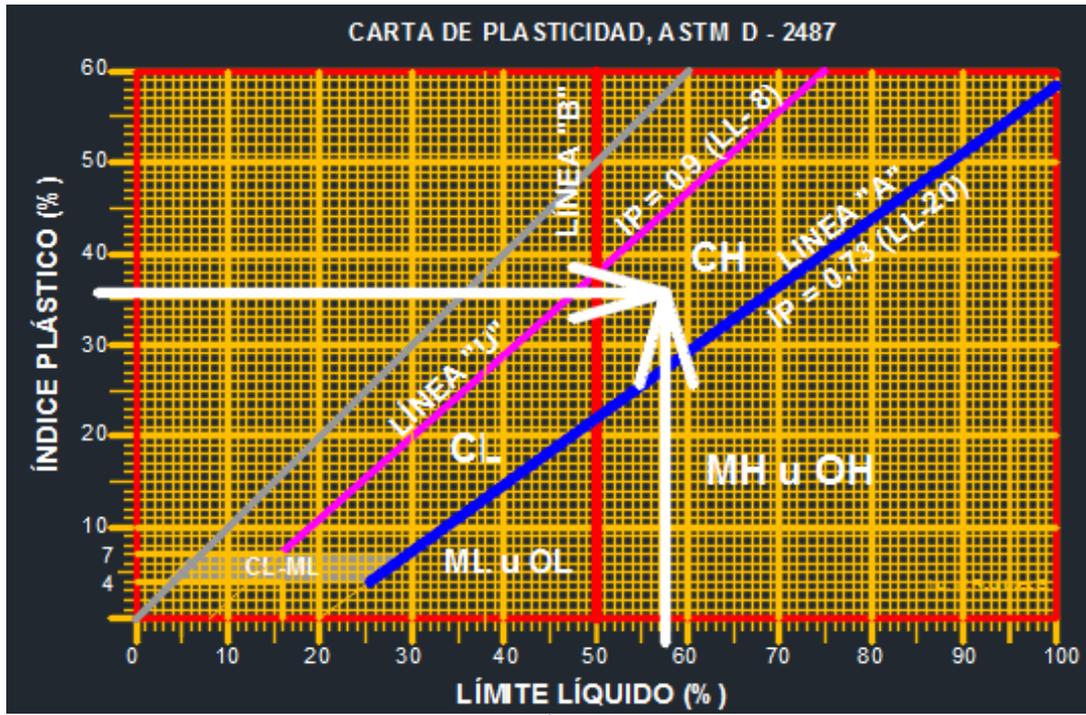


Fig. 6. Carta o gráfica de plasticidad.

Se observa que, conociendo el límite líquido *LL* y el índice plástico *IP* de un suelo fino, se puede

determinar, usando la Carta de plasticidad, el tipo de suelo fino (*CL*, *CH*, *ML*, *MH*, etc.).



EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS).

El sistema unificado de clasificación de suelos, es otro de los aportes de Arthur Casagrande. Se necesita contar con las siguientes propiedades del suelo:

- Curva de distribución granulométrica de donde se obtienen los coeficientes C_u y C_c .
- C_u = Coeficiente de uniformidad, obtenidos de la Curva de distribución granulométrica.
- C_c = Coeficiente de curvatura, obtenido de la Curva de distribución granulométrica.
- Los porcentajes de **Grava**, **Arena** y **Finos** del suelo.

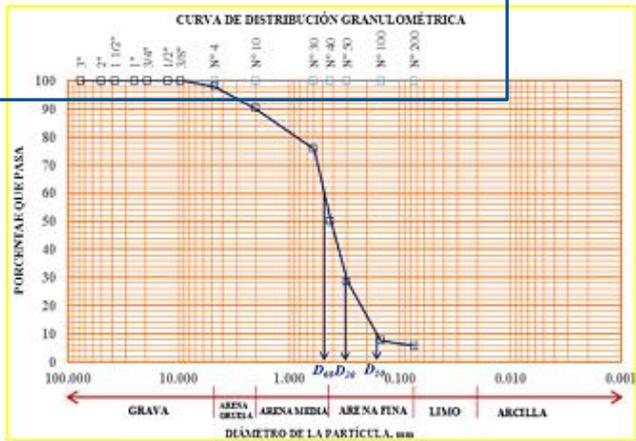
Denominamos **A**, **B** y **C**, a los porcentajes de **Grava**, **Arena** y **Finos** del suelo respectivamente.

Se determinan con las fórmulas (1), (2) y (3), en concordancia con la figura 8, donde se representa el suelo, dividido en porcentajes que son retenidos o atraviesan las mallas Nros. 4 y 200, obtenidos del ensayo de Análisis granulométrico.

$$A = \text{Porcentaje de Grava del suelo} = 100 - \% \text{ pasa tamiz Nro. 4} \quad \dots(1)$$

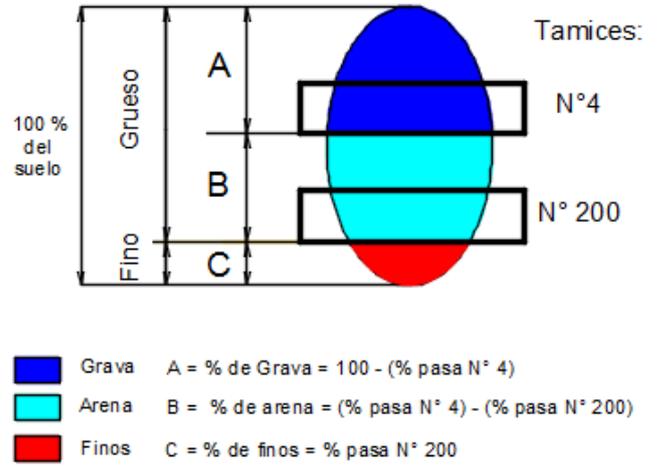
$$B = \text{Porcentaje de Arena del suelo} = \% \text{ pasa Nro. 4} - \% \text{ pasa Nro. 200} \quad \dots(2)$$

$$C = \text{Porcentaje de Finos} = \text{porcentaje que pasa Nro. 200} \quad \dots(3)$$



$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Fig. 7. Curva de distribución granulométrica.



- Grava A = % de Grava = 100 - (% pasa N° 4)
- Arena B = % de arena = (% pasa N° 4) - (% pasa N° 200)
- Finos C = % de finos = % pasa N° 200

Fig. 8. Esquema para determinar los porcentajes de Grava, Arena y Finos del suelo, a través de los porcentajes que pasan los tamices Nros. 4 y 200.

Además se debe contar con la *Carta de plasticidad*.

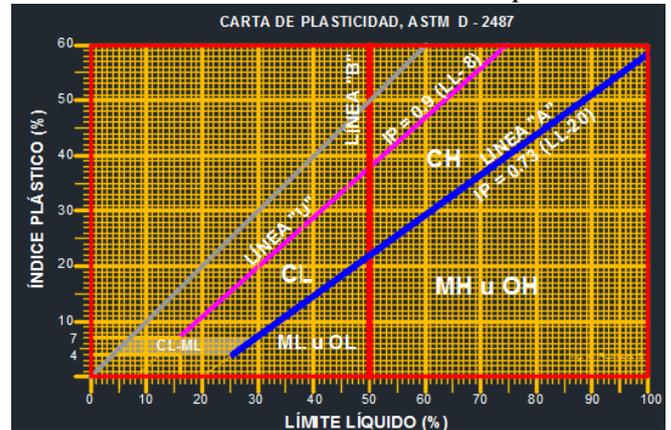


Fig. 9. Carta de plasticidad.

SÍMBOLOS.-

Se usan los siguientes símbolos básicos:

- G = gravel = grava.
- S = sand = arena.
- M = silt = limo.
- C = clay = arcilla.
- W = well graded = bien gradada.
- P = poor graded = pobremente gradada.
- L = low plasticity = baja o mediana plasticidad.
- H = high plasticity = alta plasticidad.

Los suelos se agrupan en dos grandes grupos, según el porcentaje de finos, según la tabla 1. :

Tabla 1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

38		Divisiones mayores		Símbolo de grupo	Nombres típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares		
Suelos de grano grueso (menos del 50% del material pasa el tamiz No 200)	Gravas	Gravas limpias	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60} < 3$			
			GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava - arena	No cumplir con los requisitos de gradación para GW			
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas grava - arena - limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $I_p < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo		
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava - arena - arcillosas	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $I_p < 7$			
	Arenas	Arenas limpias	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60} < 3$			
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas	No cumplir con los requisitos de gradación para GW			
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas arena - limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $I_p < 4$	Si el material está en la zona sombreada con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo		
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena - arcilla	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $I_p < 7$			
	Suelos de grano fino (más del 50% del material pasa el tamiz No 200)	Limos y Arcillas (límite líquido < 50)	ML	Limos orgánicos y arenas muy finas, polvo de roca	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de fino (fracción menor que el tamiz No 200 los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% : <i>GW, GP, SW, SP</i> Más de 12% : <i>GM, GC, SM, SC</i> De 5 a 12% : Casos de frontera que requieren doble símbolo			
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas				
OL			Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad					
Limos y Arcillas (límite líquido > 50)		MH	Limos orgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos					
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas					
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos					
Suelos altamente orgánicos		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos					

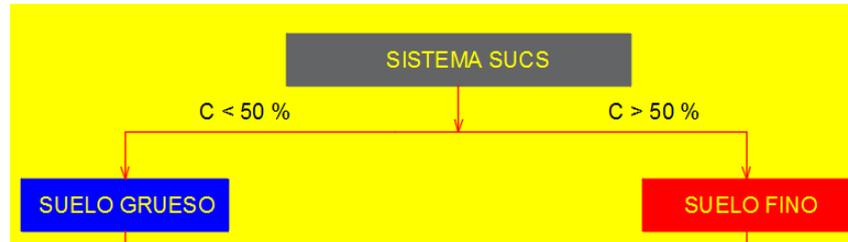
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS.-

El sistema divide a los suelos en dos grandes grupos:

-**Suelos gruesos**, cuando el porcentaje que pasa la malla Nro. 200 es $< 50\%$ y

-**Suelos Finos**, cuando el porcentaje que pasa la malla Nro. 200 es $> 50\%$

Llamamos C al porcentaje que pasa la malla Nro. 200, se tiene:



SUELOS GRUESOS.- Si $C < 50\%$, entonces nos vamos al grupo de los **Suelos Gruesos**. Los suelos gruesos, se dividen en **Gravas** y **Arenas**. Para determinar si es grava o arena, de la parte que no pasa la malla Nro. 200, determinamos la cantidad de Grava (A) y Arena (B), con las ecuaciones (1) y (2). Será **Grava** si el porcentaje de grava (A) es mayor que el de arena (B): Caso contrario es **Arena**:

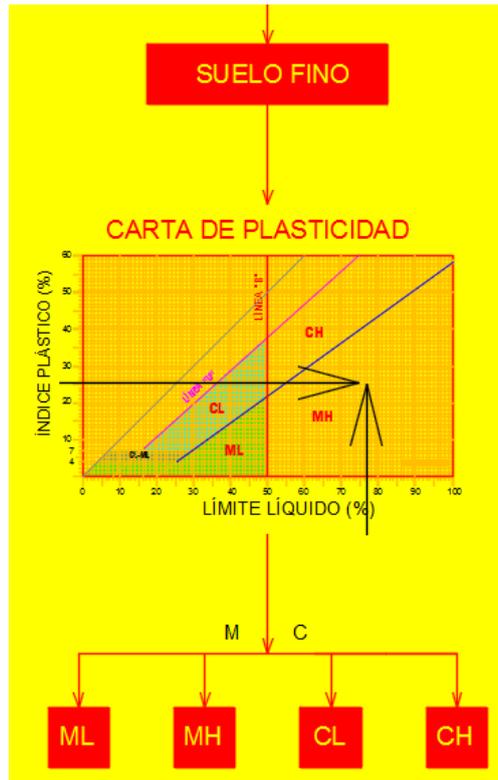


Para determinar si la **Grava** o **Arena** son **Límpias** o tienen **Finos**, se observa si C (porcentaje de finos), es menor que 5% o mayor que 12% . Si $C < 5\%$ entonces es **Grava** o **Arena Limpia**, si es mayor que 12% es **Grava** o **Arena con Finos**.

Si caemos en el campo de la Grava o Arena limpia, con los coeficientes C_u y C_c determinamos si es **Grava** o **Arena bien gradada** (**GW** o **SW**), o **Grava** o **Arena pobremente gradada** (**GP** o **SP**).

En caso que $C > 12\%$, la Grava o Arena será **Grava** o **Arena con finos**. Para saber si es **Limo** (M) o **Arcilla** (C) el fino, recurrimos a la **Carta de plasticidad**, a la que se ingresa con el Límite líquido LL y el Índice plástico IP . La **Grava** o **Arena** serán **limosas** o **arcillosas**: (**GM** o **GC**), o (**SM** o **SC**).

SUELOS FINOS.- Si desde el inicio, estamos en el campo de los suelos Finos, o sea $C > 50\%$, entonces no queda más que recurrir a la **Carta de plasticidad**, en donde se entra con el **Límite líquido** (LL) en las abscisas y, con Índice plástico (IP) en las ordenadas, para determinar en qué zona cae:



En la Carta de plasticidad se determina, si son **Limos** o **Arcillas de mediana a baja plasticidad** (*ML* o *CL*) o de **alta plasticidad** (*MH* o *CH*).

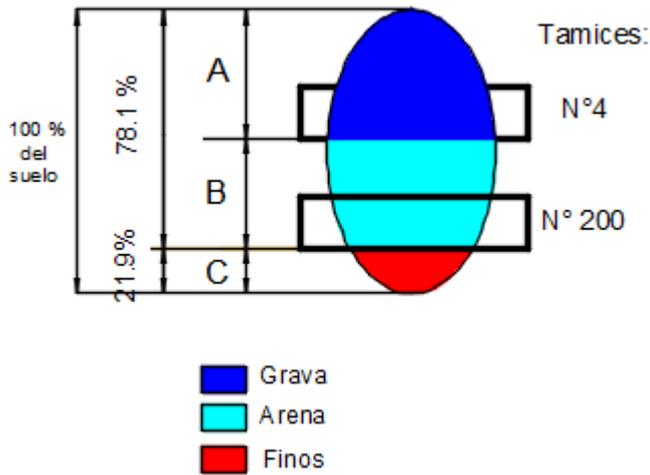
41 **PROBLEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS.-**
 Clasificar por el Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, los suelos A, B y C, que tiene los siguientes parámetros geotécnicos:

TAMIZ Nro.	% QUE PASA		
	A	B	C
4	73.2	82.4	69.3
10	68.5	79.5	59.1
20	-	-	48.3
40	36.1	69	38.5
50	-	-	28.4
100	-	-	19.8
200	21.9	54.3	4.9
ω_L	34.1	53.5	No plástico
ω_P	16.5	31.6	N.P.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO "A".-

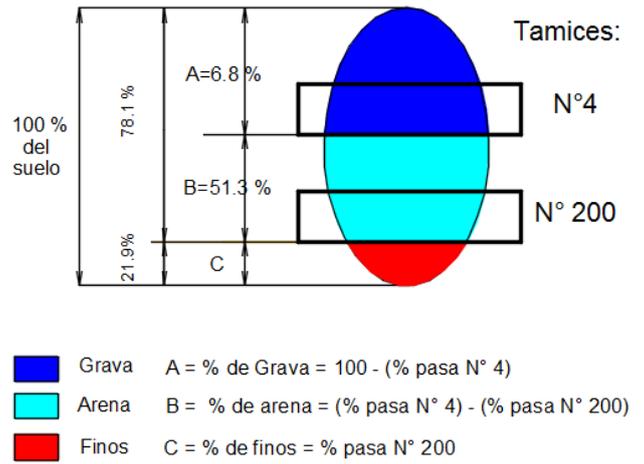
1º) % Pasa N° 200 = 21.9%
 21.9% < 50%

Por tanto el suelo es: **Suelo grueso.**



Suelo Grueso → Grava (G)
 → Arena (S)

2º) % Pasa N° 4 = 73.2%



$A = 100 \% - 73.2 \% = 26.8 \%$

$B = 73.2 \% - 21.9 \% = 51.3 \%$

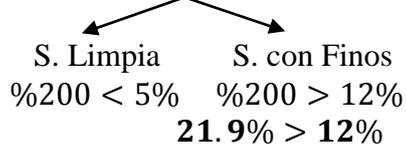
$C = 21.9 \%$

% de Arena (51.3) > % de Grava (26.8)
 % Arena > 50% (considerando sólo la parte Gruesa del suelo)

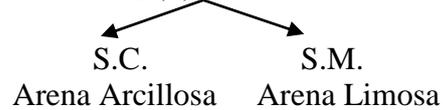
Por lo tanto, el suelo es **Arena (S)**



3º) % Pasa N° 200 = 21.9%



Por lo tanto, (S) con finos.

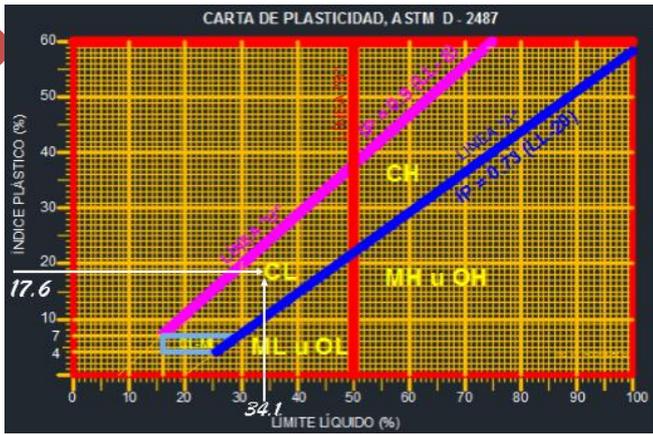


Vamos a la Carta de plasticidad, con los siguientes parámetros:

$LL = 34.1 \%$

$LP = 16.5 \%$

$IP = LL - LP = 17.6 \%$



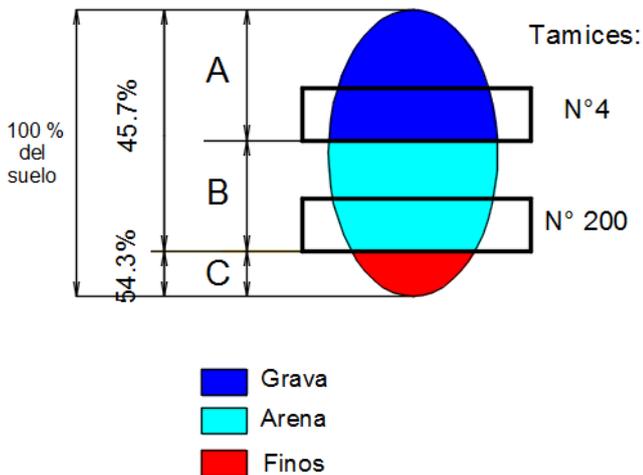
Cae en la zona de las arcillas: C
 En conclusión, el suelo se clasifica como:

SC: ARENA ARCILLOSA.

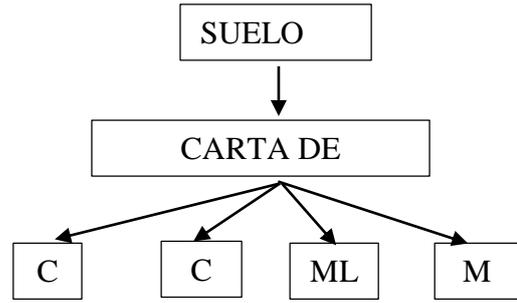
CLASIFICACIÓN DEL SUELO "B".-

TAMIZ	% QUE PASA		
	A	B	C
4	73.2	82.4	69.3
10	68.5	79.5	59.1
20	-	-	48.3
40	36.1	69	38.5
50	-	-	28.4
100	-	-	19.8
200	21.9	54.3	4.9
ω_L	34.1	53.5	No plástico
ω_P	16.5	31.6	N.P.

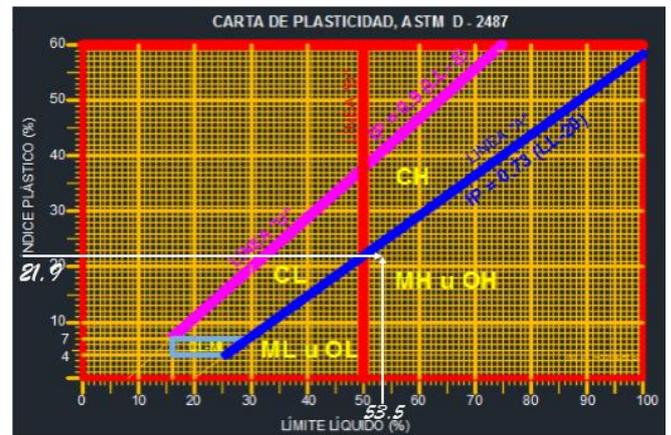
1º) % Pasa N° 200 = 54.3%
 54.3% > 50%



Por lo tanto es: Suelo Fino. Recurrimos a la Carta de plasticidad:



2º) $LL = 53.5\%$
 $LP = 31.6\%$
 $IP = LL - LP$
 $IP = 21.9\%$



Por lo tanto, el suelo se clasifica como:

MH: LIMO DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN DEL SUELO "C".-

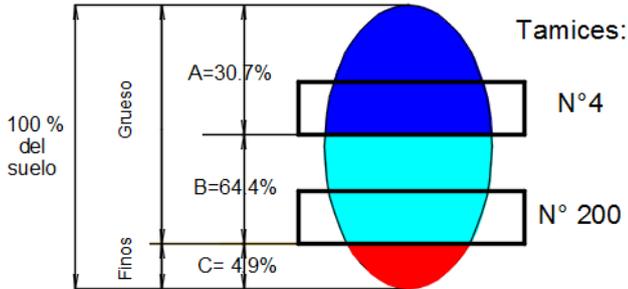
TAMIZ	% QUE PASA		
	A	B	C
4	73.2	82.4	69.3
10	68.5	79.5	59.1
20	-	-	48.3
40	36.1	69	38.5
50	-	-	28.4
100	-	-	19.8
200	21.9	54.3	4.9
ω_L	34.1	53.5	No plástico
ω_P	16.5	31.6	N.P.

1º) % Pasa N° 200 = 4.9%
 4.9% < 50%

Por lo tanto; **Suelo Grueso.**

Grava Arena
 % Pasa N° 4 % Pasa N° 4
 < 50% F.G. > 50% F.G.
 F.G- = Fracción gruesa.

2º) % Pasa N°4 = 69.3%



Grava A = % de Grava = 100 - (% pasa N° 4)
 Arena B = % de arena = (% pasa N° 4) - (% pasa N° 200)
 Finos C = % de finos = % pasa N° 200

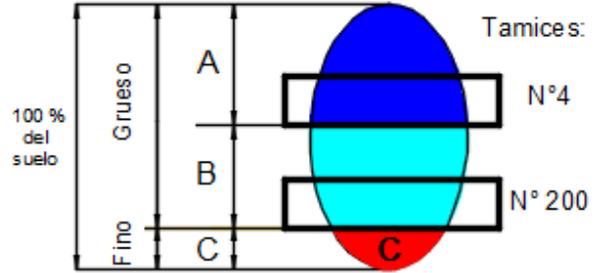
$A = \% Grava = 100\% - 69.3\% = 30.7\%$
 $B = \% Arena = 69.3\% - 4.9\% = 64.4\%$
 $C = \% Finos = 4.9\%$

64.4 (Arena) > 30.7 (Grava)

Por lo tanto, es **Arena**

Arena Limpia Arena con Finos

3º) % Pasa N° 200 = 4.9%



Grava Si C < 5 % es: Limpio
 Arena Si C > 12 % es: Con Finos
 Finos

$C = \% Pasa N° 200 = 4.9\% < 5\%$

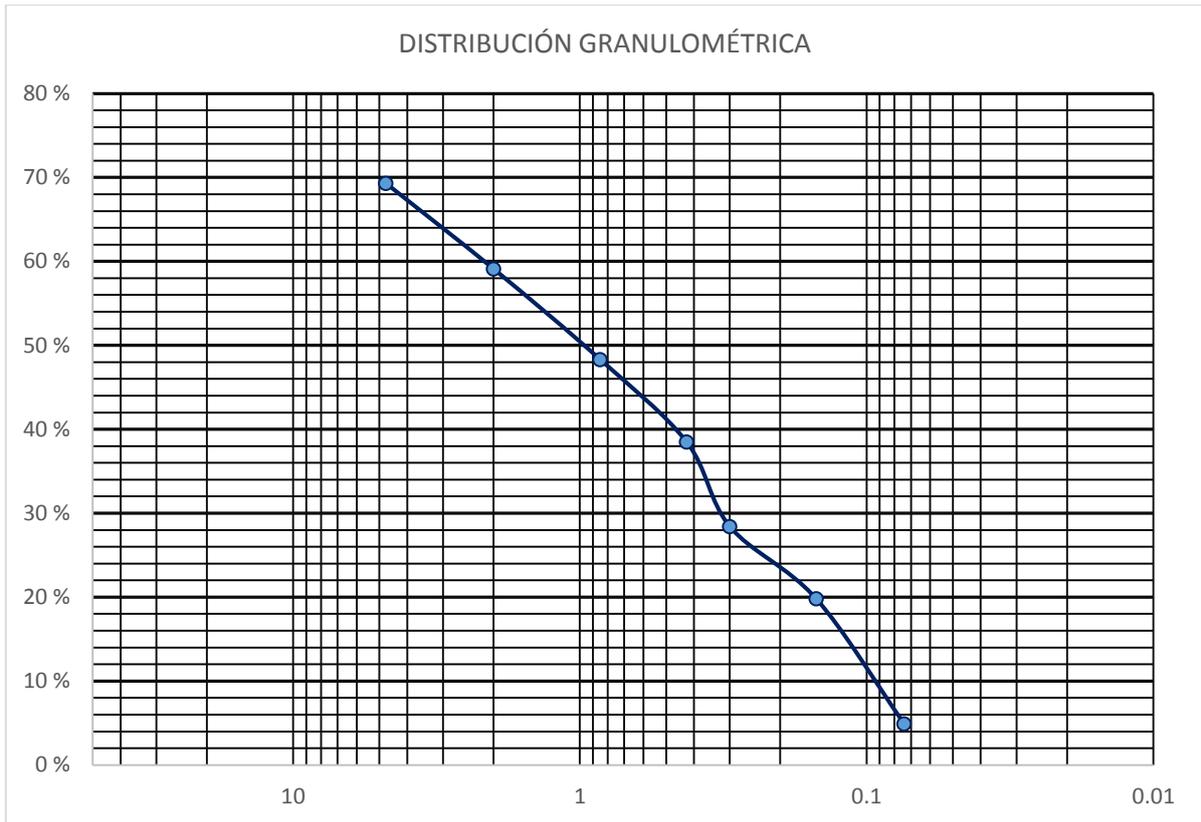
Por lo tanto: **Arena Limpia.**

SW SP

Hay que hacer la Curva de distribución granulométrica, para determinar si cumple con:

$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$

$1 < Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} < 3$



$$D_{10} = 0.092 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.31 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 2.05 \text{ mm}$$

$$Cu = \frac{2.05}{0.092}$$

$$Cu = 22.3$$

$$Cc = \frac{0.31^2}{0.092 \times 2.05}$$

$$Cc = 0.51 \text{ (No cumple)}$$

Por lo tanto, el suelo se clasifica como:

SP: ARENA POBREMENTE GRADADA.

EL ESTUDIO DE SUELOS

1. El sistema estructura-suelo.-Hay que considerar el suelo y la estructura como un sistema, de tal manera que interactúan entre si, y que si algo sucede a uno de los componentes del sistema, por ejemplo al suelo, éste afecta necesariamente a la edificación. Es un error aislar ambos, y estudiarlos por separado, esto sólo ocurre en la teoría cuando se crean modelos de cálculo para simplificar las variables, pero esto no es garantía de que esto ocurra en la realidad. Aunque el suelo sea gravoso no suponer que es bueno para construir sobre él, y que no es necesario el estudio de suelos. Puede estar asentado en zona de peligro por inundaciones o por sismo, o puede tener partículas finas de gran fuerza expansiva.

2. Profundidad de Cimentación (Df).-

-**McCarthy** recomienda cimentar por debajo del nivel activo o erosión potencial, si se trata de arenas compactas. En el caso de arcillas o limos firmes, recomienda cimentar por debajo del nivel activo por cambios de volumen.

-**Manuel Delgado Vargas**, en su libro “Ingeniería de Cimentaciones”, afirma que se requiere cierta profundidad de cimentación, para evitar la socavación del suelo por debajo del cimientto superficial, siendo ésta de 0.50 m.

-Para el **ATM**, Army Technical Manual (Manual técnico del ejercito de EEUU.) y el **AFM**, Air Force Manual, la profundidad de cimentación debe ser de 1.20m, para considerar el cambio de volumen del suelo, debido al efecto del hielo y deshielo.

-En las **Normas Peruanas de Estructuras**, se especifica que debe ser de 0.80 m, y si se usa albañilería portante con losa de concreto armada en dos sentidos, y viga perimetral que sea de 0.40 m.

-**Carlos Crespo Villalaz** da una ecuación para determinar la profundidad de cimentación D_f , en función del índice plástico (IP):

$$D_f = \frac{[(0.83 - 0.017 * IP) * IP] - 4}{\gamma}$$

Donde: D_f está en metros, γ es el peso específico de masa en ton/m³, e IP en porcentaje. Por ejemplo para IP = 10%, y $\gamma = 1.8$ ton/m³, $D_f = 1.44$ m.

En el Estudio de Suelos, se busca el estrato firme para cimentar, y una de las maneras de encontrarlo, en el campo, es con el ensayo de penetración estándar (SPT). Ver figura (1).

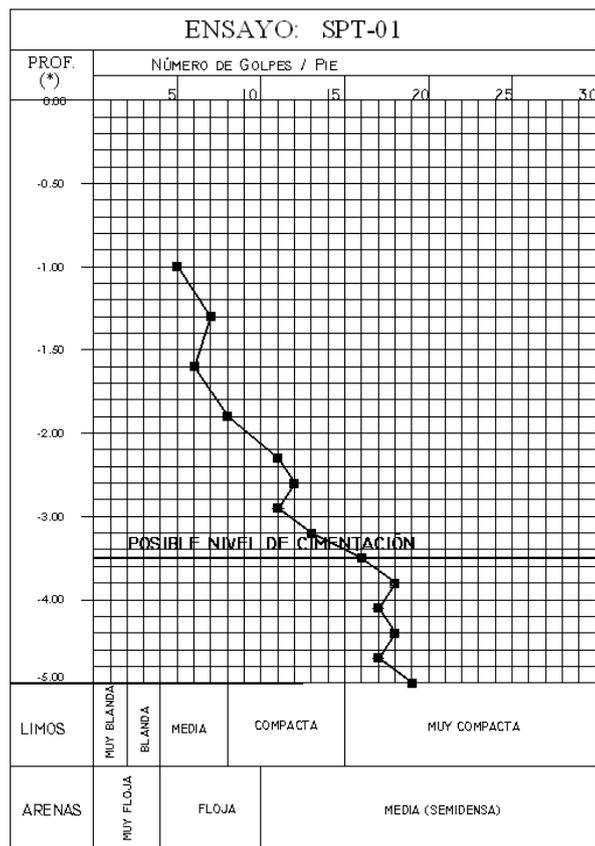


Fig. (1). El nivel de cimentación, se determina también, “in situ”, buscando el estrato firme.

3. La profundidad de sondeo.- Se refiere a la profundidad a que se debe hacer el estudio de suelos. Para suelos muy compresibles, se toma como aquella profundidad, p , donde se cumple que el esfuerzo vertical vale 10 % de la carga superficial. Para zapatas cuadradas, esta potencia vale $H = 1.5B$ a $2B$, siendo B el ancho de zapata.

$$p = D_f + 1,5 B \quad \dots(2)$$

Donde, D_f = Profundidad de cimentación. B = ancho del cimientto. Por ejemplo si $D_f = 1,5$ m, y $B = 2,0$ m. Entonces $p = 4,5$ m.

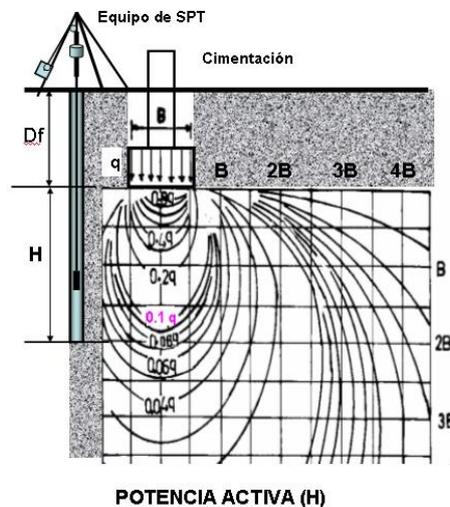


Fig. (2). Profundidades de cimentación y sondeo.

4. Clasificación de suelos.- Para clasificar se necesitan los ensayos de límite líquido (LL), límite plástico (LP) y análisis granulométrico. Se usa el Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, y el Sistema de la AASHTO. Esto sirve para elaborar el perfil estratigráfico. Para clasificar el suelo hay que usar la Carta de Plasticidad. Ver. Fig. (3).

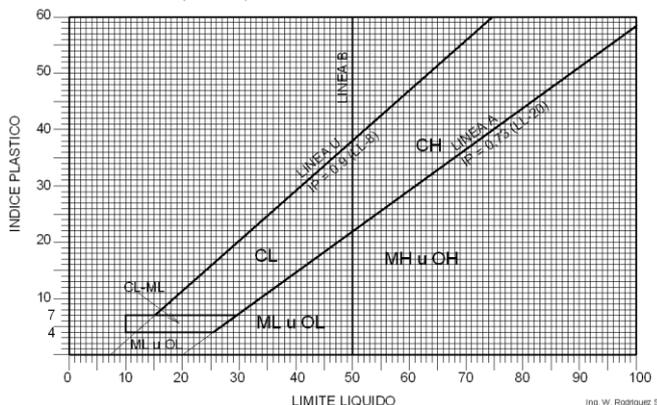


Fig. (3). Carta de Plasticidad, que sirve para clasificar el suelo.

5. Nivel freático.- Es importante, para efectuar la evaluación sobre el posible efecto de licuación de las arenas ante efecto sísmico, o su variación por riego de terrenos aledaños o por lluvia o inundación, que hace reaccionar las arcillas expansivas. Si es que se va a construir un sótano y el nivel freático afecta la edificación, usar platea y muros de contención, construir debajo o alrededor un sistema de drenaje, además colocar water-stop en la unión platea-muro de contención, usar aditivos impermeabilizantes en el concreto. Ver Fig. (4).



Fig. (4). El nivel del manto acuoso debe constar en el informe, para evitar las filtraciones en la edificación.

6. Contenido de sales en el suelo.- Las sales dañan el concreto y el acero de las estructuras, ver Fig. (5). Las especificaciones dadas por el Código de California (California Building Code), son:

Exposición a Sulfatos	Sulfato (SO ₄) en agua, ppm	Tipo de Cemento	Mínimo f'c, kg/cm ²
Despreciable	0-150	-	-
Moderado	150-1500	II, IP(MS),IS(MS)	280
Severo	Mayor de 1500)	315
Muy severo	10000	V V mas puzolana	315



Fig. (5). Efecto de las sales del suelo en paredes de edificación en el puerto del Callao, Lima. Perú.

6. Expansibilidad del suelo.- Para esto hay que realizar el ensayo de Expansión libre o el ensayo de Presión de expansión, para determinar la fuerza expansiva. Los investigadores **Holtz y Gibbs** en su libro "Propiedades de ingeniería de las arcillas expansivas", clasifica el Potencial de expansión según el valor del Índice plástico (IP):

Grado de Expansión	Índice de plasticidad, IP (%)	Límite de Contracción (%)	Probable expansión (%)
Muy alto	> 35	<11	>30
Alto	25 a 41	7-12	20-30
Medio	15 a 28	10-16	10-20
Bajo	< 18	>15	<10

En la ciudad de Iquitos, en el suelo subyacente al Malecón Tarapacá que colinda con el río Amazonas, la fuerza expansiva hacia arriba, determinada en laboratorio es de 5.00 kg/cm². **Kassiff, Liben y Wiseman**, han encontrado la relación entre el IP y el probable levantamiento de arcillas compactadas, según el siguiente cuadro:

IP (%)	Levantamiento de la superficie (cm)
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

7. Asentamientos.- Hay que realizar el ensayo de consolidación, de donde se determina el Índice de compresión de la curva de compresibilidad (Cc), y la

relación de vacíos inicial (e). Para calcular el asentamiento (S) de la edificación se usa:

$$S = \frac{Cc}{1+e} \left(\log \frac{pi + \sigma z}{pi} \right) H$$

Si se estudia el asentamiento de un estrato arcilloso de espesor H a una profundidad determinada, pi es la presión efectiva $\Sigma \gamma h$ a la mitad del estrato arcilloso, σz es el esfuerzo debido a la carga de la edificación (se calcula con las ecuaciones de Boussinesq), en el centro del estrato que se comprime.

Los asentamientos tienen límites. Según **Skempton y MacDonald**:

Criterio	Suelo	Cimientos aislados (cm)	Plateas (cm)
Máximo asentamiento diferencial	Arenas	3	3
	Arcillas	4.5	4.5
Máximo asentamiento	Arenas	5	5 a 7.5
	Arcillas	7.5	7.5 a 12.5

8. Capacidad Portante (q_{adm}).-Comúnmente se utiliza la teoría de Terzaghi, que requiere del ensayo de corte directo. Sin embargo también puede usarse el equipo de Penetración Estándar (SPT). A pesar de que sus valores parecen de poca variación, por ejemplo de 0.5 a 1.0 kg/cm², sus valores definen en gran medida el tipo de cimentación a usar, y el número de pisos de la edificación, porque cada piso adicional representa carga adicional.

8.1 Fórmulas del Dr Terzaghi.-

8.1.1 Zapata corrida.-

8.1.1.1 Cuando la falla es por cortante general (N del SPT mayor o igual a 15):

$$q_d = cN_c + \gamma ZN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (A.1)$$

8.1.1.2 Cuando la falla es por cortante local, y punzonamiento (N del SPT menor a 15):

$$q_d = c'N_c' + \gamma ZN_q' + 0.5\gamma BN_\gamma' \quad (A.2)$$

Donde:

q_d = Capacidad de carga limite en kg/m².

$Z = D_f$ = Profundidad de desplante (m).

L = Longitud de la cimentación (m).

γ = Peso volumétrico del suelo (kg/m³).

c = Cohesión del suelo (del ensayo de corte, kg/cm²)

ϕ = Angulo de fricción interna (del ensayo de corte)

B = ancho de la zapata (o dimensión menor de la zapata rectangular) en m.

γ' = peso unitario del suelo en kg/m².

$c' = (2/3)*c$.

8.1.2 Zapata cuadrada o rectangular.-

8.1.2.1. Falla por cortante general (N del SPT mayor o igual a 15).-

$$q_d = 1.3cN_c + \gamma ZN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \dots (B.1)$$

8.1.2.2 Corte local o punzonamiento (N del SPT menor a 15).-

$$q_d = 1.3c'N_c' + \gamma ZN_q' + 0.4\gamma BN_\gamma' \quad \dots (B.2)$$

Siendo la nomenclatura la misma del caso anterior.

8.2 El Ensayo de penetración estándar (SPT, Standar penetration test).-

Es ejecutado "in situ", se requiere para este ensayo, de trípode, motor, polea, martillo, cuerda, cañas guía y partida.



Fig. (6). Colocación del equipo de penetración en el punto de sondeo.

Con el valor de N se puede determinar, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el coeficiente de variación volumétrica y la capacidad portante. Hay que hacerle algunas correcciones, pero que hacen variar ligeramente el valor de N . Al valor nuevo se le llama N corregido.

La capacidad neta admisible del suelo, se obtiene a partir del número de golpes N , con las siguientes relaciones:

Para zapatas:

$q_{admisible} = 0.133*N$, kg/cm² (Arcillas), C. Crespo

$q_{admisible} = 0.215*N$, kg/cm² (Arenas y limos no plásticos)

Para plateas sobre arenas:

$q_{admisible} = (N - 3) / 5$, kg/cm². (Peck, Hanson y Thornburn)

VALORES DE CARGA ADMISIBLE EN ARCILLAS.-

Descripción	N del SPT	q adm, zapata cuadrada (kg/cm ²)	q adm, zapata continua (kg/cm ²)
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.30	Menos de 0.22
Blanda	2 a 4	0.30 a 0.60	0.22 a 0.45

Mediana	4 a 8	0.60 1.20	a	0.45 a 0.90
Compacta	8 a 15	1.20 2.40	a	0.90 a 1.80
Muy compacta	15 a 30	2.40 4.80	a	1.80 a 3.60
Dura	Más de 30	Más de 4.80	de	Más de 3.60

VALORES DE CARGA ADMISIBLE EN ROCAS.-

Tienen una resistencia de:

$$q_{adm} = 0.2 \text{ a } 0.3 \text{ } q_u, \text{ kg/cm}^2$$

q_u = Esfuerzo de rotura, del ensayo de compresión simple confinada, en kg/cm^2 .

Descripción	q_{adm} , kg/cm^2
Roca suave	8
Roca medianamente dura	40
Roca dura y sana	60
Rocas sedimentarias	
Lutitas y pizarras	8 a 10
Calizas	10 a 20
Rocas en plegamientos	
Micas	40
Rocas ígneas	
Basalto, granito, diorita, sanas	20 a 40 y a 100
Rocas metamórficas	
Gneiss	100
Mármol	10 a 20

9. Suelos colapsables.- Son suelos no saturados que sufren gran cambio de volumen al saturarse. La mayoría son eólicos, como las arenas y limos depositados por el viento. Prikonski (1952) tiene una expresión para identificar un suelo colapsable:

$$K_D = (w - LP) / IP$$

Donde w es el contenido de agua natural, LP es el límite plástico, e $IP = LL - LP$, es el índice de plasticidad.

K_D	Tipo de suelo
Menor que 0	Muy colapsable
Mayor que 0.5	No es colapsable
Mayor que 1	Expansivo

10. Consolidación y asentamiento de suelos.-

10.1 El Ensayo de Consolidación, se realiza con el edómetro o consolidómetro, y determina la Curva de Consolidación y la Curva de Compresibilidad. La Curva de Compresibilidad, muestra la relación entre la carga aplicada " p " y la relación de vacíos " e ".

Varias edificaciones han tenido problemas de agrietamiento, debido al daño producido por el hundimiento de la cimentación, cuando ésta ha sido construida sobre un suelo blando y compresible.

Cuando colocamos apoyos fijos o empotramientos de los pórticos, estamos asumiendo que estos no se van a desplazar, ni hundir. Estas hipótesis no son válidas si el suelo, y por consiguiente las zapatas, se hundan. Se produce

fallas en toda la edificación, que se manifiesta por agrietamientos en muchos ambientes de la misma.



Fig. (3). Consolidómetro o edómetro.



Fig. (4). Grietas por asentamiento, en la sede de la Fiscalía de Lambayeque.

10.2 Método para determinar si un suelo es muy compresible.- Es a través del límite líquido (LL). Se determina el Índice de Compresión C_c , con la fórmula aproximada dada por Terzaghi:

$$C_c = 0.009 (LL - 10\%)$$

Luego clasificamos la compresibilidad con la siguiente tabla dada por Crespo Villalaz:

C_c	Compresibilidad
0.00 a 0.19	Baja
0.20 a 0.39	Media
0.40 a más	Alta

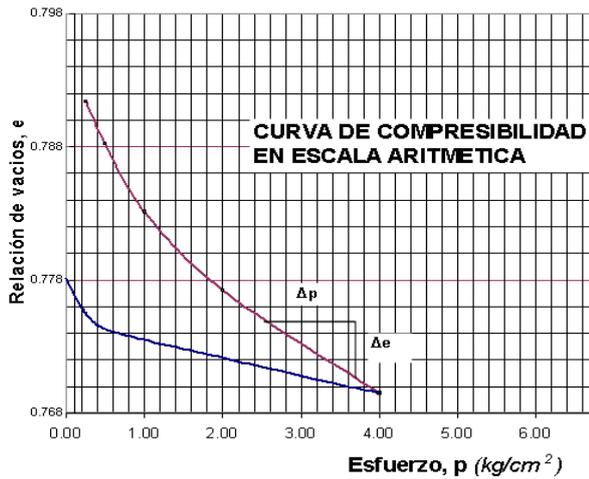


Fig. (5). Curva de compresibilidad en escala aritmética.

También a través del **Coefficiente de variación volumétrica mv**:

a) Realice la Curva de compresibilidad (presión X vs relación de vacíos Y) en escala aritmética.

b) Determine la pendiente del tramo virgen:

$av = \Delta e / \Delta p =$ coeficiente de compresibilidad $= \text{cm}^2/\text{kg}$

c) Calcule $mv =$ coeficiente de variación volumétrica.

$mv = av / (1 + e) = \text{cm}^2/\text{kg}$

$e =$ relación de vacíos

d) Luego clasifique la compresibilidad según la tabla dada por M. J. Tomlinson:

Compresibilidad	m_v (cm ² /kg)
Muy baja	Menor que 0.005
Baja	0.005 - 0.010
Media	0.010 - 0.030
Alta	0.030 - 0.150
Muy alta	Mayor que 0.150

IMPORTANTE.-

Un suelo clasificado como de compresibilidad media, va a ocasionar problemas de asentamiento en la edificación.

11. Daños por excavación.- Son muy comunes los agrietamientos de las casas vecinas cuando se hace una excavación, que son de adobe o muy antiguas. **Se producen también derrumbes que pueden ocasionar lesiones o muertes a los trabajadores.** Cuando se excava una zanja en suelos granulares, el suelo se rompe formando un bloque casi triangular, de tal manera que el ángulo $\theta = 45 + \phi/2$.

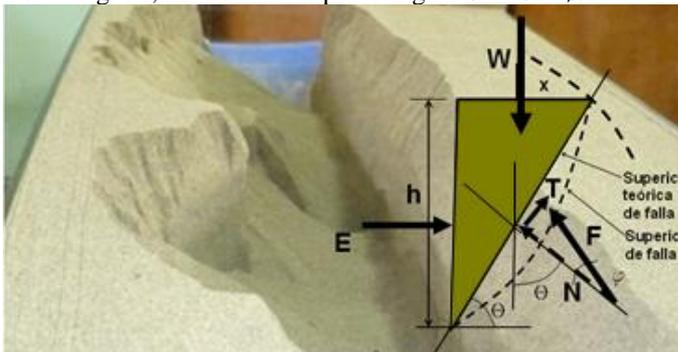


Fig. (6). Rotura de suelo por excavación

Los derrumbes se explican con las ecuaciones de la teoría de Mohr-Coulomb, para el caso de empuje activo de suelo. Aquí el esfuerzo vertical es igual a la presión efectiva de suelo γz .

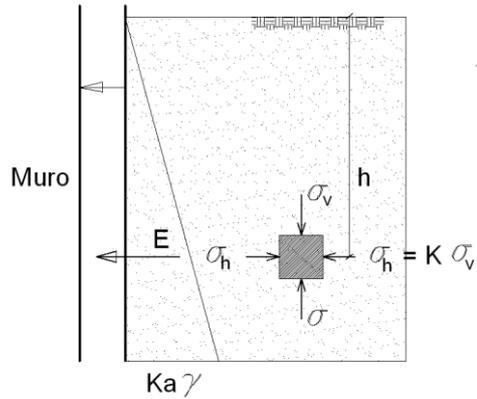


Fig. (7). Muro sometido a empuje horizontal

El empuje producido por la fuerza horizontal, tiene dos componentes que se oponen. Este empuje, cambia de sentido a una cierta profundidad. En esta profundidad crítica, Hc, las dos componentes de esfuerzo horizontal se igualan:

$.sh = sv Ka - 2c \sqrt{Ka}$

Siendo $sv = \gamma z$

$.sh = (\gamma z) Ka - 2c \sqrt{Ka}$

$(\gamma z) Ka - 2c \sqrt{Ka} = 0$

$.z = (2c / \gamma) * 1 / \sqrt{Ka}$

$Hc = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}}$

H se llama altura crítica

-c la cohesión, ϕ el ángulo de fricción interna y γ el peso específico de masa del suelo.

Para un suelo cohesivo (arcilla o limo) $\phi = 0$, entonces $Hc = 2c/\gamma$, y para $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$, se tiene las alturas máximas de excavación en función de la cohesión. Hay que dividir las entre un factor de seguridad.

Dividir estos valores entre un factor de seguridad **FS = 2.**

PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXCAVACION			
Cohesión, c (kg/cm ²)	ARCILLAS f=0 (m)	ARENAS c=0 (m)	ARENAS CON FINOS f, c ≠ 0 (m)

0.05	0.5	0	1.1
0.10	1.1	0	2.2
0.20	2.2	0	4.3
0.30	3.3	0	6.5
0.40	4.4	0	8.7

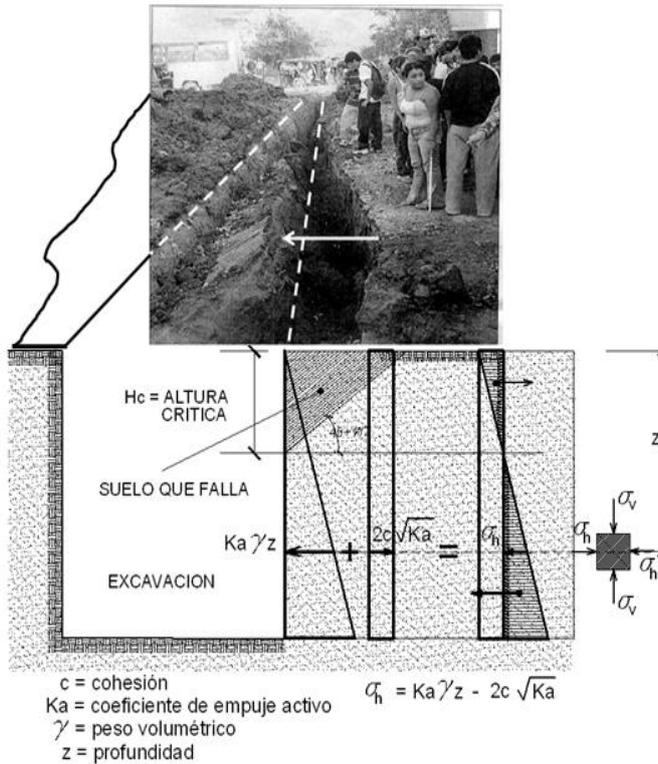


Fig. (8). Falla de suelo en la altura crítica: a partir de la altura crítica ya no hay fuerza que equilibre el empuje actuante:

En el fenómeno del derrumbe hay dos fuerzas horizontales, que actúan en sentido contrario: Una de empuje y otra de retención.

En términos de esfuerzo, En el fenómeno del derrumbe hay dos fuerzas horizontales, que actúan en sentido contrario: Una de empuje y otra de retención.

En términos de esfuerzo, el empuje crece con la profundidad z , mientras que la componente de cohesión que retiene se mantiene constante.

A cierta profundidad, la primera fuerza vence a la segunda. el empuje crece con la profundidad z , mientras que la componente de cohesión que retiene se mantiene constante.

A cierta profundidad, la primera fuerza vence a la segunda.

12. Diseño estructural.- Una arena suelta, o una arcilla compresible no garantizan un empotramiento perfecto. Winter y Nilson en su libro “Proyecto de estructuras de hormigón”, dicen textualmente: “En soportes apoyados sobre zapatas relativamente pequeñas que a su vez descansan sobre un terreno compresible se supone generalmente extremo articulado, ya que tales suelos sólo ofrecen una resistencia muy pequeña a la rotación de la zapata. Por otra parte, si las zapatas descansan sobre roca sólida o si se utiliza un grupo de pilotes con su parte superior encepada en un bloque de hormigón,

el efecto conseguido es una fijación casi completa del soporte sustentado y así debe suponerse en el cálculo”.

12. Problemas legales del ingeniero civil, que hace un estudio de suelos.- Se pretende que un informe de suelos prevea “todos” los posibles accidentes o fallas del futuro, y ofrezca “todas” las soluciones a los problemas encontrados. Esto es difícil e irreal. Sin embargo cuando éstas ocurren, se juzga con sumo rigor al que realiza el estudio de suelos. Se le juzga porque se asume que el ingeniero debe tener el máximo nivel de conocimientos.

El estudio de suelos hace diagnóstico y pronostica. Si en un estudio de suelos, se descubre algo negativo o peligroso, que puede pasar en la obra, tiene que decirlo en el informe, así no sea de su especialidad, o no corresponda al estudio de suelos que está haciendo, porque se comete el delito de omisión.

Si se hacen calicatas y no se cierran, tiene que colocarse cercos de seguridad, indicando “Peligro”. Alguien puede caerse en la excavación y lesionarse, en cuyo caso, se comete el delito de negligencia.

Se comete delito por cuatro causas: **Negligencia, Omisión, Error y Olvido.**





Foto (1). Fallas por efectos de expansibilidad en suelo y a la mala práctica constructiva, del hospital del IPSS de Chachapoyas (1985). Las fallas aparecieron tres meses después de inaugurada la obra.



Foto (2). Efectos de expansibilidad en suelo del en el piso del hospital del IPSS de Chachapoyas.



Fotos (3). Interior del Hospital del IPSS en Chachapoyas, falló por expansión del suelo, a los tres meses de terminado.



Foto (4). Expansibilidad en muro en conjunto habitacional “Las Delicias”, Reque. Aquí el suelo es granular con finos.

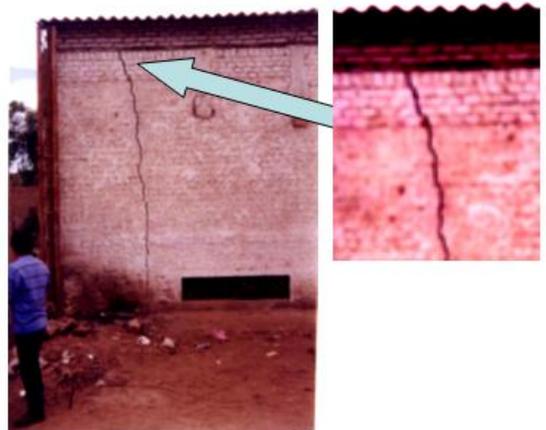


Foto (5). Falla de muro por excavación de sótano de cuatro metros de profundidad, en la parte inferior izquierda de la edificación fallada. Obra en Chiclayo.



Foto (6). Falla en muro de contención en el Malecón Tarapacá en Iquitos.



Foto(7). Inundación que socavó los cimientos en Mocce. Lambayeque.



Foto (8). Puente Reque que falló debido a la socavación del suelo, durante el fenómeno de El Niño, por incremento de caudal; y mala ubicación respecto al suelo, y a las líneas de corriente del río.



Foto (9). Efecto de las sales del suelo en paredes de edificación.



Foto (10). Falla en piso de conjunto Habitacional Hillview Glen Apartments, en California, USA.



Foto (11). Obra pública en la ciudad e Lambayeque, en donde se presentan fallas por asentamientos.

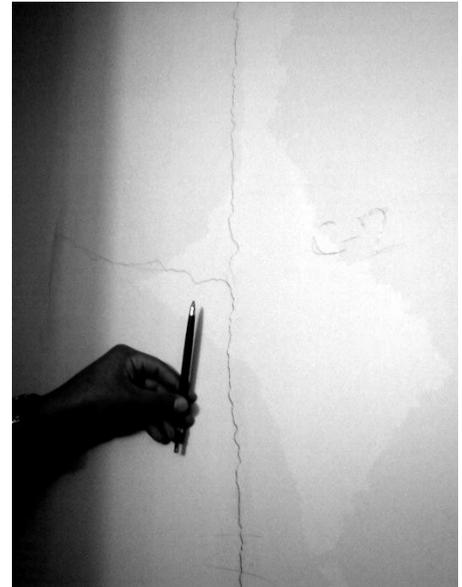


Foto (12). Grietas en la pared de la obra pública en de Lambayeque, debido al asentamiento del suelo.



Foto (13). Falla de muro en casa de dos niveles por construcción adyacente de edificio de 7 niveles.



Foto (14). Falla de muro correspondiente al mismo caso anterior.

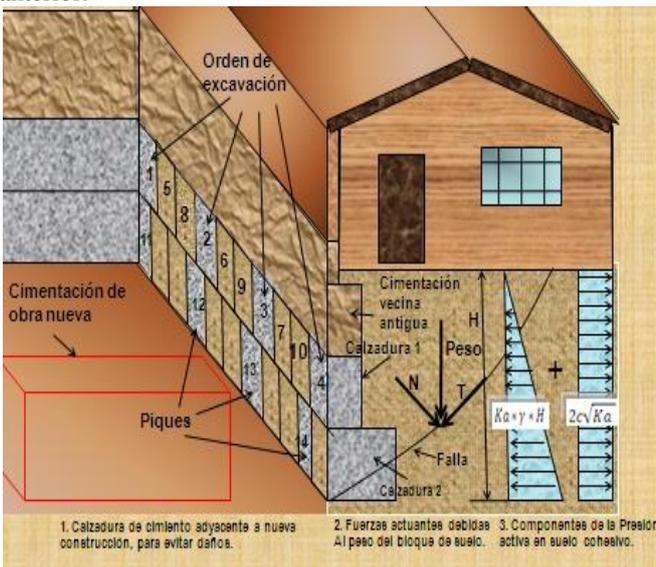


Fig. (A). Detalle de calzadura, fuerzas y esfuerzos en una excavación.



Foto (15). Dos obreros murieron por derrumbe de excavación de zanja de desagüe, el 26 de Setiembre del 2006, en Cayalti. El suelo era arenoso y la excavación era de 3m de profundidad. Instantes en que son sacados.

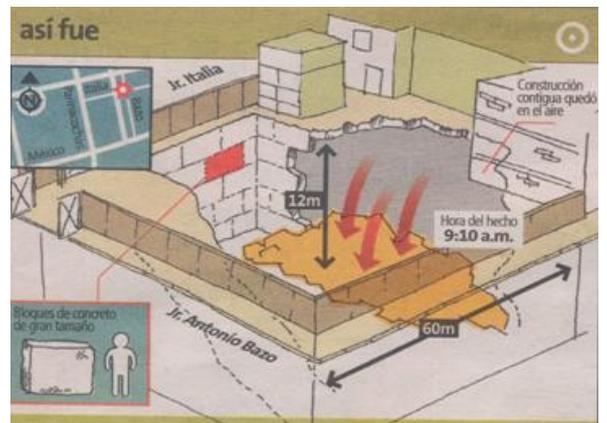


Fig. (B). Explicación esquemática de un derrumbe durante la construcción de un edificio en La Victoria, Lima Perú, que mató a ocho obreros.



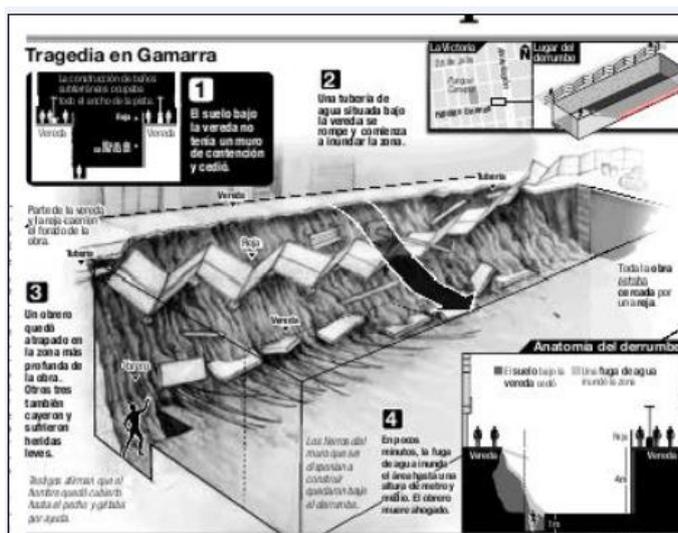


Foto (16). Derrumbe en Gamarra, por excavación de zanja en talud que no tenía muro de contención. Resultado: un fallecido. Tomado del diario “El Comercio”.

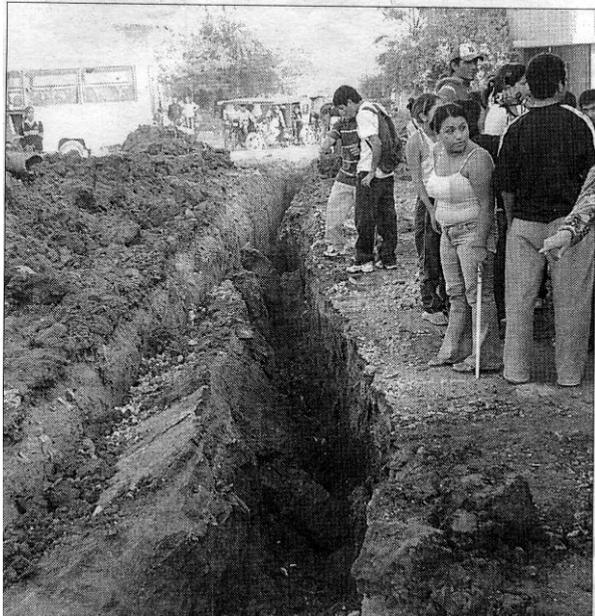


Foto (17). Masa de tierra sepultó y mató a dos obreros, en la calle Próceres, en el Distrito de Jose Leonardo Ortiz, en obra de reestructuración de las redes de alcantarillado, el 11 de Junio del 2009.

EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (Standar Penetration Test)

1. OBJETIVO.-

Dar una explicación general y rápida, del ensayo de penetración estándar, llamado simplemente SPT, siglas de Stándar Penetration Test, el cual sirve para determinar parámetros geotécnicos “in situ”, tales como, el ángulo de fricción interna, módulo de elasticidad, módulo de balasto y capacidad portante del suelo. Estos parámetros son importantes para el diseño de cimentaciones.



Fig. 1. Colocación del equipo de penetración en el punto de sondeo. Obra: Tanque Elevado de Nuevo Mocce. Lambayeque. Perú.

2. DESCRIPCION.-

Es ejecutado “in situ”, se requiere para este ensayo, de trípode, motor, polea, martillo, cuerda, cañas guía y partida. Consiste en determinar el número de golpes (N), que se requieren para que una barra vertical (llamada caña), penetre una longitud de un pie (30 cm), dentro del suelo, por medio de un golpe de martillo de 140 libras de peso, levantado y soltado desde una altura de 76 cm.



Fig. 2. Detalles del equipo de penetración estándar. El martillo golpea a la caña, a través de un tope llamado sufridera, para que penetre 30 cm. Obra: Muros de contención, en el Malecón Tarapacá, Río Amazonas, Iquitos. Perú.

Con el valor de N de campo, se puede determinar: la capacidad portante del suelo, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el ángulo de fricción interna. Hay que realizarle algunas correcciones, pero que hacen variar ligeramente el valor de N_F de campo. Al valor nuevo se le llama N corregido, estándar (N_s) o N_{60}

$$N_s = N_F * C_N * n_1 * n_2 * n_3 * n_4 * n_5 \quad \dots(1)$$

C_N = Corrección por sobre-capa

n_1 = Factor de ajuste = ER / ER_s

n_2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación

n_3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras

n_4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.

n_5 = Factor de ajuste por nivel freático



Fig. 3. Vista superior, del martillo que golpea a la sufridera, para introducir la caña o cuchara, dentro del suelo. Obra: Tanque Elevado de Nuevo Mocce.



Fig. 4. La caña partida o cuchara, al ser abierta, contiene la muestra de suelo, la que es llevada al laboratorio, para efectuarle ensayos complementarios. Obra: Tanque elevado de Nuevo Mocce.

3. CORRELACIONES DE LOS RESULTADOS DEL SPT.-

Los resultados del ensayo de penetración se han correlacionado con diversos parámetros geotécnicos. A continuación, mostraremos la obtenida con la capacidad portante en arenas, desarrollada por Ralph Peck, y publicada en su libro: *Ingeniería de Cimentaciones*.

3.1 SUELOS FRICCIONANTES.-

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARENAS.-

Karl Terzaghi, obtuvo la capacidad de carga límite del suelo con esta expresión:

$$qd = c * ctg \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)tg\phi}}{2\cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] +$$

$$+ \gamma D_f \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)tg\phi}}{2\cos\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} +$$

$$+ 0.5\gamma B * \frac{1}{2}(Kp\gamma * tg\phi - 1) * tg\phi$$

Siendo:

$$Kp\gamma = tg\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

...(1)

-f, es el ángulo de fricción interna del suelo, c es la cohesión del suelo, B es el ancho del cimiento, g, es el peso unitario del suelo.

A partir de la Ec. (1), ecuación de Terzaghi, Ralph Peck, Fig. (7), encuentra las relaciones entre la capacidad de carga admisible del suelo q_{adm} , en función del ancho del cimiento B , la profundidad de desplante D_f , y el número de golpes N del SPT. Para el caso de arenas, se obtiene la Ec. (2).

$$q_{admisible} = \frac{1,6 * B}{3} \left[(N_q - 1) \frac{D_f}{B} + 0,5 * 1,6 * N_g \right]$$

...(2)

- La Ec. (2), nos dice que la capacidad de carga admisible, depende de los factores de capacidad N_q y N_g , los cuales a su vez dependen del ángulo de fricción interna. Esta relación se muestra en la Fig. (5).

- Peck, Hanson y Thornburn, obtuvieron la relación, entre el ángulo de fricción interna y el Número de golpes del SPT. Esta relación es:

$$F(\text{grados}) = 27,1 + 0,3N_{\text{correg.}} + 0,00054 (N_{\text{correg.}})^2$$

...(3)

En la Fig. (6) se muestra en gráfica, relación del número de golpes del SPT y el ángulo de fricción interna. Por tanto, existe una relación, entre el número de golpes N del SPT y el ángulo de fricción interna, y de éste a su vez con los Factores N_c y N_g , usados en la ecuación de Terzaghi, con los cuales se determina la capacidad de carga admisible. En conclusión, existe una relación entre la Capacidad de carga admisible y el número de golpes del SPT.

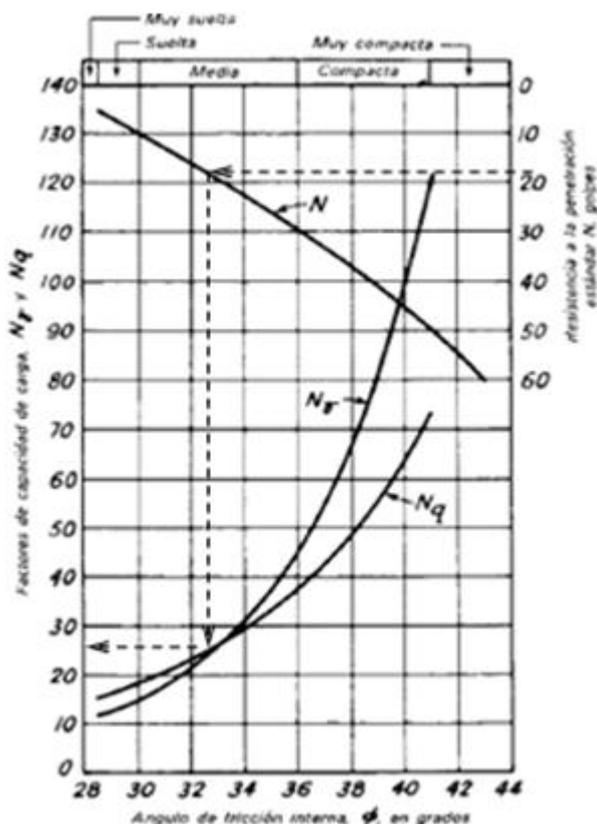


Fig. 5. Relación entre los factores de carga, el ángulo de fricción y el número de golpes del SPT, encontrada por Peck.

Capacidad de carga admisible, para zapatas cimentadas en arena.- Se obtiene:

$$q_{admisible} = 0,109 * N$$

...(4)

es la capacidad de carga admisible de zapatas en arenas, para ancho de cimentación $B \geq 1,2$ m.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARENAS DEBIDO A ASENTAMIENTO MAXIMO, SEGÚN MEYERHOF.-

La capacidad portante en arenas, fue dada por Meyerhof, para un asentamiento máximo de una pulgada, con un factor de seguridad igual a 2.-

$$q_{admisible} = 2,54 * \left(\frac{N_{correg}}{7,62} \right) \left(\frac{B+0,3}{2B} \right)^2, kg/cm^2$$

...(5)

B = ancho de la zapata $\geq 1,20$ m

$$q_{admisible} = 2,54 * k * C_B, kg/cm^2$$

...(6)

EL MÓDULO DE BALASTO (k).-

$$k = \frac{N_{correg}}{7,62} \dots(7)$$

Correlaciones, para otros parámetros geotécnicos de las arenas.-

N_{con}	En arenas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm^2
	Descripción	Compacidad relativa		
0 — 4	Muy floja	0 — 15 %	28°	100
5 — 10	Floja	16 — 35 %	28 — 30	100 — 250
11 — 30	Media	36 — 65 %	30 — 36	250 — 500
31 — 50	Densa	66 — 85 %	36 — 41	500 — 1000
> 50	Muy densa	86 — 100 %	> 41	> 1000

Effective Stress Friction Angle

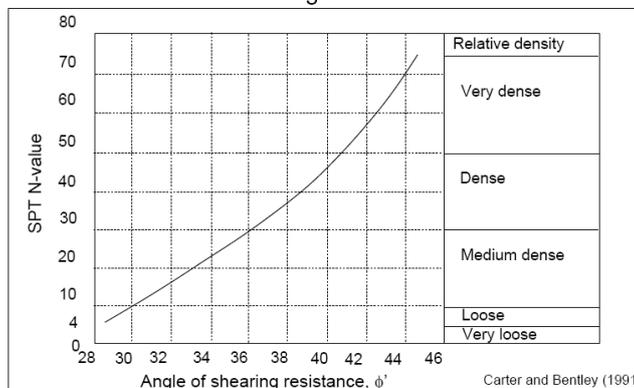


Fig. 6. Relación entre el número de golpes del SPT y el ángulo de fricción interna de las arenas.

3.2 SUELOS COHESIVOS.-

Haciendo un desarrollo similar, a partir de la ecuación de Terzaghi, Ec. (2), se encuentra para las arcillas, la ecuación (8):

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARCILLAS:

$$q_{admisible} = 0,125 * N$$

...(8)

CORRELACIONES DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN ARCILLAS.-

N	En arcillas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm^2
	$q_u, kg/cm^2$	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0°	3
2 — 4	0.25 — 0.50	Blanda	0 — 2	30
4 — 8	0.50 — 1.00	Media	2 — 4	45 — 90
8 — 15	1.00 — 2.00	Compacta	4 — 6	90 — 200
15 — 30	2.00 — 4.00	Muy compacta	6 — 12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Nota: q_u = esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada.



Fig. 7. **Ralph Brazelton Peck. Canadá 1912 – New Mexico 2008.** Colega de Karl Terzaghi, desarrolló las ecuaciones para determinar la capacidad portante del suelo, a partir del número de golpes del SPT.

CORRELACIÓN ENTRE $N(S.P.T.)$ y q_c (AXIAL NO CONFINADA SEGÚN SOWER Y SOWERS.

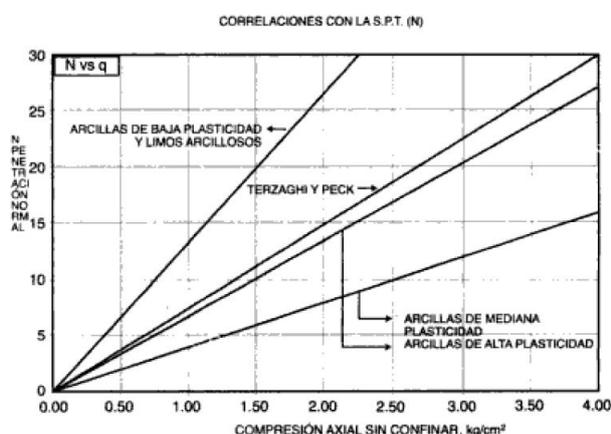


Fig. 8. Relación entre el número de golpes del SPT y la resistencia a la compresión, no confinada del suelo.

COMENTARIO FINAL.-

El ensayo de penetración, es un ensayo que complementa a los de laboratorio, no los substituye. Permite obtener muestras de suelo inalteradas a mayores profundidades, especialmente, donde se van a construir cimentaciones profundas, y nos da criterios para determinar el estrato firme donde cimentar. Los resultados varían de un equipo a otro y, la realización correcta del ensayo, depende en gran manera, de la experiencia del que lo realiza. La interpretación de los resultados, también están sujetos a la experiencia y conocimiento, del que lo realiza. El equipo usa materiales de gran peso, y debe ser realizado por personal muy entrenado en este ensayo.

EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

SPT, Standar penetration test

VERSIÓN AMPLIADA

HISTORIA-

En el año 1902 **Charles R. Gow** desarrolló la práctica de hincar en el suelo un tubo de 1 pulgada de diámetro exterior, para obtener muestras, marcando el inicio del muestreo dinámico de los suelos.

En 1922, su empresa se transformó en una subsidiaria de Raymond Concrete Pile, la que difundió esa nueva metodología de estimar la resistencia del material en base al trabajo de hincas del tubo.

La cucharita partida de 2 pulgadas de diámetro exterior fue diseñada en el año 1927, basándose en el trabajo de campo realizado en Philadelphia por **G. A. Fletcher** y el desarrollo de investigaciones realizadas por **H. A. Mohr** (gerente regional de **Gow Company** en Nueva Inglaterra, U.S.A.).

En 1930 comenzó a reglamentarse el método de ensayo con la realización de mediciones de la resistencia a la penetración de una cucharita partida (de 2 pulgadas) bajo una carrera de 12 pulgadas, empleando una maza de 63,5 kg. que caía desde 76,2 cm. de altura.

En su trabajo titulado **“Exploration of soil conditions and sampling operations”** publicado por la **Universidad de Harvard** en el año 1937, **H. A. Mohr**, reporta que el método de exploración del suelo y su muestreo se estableció en febrero de 1929, fecha del primer informe del ensayo de penetración, realizado por la Gow, División de Raymond Concrete Pile.

Según Fletcher, en aquel momento la técnica de la perforación, era el principal obstáculo para la normalización del método. Ni Fletcher ni Mohr dieron muchos detalles del diseño de la cucharita partida de 2” de diámetro externo, pero si lo hizo Hvorslev en 1949 en su reporte clásico sobre exploración y muestreo del subsuelo.

En la 7ma. Conferencia de Texas sobre Mecánica de Suelos e ingeniería de las fundaciones, en el cual fue presentado el trabajo titulado “Nuevas tendencias en la exploración del Subsuelo” se citan las primeras referencias concretas sobre el método al que le dieron el nombre de Standard Penetration Test, (“Ensayo Normal de Penetración”).

En el primer libro de texto donde se hace referencia al ensayo descrito es la edición de **“Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica”** de **Terzaghi y Peck** en 1948.



Fig. (1). Ensayo de SPT, para el tanque Nuevo Mocce en Lambayeque.

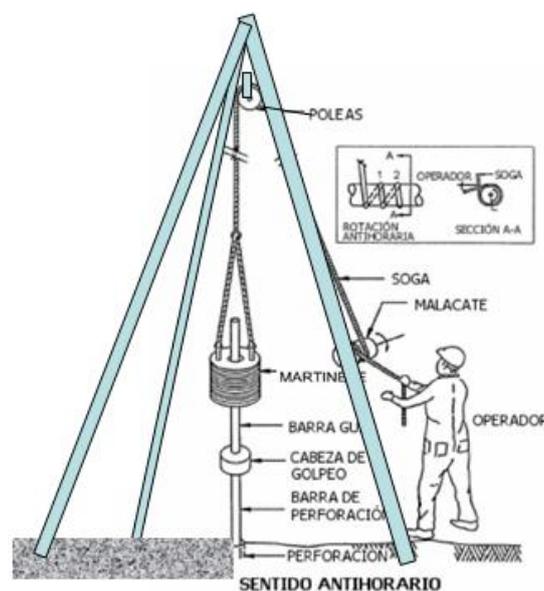


Fig. (2). Partes del equipo de penetración estándar (SPT).

2. DESCRIPCION.-

Es ejecutado “in situ”, se requiere para este ensayo, de trípode, motor, polea, martillo, cuerda, cañas guía y partida. Consiste en determinar el número de golpes (N), que se requieren para que una barra vertical (llamada caña), penetre una longitud de un pie (30 cm), dentro del suelo, por medio de un golpe de martillo de 140 libras de peso, levantado y soltado desde una altura de 76 cm.

Con el valor de N se puede determinar, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el coeficiente de variación volumétrica y la capacidad portante del suelo.

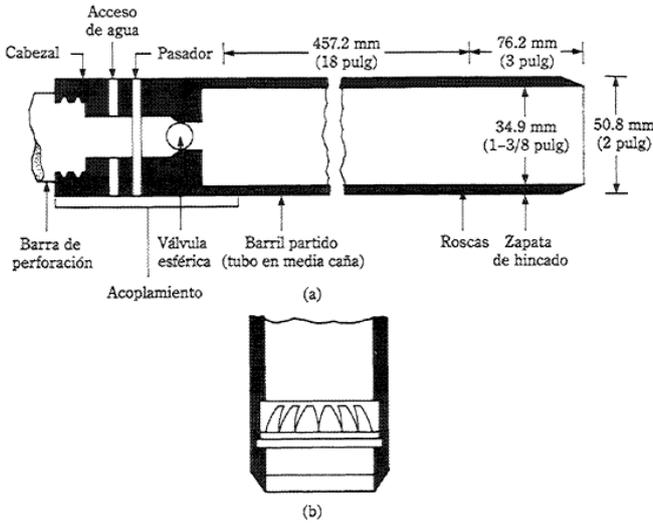


FIGURA 2.15 (a) Penetrómetro estándar de media caña; (b) extractor de núcleos de manantial (canastilla)

Fig. (3). Partes del penetrómetro.

CORRECCIONES AL SPT.-

Hay que hacerle algunas correcciones, pero que hacen variar ligeramente el valor de N_F de campo. Al valor nuevo se le llama N corregido, estándar (N_s) o N_{60}

$$N_s, N_{60} = N_F * C_N * n_1 * n_2 * n_3 * n_4 * n_5$$

N_{60} se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando $ER_s = 60\%$

- C_N = Corrección por sobre-capa
- n_1 = Corrección por relación de energía = ER / ER_s
- n_2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación
- n_3 = Factor de ajuste por el revestimiento del toma-muestras
- n_4 = Factor de ajuste por el diámetro del toma-muestras.
- n_5 = Factor de ajuste por nivel freático

Corrección por sobrecarga, C_N .-

En la determinación de la resistencia a penetración de una arena, influye la profundidad a la cual se practica el ensayo, debido al confinamiento producido por la presión de la sobrecarga. Puede ocurrir que al aumentar la profundidad exhiba valores mayores de densidad relativa que la real. Si se considera normal el valor de N a una profundidad que corresponde a una presión efectiva de sobrecarga de 10 t/m^2 , el factor de corrección C_N que hay que aplicar a los valores de N para otras presiones efectivas diferentes está dado por las expresiones:

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{200}{\bar{p}} \quad \text{Peck-Hanson-Thornburn}$$

p = presión vertical efectiva en $\text{t/m}^2 \leq 2,5 \text{ t/m}^2$

$$C_N = (1 / \sigma'_{vo})^{0.56}, \text{ Jamiolkowski}$$

$$C_N = (1 / \sigma'_{vo})^{0.50}, \text{ Liao y Whitman .}$$

$$C_N = 1.7 / (0.7 + \sigma'_{vo}), \text{ Ishihara}$$

Donde,

C_N = Factor de corrección

p = Presión efectiva debida a la sobrecarga (t/m^2).

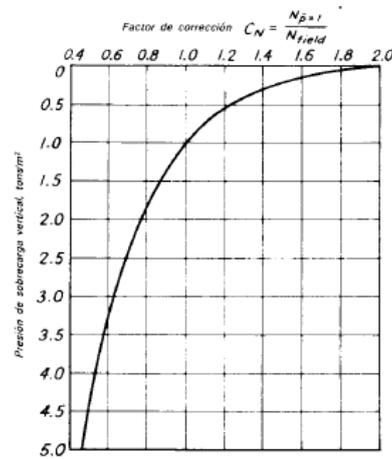


Figura 19.6. Gráfica para la corrección de los valores de N en arena, por influencia de la sobrecarga (el valor de referencia de b sobrecargas es 9.76 ton/m^2)

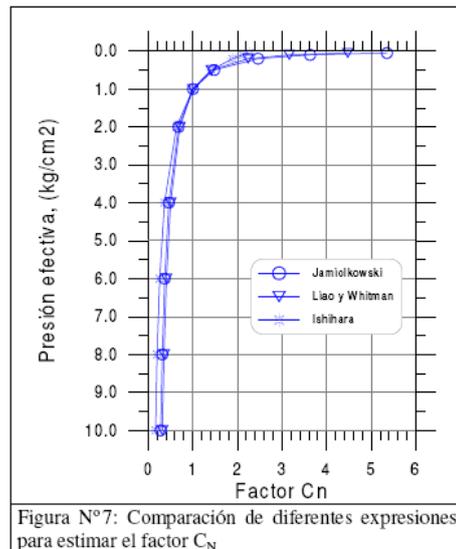


Figura N°7: Comparación de diferentes expresiones para estimar el factor C_N

Fig. 4.

Corrección por relación de energía n_1 .-

Representa la pérdida de eficiencia del equipo con el tiempo, está dado por:

$$n_1 = ER / ER_s$$

ER = Relación de energía del equipo actual =
 Energía transmitida al suelo / Energía dada por el martillo (mgh)
 ERs = Relación de energía estándar (de un equipo recién fabricado)
 ERs es aproximadamente = 60 % (USA).

Factor de corrección n2.-

Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla N° 3: Factor de Corrección η_2 , por longitud de barras.

Longitud (m)	η_2
> 10	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
0 - 4	0.75

Factor de corrección n3.- Se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla N° 4: Factor de Corrección η_3 , por tipo de muestreador.

Característica	η_3
Sin encamisado	1.00
Con encamisado	
Arena densa, arcilla	0.80
Arena suelta	0.90

Factor de corrección n4.-

Tabla N° 5: Factor de Corrección η_4 , por diámetro de la perforación.

Diámetro perforación*	η_4
60 - 120 mm	1.00
150 mm	1.05
200 mm	1.15

* $\eta_4 = 1.0$ para todos los diámetros si se utiliza sistema Auger, donde el SPT se realiza por el interior de la barra de perforación.

Corrección por nivel freático n5.-

Terzaghi y Peck recomiendan;

Si $N' > 15$, entonces:

$$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$$

$$\eta_5 = \frac{N}{N'} = \frac{15 + N'}{2N'}$$

$$\eta_5 = \frac{15 + N'}{2N'} = \frac{7,5}{N'} + 0,5$$

Si $N' < 15$, entonces:

$$\eta_5 = 1$$

3. CORRELACIONES DE LOS RESULTADOS DEL SPT.-

Los resultados del ensayo de penetración se han correlacionado con diversos parámetros geotécnicos. A continuación mostraremos la obtenida con la capacidad portante en arenas mostrada por Ralph Peck, en su libro de Ingeniería de Cimentaciones.

3.1 SUELOS FRICCIONANTES.-

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARENAS.-

Peck-Hanson-Thorburn, encuentran las relaciones entre la capacidad de carga admisible q_{adm} , en función del ancho del cimiento B, la profundidad de desplante D_f , y el número de golpes N del SPT.

Lo hacen encontrando a partir de la ecuación de Terzaghi, para suelo friccional $c = 0$, y limitando los asentamientos S_1 , a una pulgada.

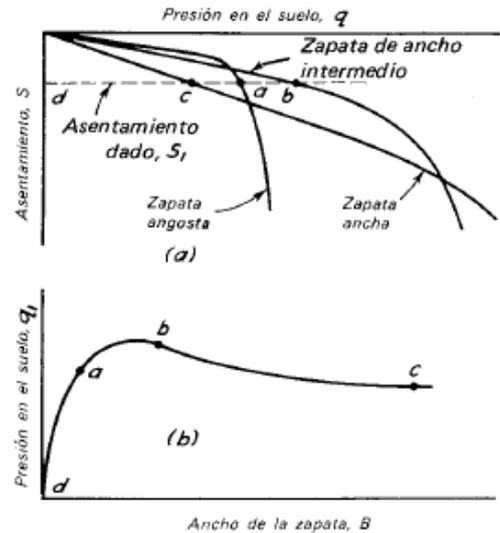


Figura 19.1. Relaciones entre la presión del suelo, el ancho de la zapata, y los asentamientos, para zapatas de relación constante D_f/B sobre arena de compactación relativa uniforme. a) Curvas carga-asentamiento para zapatas de anchos crecientes B_a, B_b , y B_c . b) Variación de la presión del suelo con el ancho de la zapata para un asentamiento dado S_1 .

Fig. 1.

Fig. 2.

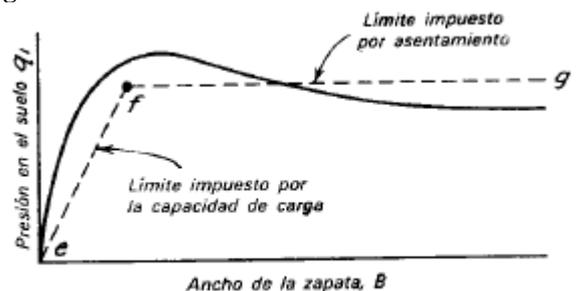


Fig. 5.

De la ecuación de Terzaghi:

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \quad \dots(1)$$

$$q_d = \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

$$q_d - \gamma * D_f = \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma - \gamma * D_f$$

$$q_d - \gamma * D_f = \gamma D_f (N_q - 1) + 0.5\gamma B N_\gamma$$

$$q_d - \gamma * D_f = \gamma B \left[(N_q - 1) \frac{D_f}{B} + 0.5\gamma N_\gamma \right]$$

$$q_{admisible} = \frac{\gamma B}{FS} \left[(N_q - 1) \frac{D_f}{B} + 0.5\gamma N_\gamma \right]$$

$$q_{admisible} = \frac{\gamma B}{FS} \left\{ [f(N_{SPT}) - 1] \frac{D_f}{B} + 0.5\gamma f(N_{SPT}) \right\}$$

$$q_{admisible} = \frac{1,6 * B}{3} \left[(N_q - 1) \frac{D_f}{B} + 0,5 * 1,6 * N_\gamma \right]$$

... (3)

$$N_q, N_\gamma = f(N_{SPT})$$

$$q_{admisible} = f\left(B, N_{SPT}, \frac{D_f}{B}\right)$$

N_q y N_γ , se obtienen de la gráfica de Peck, con las Ecs. de Terzaghi.

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \text{tg} \phi}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} (Kp\gamma * \text{tg} \phi - 1) * \text{tg} \phi$$

Siendo:

$$Kp\gamma = \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

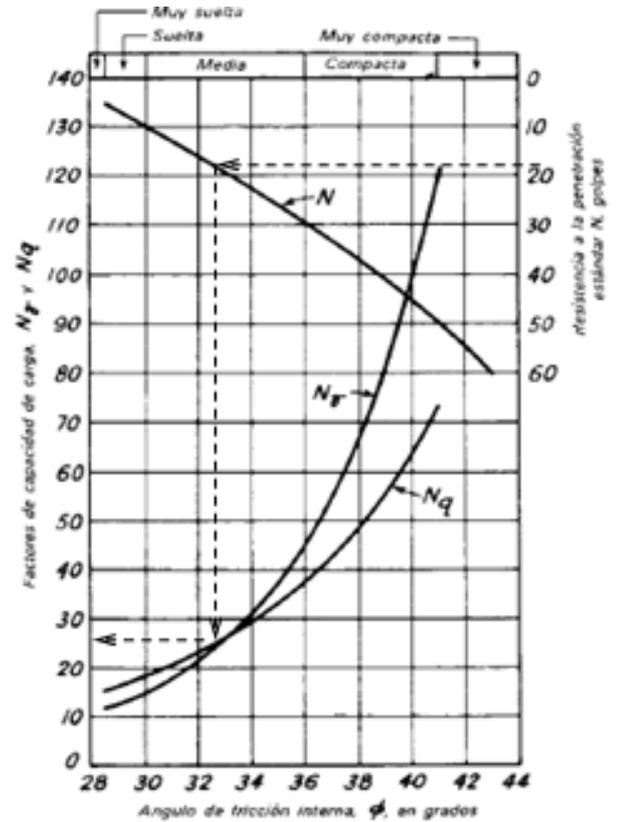


Figura 19.5. Curvas que muestran las relaciones entre los factores de capacidad de carga y ϕ , determinadas según la teoría, y relación empírica aproximada entre los factores de capacidad de carga o ϕ con los valores de resistencia a la penetración estándar N .

Fig. 6.

Para zapatas cimentadas en arena:

Usando la Fig. 4 se obtiene:

$$q_{admisible} = C * N$$

$$2,15 = C * 20$$

$$C = 0,1075$$

$$q_{admisible} = 0,1075 * N$$

Con **análisis de regresión**, se obtiene:

$$q_{admisible} = \frac{N}{9,132}$$

$$q_{admisible} = 0,1095 * N$$

es la capacidad de carga admisible de zapatas en arenas $B > 1,2$ m.

Para plateas cimentadas sobre arenas:

$C' = 2 * C$ (Se acepta el doble de esfuerzo, ya que en plateas es menor el daño por asentamiento, que en las zapatas).

$$q_{admisible} = 0,215 * N$$

5 ≤ N ≤ 50

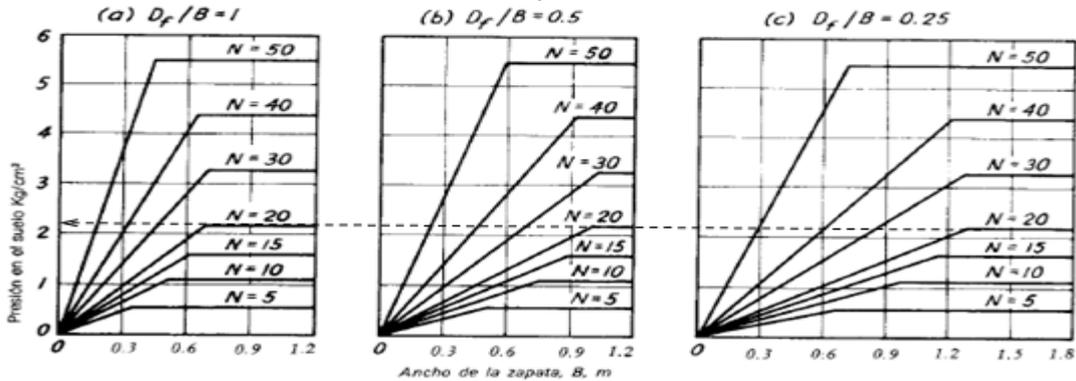


Figura 19.3. Diagrama de proyecto para determinar las dimensiones de zapatas poco profundas, apoyadas en arena.

Fig. 7.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARENAS DEBIDO A ASENTAMIENTO MAXIMO, SEGÚN MEYERHOF.-

Capacidad portante en arenas, dada por Meyerhof, para un asentamiento máximo de una pulgada, con un factor de seguridad igual a 2.-

$$q_{admissible} = 2,54 * \left(\frac{N_{correg}}{7,62} \right) \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2, kg/cm^2$$

B = ancho de la zapata > 1,20 m

$$q_{admissible} = 2,54 * k * C_B, kg/cm^2$$

MÓDULO DE BALASTO.-

Se obtiene con la siguiente relación dada por Meyerhof:

Para ancho de zapata B > 1.20 m

$$k = \frac{N_{correg}}{7,62}, kg/cm^3$$

Para B ≤ 1,20, da la siguiente ecuación:

$$k = \frac{N_{correg}}{5,08}, kg/cm^3$$

3.2 Correlaciones para otros parámetros geotécnicos de las arenas.-

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos, y en especial en lo referente a las arenas. Las primeras referencias sobre el uso del SPT en arenas están citadas en (Terzaghi y Peck) y representadas en una tabla que correlaciona el valor de N con

la densidad relativa en arenas.

Tabla 5.3 Correlación entre la resistencia a la Penetración y las Propiedades de los Suelos a partir de la Prueba de Penetración Estándar

Arenas (Bastante Segura)		Arcillas (Relativamente Insegura)	
Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm, N	Consistencia
		Menos de 2	Muy blanda
0-4	Muy suelta	2-4	Blanda
4-10	Suelta	4-8	Media
10-30	Media	8-15	Firme
30-50	Compacta	15-30	Muy firme
Más de 50	Muy compacta	Más de 30	Dura

DENSIDAD RELATIVA Dr EN ARENAS.-

La densidad relativa (Dr) de una arena, tiene una influencia importante en el ángulo de fricción interna (Φ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de fundaciones que se apoyan sobre este material. Por ejemplo si una arena sumergida es muy suelta, un choque brusco puede producir una potencial licuefacción del material (suspensión). En estado denso la misma arena es insensible a los choques y por lo tanto adecuada como base de las estructuras más pesadas. De allí la importancia de la densidad relativa frente a las demás propiedades a excepción de la permeabilidad.

Tabla N°6: Valores empíricos de Dr (Bowles, 1995)

Descripción	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso
Dr (%)	0	15	35	65	85
(N1) ₇₀					
Suelo Fino	1-2	3-6	7-15	16-30	?
Suelo Medio	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
Suelo Grueso	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
Densidad húmeda (kN/m ³)	11-16	14-16	17-20	17-22	20-23

Donde (N1)₇₀, corresponde al número de golpes/pie, normalizado a una presión vertical de 1 kg/cm² y una energía base de 70% de la teórica.

Una correlación muy utilizada que relaciona el, valor N, Dr, y sobrecarga efectiva, es la familia de curvas desarrolladas y estudiadas por Gibbs y Holtz, basadas en una serie de ensayos de laboratorio. Esta correlación la utilizaron muchos ingenieros en todo el mundo para estudios de rutina in situ y otros lo hicieron para predecir la potencial licuefacción en suelos no cohesivos.

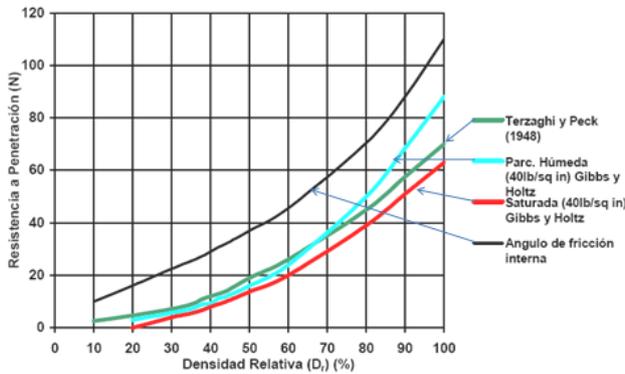


Fig. 8. Relación entre la densidad relativa de arena y el N del SPT.

Effective Stress Friction Angle

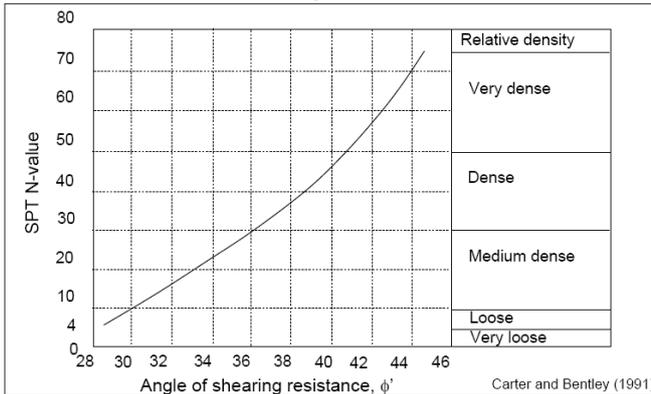


Fig. 6.

Ángulo de fricción interna de las arenas.-

La figura (7) muestra la correlación entre los valores de N con el esfuerzo vertical efectivo sv, los valores del ángulo de fricción interna (Φ), obtenida por Schmertmann, y que se obtiene de la ecuación:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N_F}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0.34}} \right]$$

Donde:

N_F = Número de golpes del equipo del SPT en el xampo.

s'v = Presión efectiva de sobrecarga

Pa = presión atmosférica en las mismas unidades que Sv

Φ = ángulo de fricción interna del suelo.

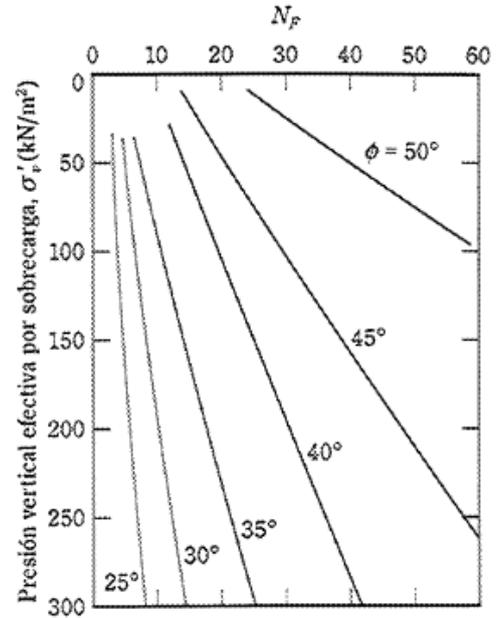


Fig. 9. Correlación entre la resistencia a la penetración Np, la presión vertical efectiva de sobrecarga sv, y el ángulo de fricción interna, para suelos granulares, según Shmertmann (1975)

Peck, Hanson y Thornburn obtuvieron:

$$\Phi \text{ (grados)} = 27,1 + 0,3 N_{correg.} + 0,00054 (N_{correg.})^2$$

Hatanaka y Uchida en 1996 obtuvieron:

$$\Phi \text{ (grados)} = \sqrt{20 * N_{correg.}} + 20$$

Tabla N°7: Valores empíricos de φ, (Bowles, 1995)

Descripción	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso
Suelo Fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
Suelo Medio	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
Suelo Grueso	28-30	30-34	33-34	40-50	
Densidad húmeda (kN/m ³)	11-16	14-16	17-20	17-22	20-23

RESUMEN DE PROPIEDADES EN ARENAS.-

N_{con}	En arenas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	Descripción	Compacidad relativa		
0—4	Muy floja	0—15 %	28°	100
5—10	Floja	16—35 %	28—30	100—250
11—30	Media	36—65 %	30—36	250—500
31—50	Densa	66—85 %	36—41	500—1000
> 50	Muy densa	86—100 %	> 41	> 1000

MÓDULO DE DEFORMACIÓN (Es).-

Arena Normalmente Consolidada:

$E_s = 500 \cdot (N_{55} + 15)$, en kPa.....

Arena saturada:

$E_s = 250 \cdot (N_{55} + 15)$, en kPa.....

Arena sobreconsolidada

$E_s (OCR) \approx E_s (NC) \cdot (OCR)^{0.5}$

Arena Gravosa

$E_s = 600 \cdot (N_{55} + 6)$, si $N_{55} \leq 15$, en kPa.....

$E_s = 600 \cdot (N_{55} + 6) + 2000$, si $N_{55} > 15$, en kPa.....

Arena arcillosa

$E_s = 320 \cdot (N_{55} + 15)$, en kPa.....

Limos, limos arenosos o limos arcillosos

$E_s = 300 \cdot (N_{55} + 6)$, en kPa.....

MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE, G_o .-

Tabla N°9: G_o en función de $N_{spt} = N$

Autor	Tipo de suelo	G_{max} (t/m ²)
Ohsaki & Iwasaki (1973)	Sin cohesión	$636.8 \cdot N^{0.94}$
Ohsaki & Iwasaki (1973)	Intermedio	$1180 \cdot N^{0.76}$
Ohsaki & Iwasaki (1973)	Cohesivos	$1400 \cdot N^{0.71}$
Ohsaki & Iwasaki	Todos	$1200 \cdot N^{0.8}$
Seed, Idriss & Arango (1983)	Arenas	$622.4 \cdot N$
Imai & Tonouchi (1982)	Todos	$1408 \cdot N^{0.68}$
Enami, Ohhashi & Hara (1973)	Cohesivos ($0.5 < e < 2.5$)	$1580 \cdot N^{0.668}$

3.2 SUELOS COHESIVOS.-

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN ARCILLAS.-

Se va a encontrar la relación entre la capacidad portante de un suelo y la Resistencia a la compresión q_u , y luego la capacidad portante en arcillas en función del Número de golpes del SPT.

De la Ec. De Terzaghi:

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Para $f = 0$, entonces $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$

$$q_d = cN_c + \gamma D_f$$

$$q_d - \gamma^* D_f = cN_c$$

$$q_{admissible} = \frac{cN_c}{FS}$$

Como: FS = 3, y:

$$c = \frac{q_u}{2}$$

-c = cohesión

- q_u = Resistencia a la compresión inconfineda

Resulta:

$$q_{admissible} = \frac{q_u N_c}{6}$$

Donde:

$$N_c = ctg \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) tg \phi} - 1}{2 \cos \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

$$q_{admissible} = \frac{q_u ctg \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) tg \phi} - 1}{2 \cos \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \right]}{6}$$

Para zapata continua:

Cuando $f = 0$, de la gráfica de Terzaghi, para suelos cohesivos, resulta $N_c = 5,70$

Usando $N_c = 5,70$:

$$q_{admissible} = \frac{q_u * 5,70}{6}$$

$$q_{admissible} = 0,95 * q_{u_compresión}$$

El q admisible, ya está afectado del factor de seguridad FS = 3.

“La capacidad admisible en arcillas es aproximadamente igual a la resistencia a la compresión” (Peck-Hanson-Thorburn).

Sin embargo, de la figura 18.2, dada por Skempton se obtiene:

Para cimiento en faja: $5,14 \leq N_c \leq 7,5$

Para zapata cuadrada: $6,2 \leq N_c \leq 9$

Con lo que la capacidad portante, para zapata corrida, tiene el siguiente margen:

$$q_{admissible} = (0,86 - 1,25) * q_{u_compresión}$$

La capacidad portante, para zapata cuadrada, tiene el siguiente margen:

$$q_{admisible} = (1,03 - 1,50) * q_{u_compresión}$$

De la Fig. 4 obtenida del Naval Facilities Engineering Command, de la línea de Terzaghi y Peck, obtenemos:

$$q_u = C * N$$

$$2kg/cm^2 = C * 15$$

$$C = 0,133$$

$$q_{u_compresión} = 0,133 * N$$

$$q_{admisible} = 0,95 * 0,133 * N$$

$$q_{admisible} = 0,126 * N_t / pie^2$$

$$1_t / pie^2 = 1,076_kg/cm^2$$

Para Delgado Vargas, en su libro "Ingeniería de fundaciones:

C = 0,1 a 0,2 en arcillas de baja plasticidad

C = 0,05 a 0,15 en arcillas muy limosas y arenosas

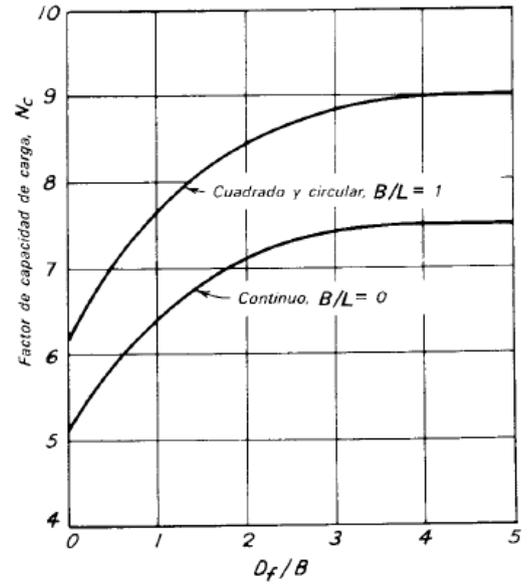
C = (0,1 + 0,2)/2 = 0,15 en arcillas de baja plasticidad

C = (0,05 + 0,15)/2 = 0,10 en arcillas muy limosas y arenosas

C promedio = (0,15 + 0,10)/2 = **0,125 = 1/8**

$$q_{admisible} = 0,125 * N$$

es la capacidad de carga admisible de zapatas en arcillas



Relación entre la profundidad de desplante, D_f y el ancho de la zapata, B

Figura 18.2. Factores de capacidad de carga para cimentaciones en arcilla bajo condiciones $\phi = 0$ (según Skempton, 1951).

Fig. 10.

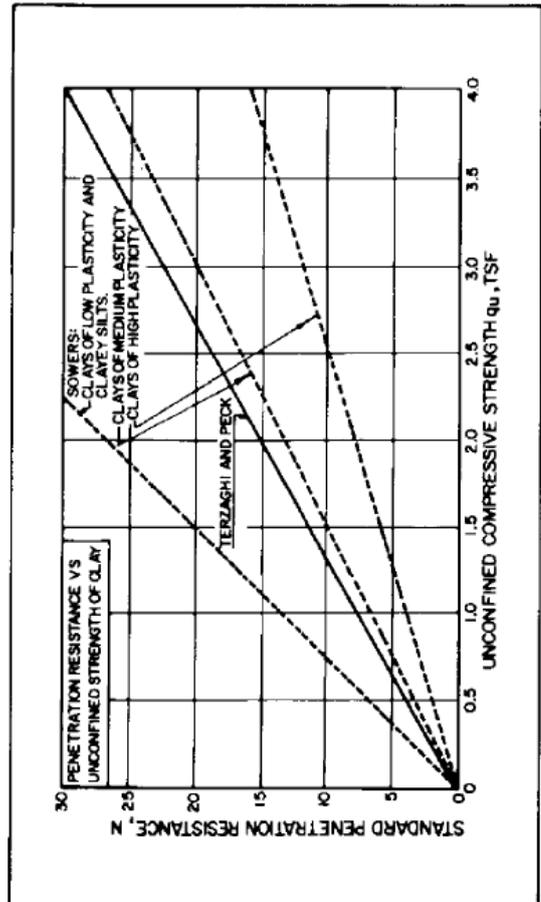


FIGURE 4
Correlations of Standard Penetration Resistance

Fig. 11.

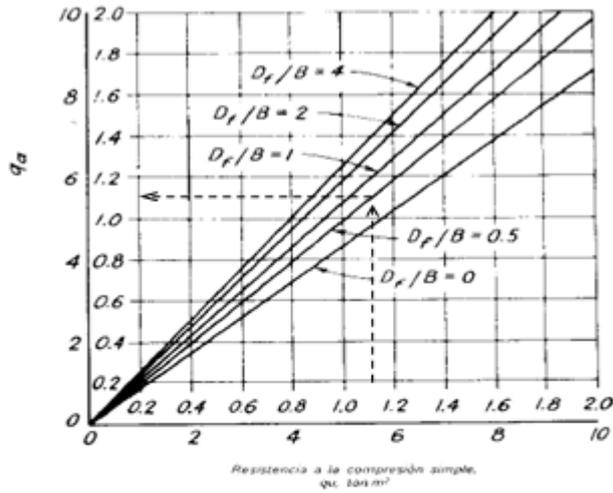


Figura 18.3. Presión admisible neta para zapatas sobre arcilla y limo plástico, determinada para un factor de seguridad de 3 contra falla por capacidad de carga (condiciones $\phi = 0$). Los valores del diagrama son para zapatas continuas ($B/L = 0$); para zapatas rectangulares, multiplíquense los valores por $1 + 0.2 B/L$; para zapatas cuadradas y circulares, multiplíquense los valores por 1.2.

Tabla (2)

Fig. 12.

Arcillas		
(N)	Consistencia	Resistencia a compresión simple (q_u) (kg/cm ²)
- de 2	Muy blanda	- de 0,25
2-4	Blanda	0,25-0,50
4-8	Medianamente compacta	0,5-1,0
8-15	Compacta	1,0-2,0
15-30	Muy compacta	2,0-4,0
+ de 30	Dura	+ de 4,0

RESUMEN DE PROPIEDADES EN ARCILLAS.-

N	En arcillas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	q_u , kg/cm ²	Descripción		
< 2	< 0.25	Muy blanda	0°	3
2-4	0.25-0.50	Blanda	0-2	30
4-8	0.50-1.00	Media	2-4	45-90
8-15	1.00-2.00	Compacta	4-6	90-200
15-30	2.00-4.00	Muy compacta	6-12	> 200
> 30	> 4.00	Dura	> 14	

Nota: q_u = esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada.

La consistencia de las arcillas y de otros suelos cohesivos se describe con los términos: **Muy blando, blando, medianamente compacto, compacto, muy compacto y duro**. La medición cuantitativa básica de la consistencia es la resistencia a la compresión simple (q_u). Esta resulta representativa en los suelos arcillosos saturados uniformes, en el caso de las arcillas marinas, mientras que en el caso de suelos arcillosos de origen

residual, eólico, fluvial, los cuales poseen una falta de uniformidad en su masa y pueden desarrollar microfisuras, el valor de la resistencia a la compresión simple tiene vacilaciones importantes. En este caso la metodología más adecuada para medir la resistencia al corte en el laboratorio es por medio de ensayos triaxiales.

En las perforaciones de exploración del subsuelo se puede estimar groseramente la resistencia al corte de las arcillas por medio de los ensayos de penetración. En la tabla (2) se observa la relación aproximada entre el N de cuchara partida y la resistencia a compresión simple (q_u) de las arcillas saturadas.

RESISTENCIA AL CORTANTE EN ARCILLAS, c_u .-

La resistencia al cortante no drenada de la arcilla se obtiene con:

$$c_u = (0,035 \text{ a } 0,065) * N, \text{ en kg/cm}^2, \text{ según Stroud, 1974.}$$

$$c_u = 0,29 N^{0,72}, \text{ kg/cm}^2, \text{ según Hara, 1971}$$

Tabla N° 8: Resistencia no-drenada en suelos arcillosos

Consistencia	Tipo	(N1) ₇₀	Su (kPa)
Muy blanda	NC	0-2	< 12
Blanda	NC	3-5	12 - 25
Media	NC	6-9	25 - 50
Firme	OCR	10-16	50 - 100
Muy firme	OCR	17-30	100 - 200
Dura	OCR	> 30	> 200

NC: Normalmente consolidada
OCR: Sobreconsolidada

RELACIÓN DE SOBRECONSOLIDACION (OCR).-

La relación de sobreconsolidación se obtiene:

$$OCR = 0,193 (N / s_o)^{0,689}$$

- s_o = Presión efectiva vertical en MN/m².

Capacidad admisible de arcillas en función del N del SPT.- Alberto Martínez (UNI):

Descripción	N del SPT	q_{adm} zapata cuadrada (kg/cm ²)	q_{adm} zapata continua (kg/cm ²)
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.30	Menos de 0.22
Blanda	2 a 4	0.30 a 0.60	0.22 a 0.45
Mediana	4 a 8	0.60 a 1.20	0.45 a 0.90
Compacta	8 a 15	1.20 a 2.40	0.90 a 1.80
Muy compacta	15 a 30	2.40 a 4.80	1.80 a 3.60
Dura	Más de 30	Más de 4.80	Más de 3.60

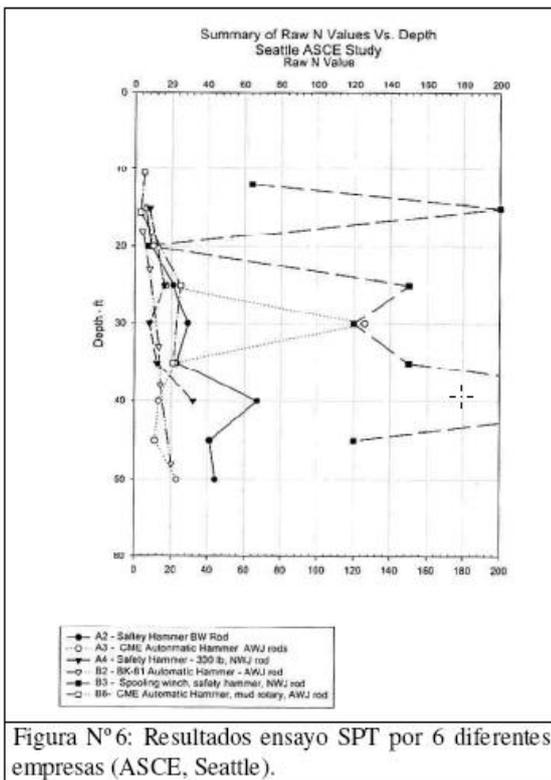


Fig. 13.

ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO

Esfuerzos debido a carga Puntual.- El problema consiste en calcular los esfuerzos, que se producen en el interior de una masa de suelo, debido a la aplicación de una carga puntual, en la superficie de una masa elástica, isotrópica, homogénea y semi-infinita.

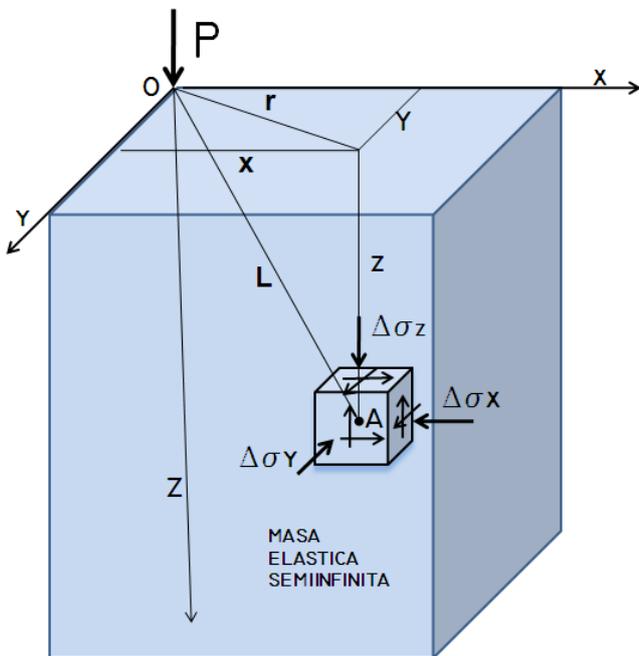


Fig. 1. El problema de Boussinesq de carga puntual. Boussinesq en 1883, solucionó el problema hallando los esfuerzos normales y cortantes en todas las direcciones. Los esfuerzos normales valen:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\mu) \left[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad \dots(1)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1-2\mu) \left[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad \dots(2)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \quad \dots(3)$$

Donde

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

La Ec. (3) se transforma en:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} * \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}} \quad \dots(4)$$

A partir de la Ec. (4) se pueden calcular:

- 1.1. La variación de esfuerzos con la profundidad
- 1.2. La variación de esfuerzos con la distancia.
- 1.3. El diagrama de isóbaras.

1.1 Variación de esfuerzos con la profundidad.-

En la Ec. (4), $r = 0$, para diversos valores de z .

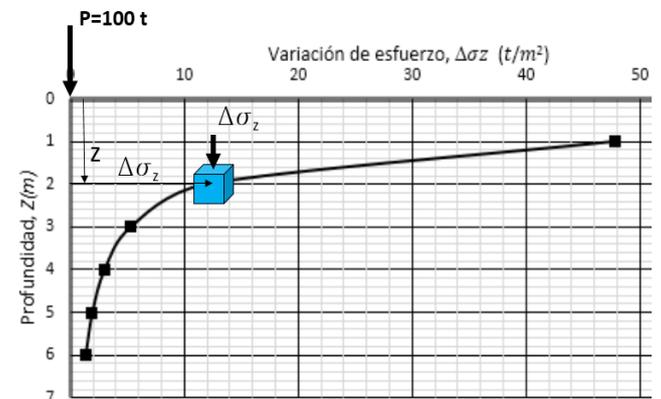


Fig. 2. Variación de esfuerzos con la profundidad.

1.2. Variación de esfuerzos con la distancia.-

En la Ec. (4), $z = \text{constante}$, para diversos valores de r .

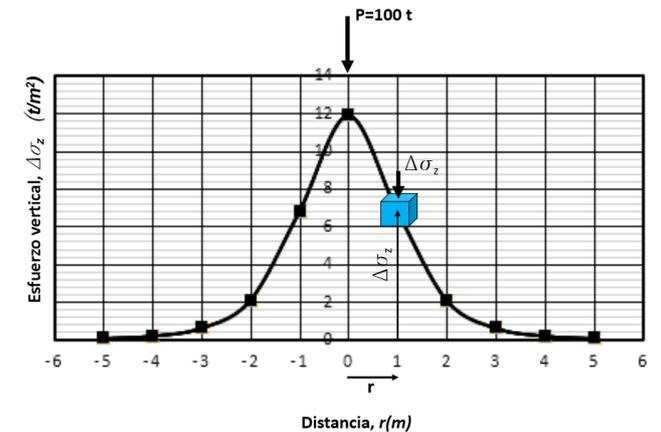


Fig. 3. Variación de esfuerzos con la distancia.

1.3. Diagrama de isóbaras.-

Representa el lugar geométrico, donde los esfuerzos son iguales.

De la Ec. (4), se despeja r en función de z , para un esfuerzo constante.

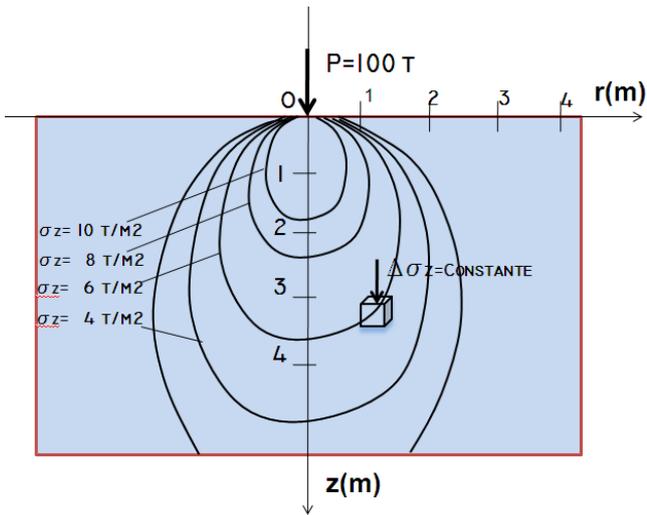


Fig. 4. Diagrama de isóbaras.

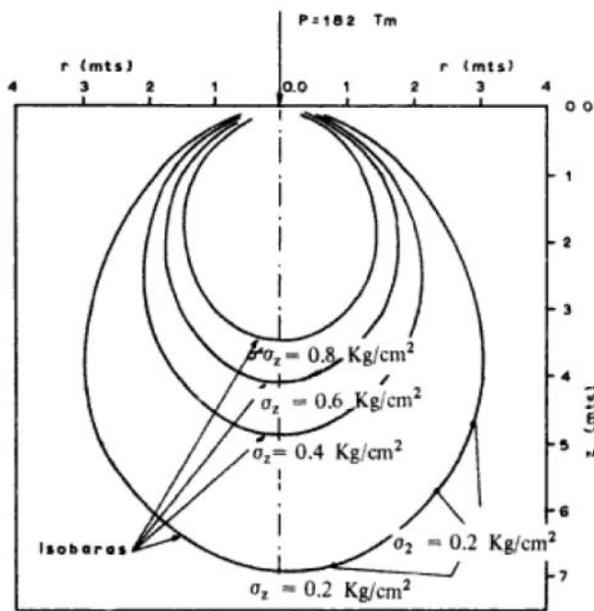


Fig. 5. Diagrama de isóbaras para carga puntual, dibujado a escala.

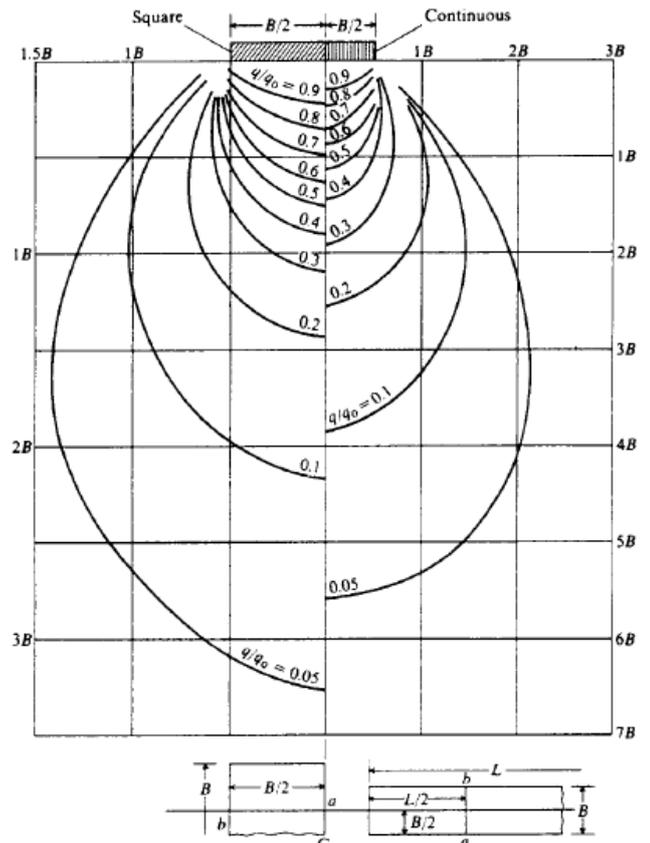


Fig. 5.1 Diagrama de isóbaras para carga cuadrada y continua.

2. ESFUERZOS DEBIDO A CARGA LINEAL.-

Se trata de calcular los esfuerzos que se producen en una masa de suelo debido a una carga lineal, aplicada en su superficie. Dados q, X, Y, Z , hallar el esfuerzo vertical.

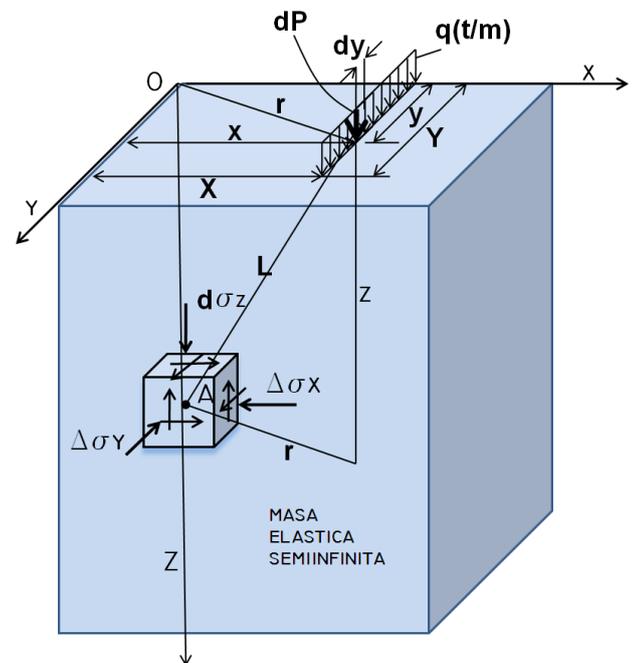


Fig. 6. El problema de Boussinesq extendido a carga lineal.

Se estudia un elemento diferencial, ubicando la carga diferencial, de tal manera que se pueda Aplicar la ecuación de Boussinesq para carga vertical.

$$d\sigma_z = \int \frac{3(qdy)}{2\pi z^2} * \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}}$$

Donde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

La integral resuelta vale:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \frac{yz^3}{(x^2 + z^2)} * \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \left(\frac{1}{x^2 + y^2 + z^2} + \frac{2}{x^2 + z^2} \right) \dots(5)$$

Haciendo $m = x/z$, $n = y/z$, la ecuación (5) se convierte en:

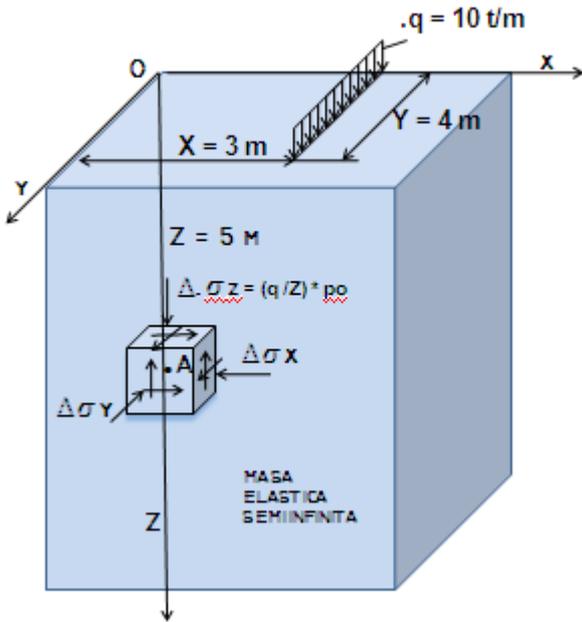
$$\sigma_z = \frac{q}{z} * \left[\frac{1}{2\pi} * \frac{n}{(m^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \left(\frac{1}{m^2 + n^2 + 1} + \frac{2}{m^2 + 1} \right) \right] \dots(6)$$

Lo que está entre corchetes ha sido tabulado y graficado en lo que se llama Gráfico de Fadum.

$$\Delta \sigma_z = (q/Z) * p_o$$

PROBLEMA Nro. 1.-

Si $X = 3 \text{ m}$, $Y = 4 \text{ m}$, $Z = 5 \text{ m}$, $q = 10 \text{ t/m}^2$, calcular Dsz .



SOLUCION.-

1. $-m = X/Z =$
2. $-n = Y/Z =$
3. De la gráfica $p_o =$
4. $Sz = (q/Z)*p_o =$

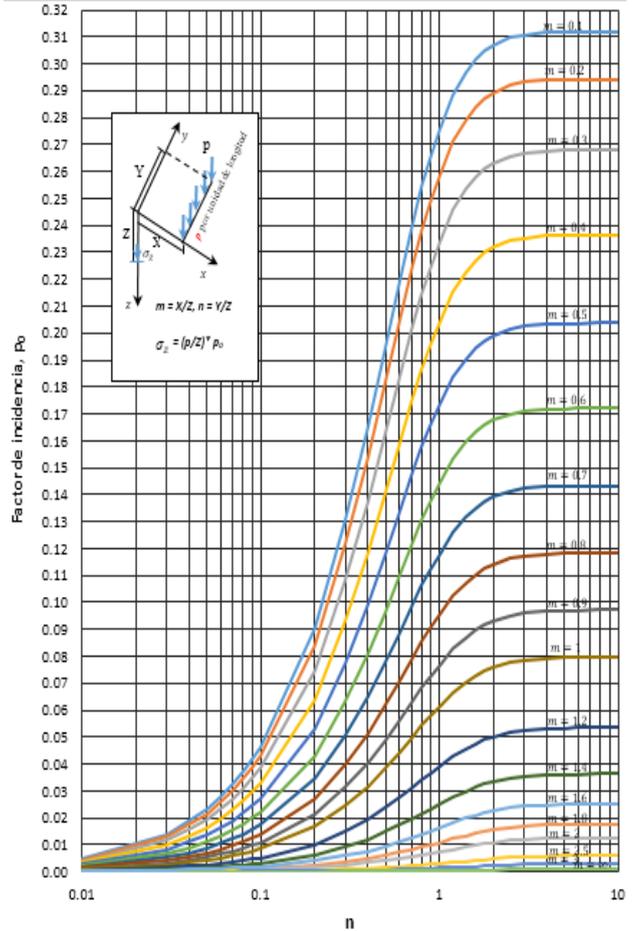


Fig. 7. Gráfico de Fadum para carga lineal.

3. ESFUERZOS DEBIDO A SUPERFICIE RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.-

Se trata de calcular los esfuerzos que se producen por acción de una superficie rectangular, cargada uniformemente sobre una masa elástica, tal como se muestra en la figura siguiente. Dados w , X , Y , Z , hallar el esfuerzo vertical.

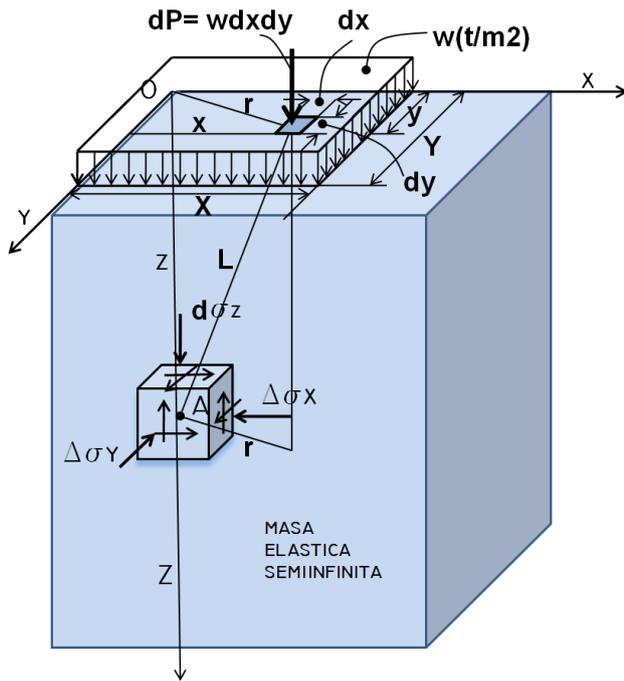


Fig. 8. Superficie rectangular uniformemente cargada. Se usa un elemento diferencial, y se ubica la carga diferencial de tal manera que se pueda ubicar la ecuación de Boussinesq para esfuerzo vertical.

$$\sigma_z = \iint \frac{3(w dx dy)}{2\pi z^2} * \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}}$$

La integral resuelta es:

$$\sigma_z = \frac{w}{4\pi} \left[\frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) + x^2y^2} * \frac{x^2 + y^2 + 2z^2}{x^2 + y^2 + z^2} + \text{arc tg} \frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) - x^2y^2} \right] \dots(7)$$

Haciendo $m = x/z, n = y/Z$ resulta:

$$\sigma_z = w * \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n + 1)^{1/2}}{(m^2 + n + 1) + m^2n^2} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \text{arc tg} \frac{2mn(m^2 + n + 1)^{1/2}}{(m^2 + n + 1) - m^2n^2} \right] \dots(8)$$

$$\Delta\sigma_z = W * W_o$$

La expresión w_o fue graficada por Ralph Fadum.

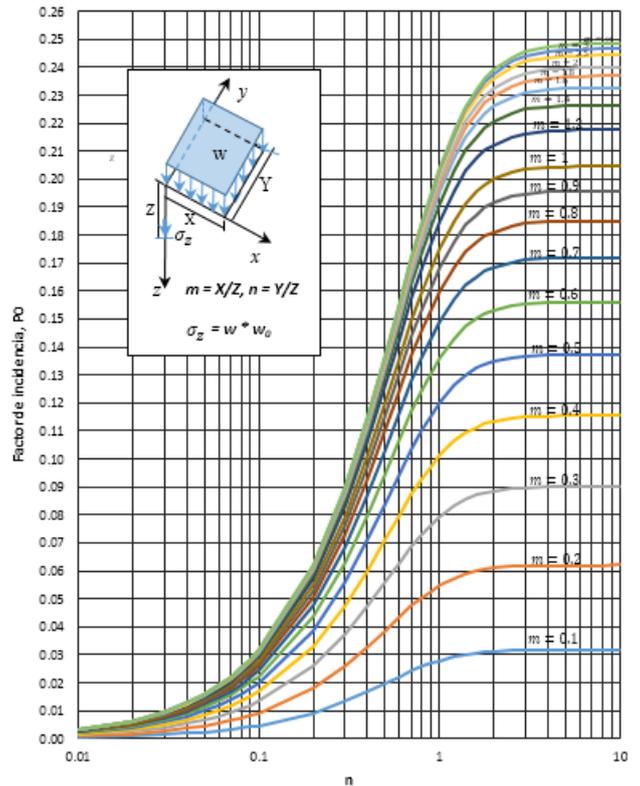


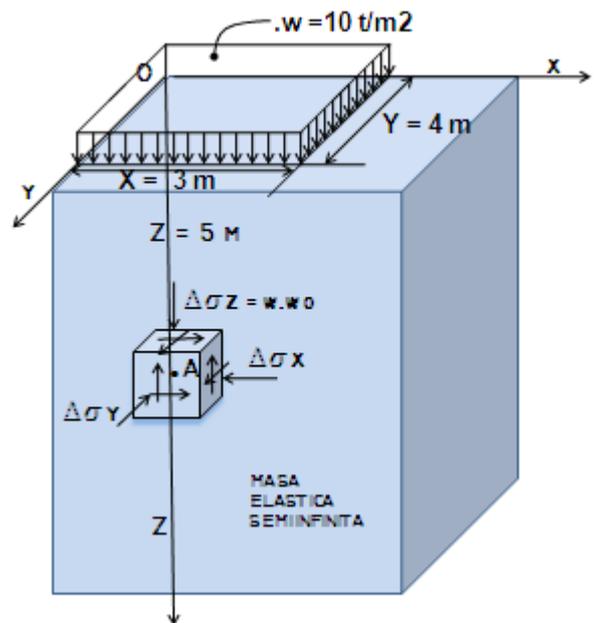
Fig. 9. Gráfico de Ralph Fadum para superficie rectangular uniformemente cargada.

El proceso de cálculo será el siguiente:

1. $m = x/z, n = y/z$
2. Del gráfico obtenemos w_o
3. El esfuerzo vale $s_z = w * w_o$

PROBLEMA Nro. 2.-

Si $X = 3 \text{ m}, Y = 4 \text{ m}, Z = 5 \text{ m}, w = 10 \text{ t/m}^2$, calcular Dsz .



Solución.-

1. $-m = X/Z =$
2. $-n = Y/Z =$

- 3. De la gráfica $w_0 =$
- 4. $Dsz = (w) * w_0 =$



Ralph Fadum

Fig. 10. Ralph Fadum, de la Universidad de Harvard, 1941.

4. ESFUERZO DEBIDO A CARGA CIRCULAR.-
 Se determina el esfuerzo en una masa de suelo, debido a una carga circular w , de radio R , aplicada en la superficie, haciendo un análisis de un elemento diferencial:

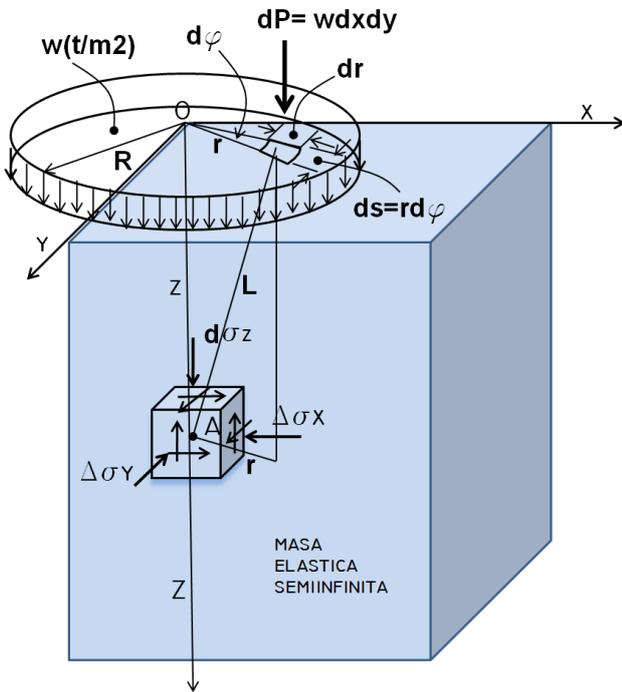


Fig. 11. Determinación del esfuerzo debido a carga circular a través de un elemento diferencial de análisis.

$$\sigma_z = \int \frac{3(r \, dr \, d\phi)}{2\pi z^2} * \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}}$$

$$\sigma_z = w * \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{3/2}} \right]$$

Ejemplo, para $R/z = 0,27$

$sz = 0,1 w$

4. LA CARTA DE NEWMARK.-

Para diversas relaciones de R/z , se encuentran los valores de esfuerzo sz / w :

Tabla 1.

sz / w	R/z	R para $z=5 \text{ cm}$
0,1	0,27	1,35
0,2	0,40	2,00
0,3	0,52	2,60
0,4	0,64	3,20
0,5	0,77	3,85
0,6	0,92	4,60
0,7	1,11	5,55
0,8	1,39	6,95
0,9	1,91	9,55
1	Infinito	Infinito



N M Newmark

Fig. 12. Nathan. Mortimore Newmark de la universidad de Illinois, 1942. Ingeniero estructural, Medalla Nacional de ciencias para la ingeniería.

- 4.1 El esfuerzo que produce cada circulo de carga, formado con los radios de la tabla 1, vale $0.1 w$.
- 4.2 Entre dos circulos se puede formar una corona de carga, y se produce un esfuerzo de $0,1 w$.
- 4.3 Si se divide la corona formada en 20 partes iguales, el esfuerzo de cada segmento de corona vale $=0,1 w/20$.

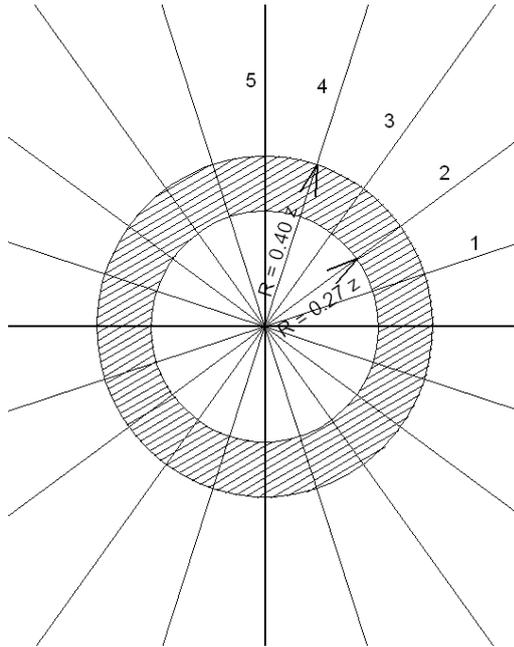


Fig. 13. Corona circular de carga para la carta de Newmark.

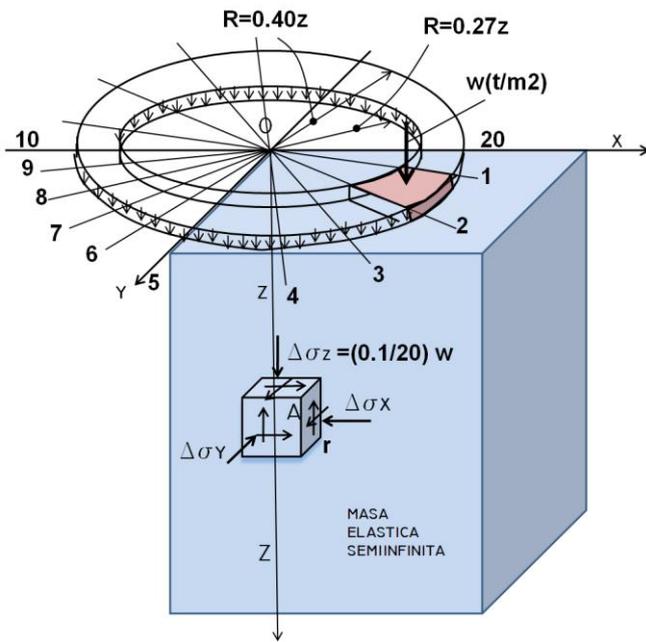


Fig. 14. Determinación del esfuerzo producido por un segmento de corona de carga.

4.4 El esfuerzo producido por un segmento de corona vale:
 $s z = 0,1/20 w$

s z = 0,005 w

4.5 El esfuerzo producido por una carga de forma irregular, se puede calcular, sumando los segmentos de corona contenidos en la superficie irregular:

s z = 0,005 * N * w

N = número de segmentos dentro de la superficie de carga.

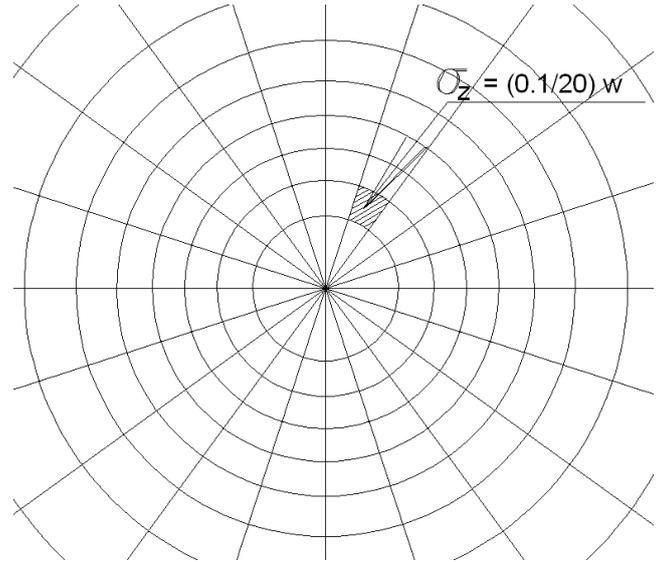


Fig. 15. Esfuerzo producido por un segmento de corona de carga.

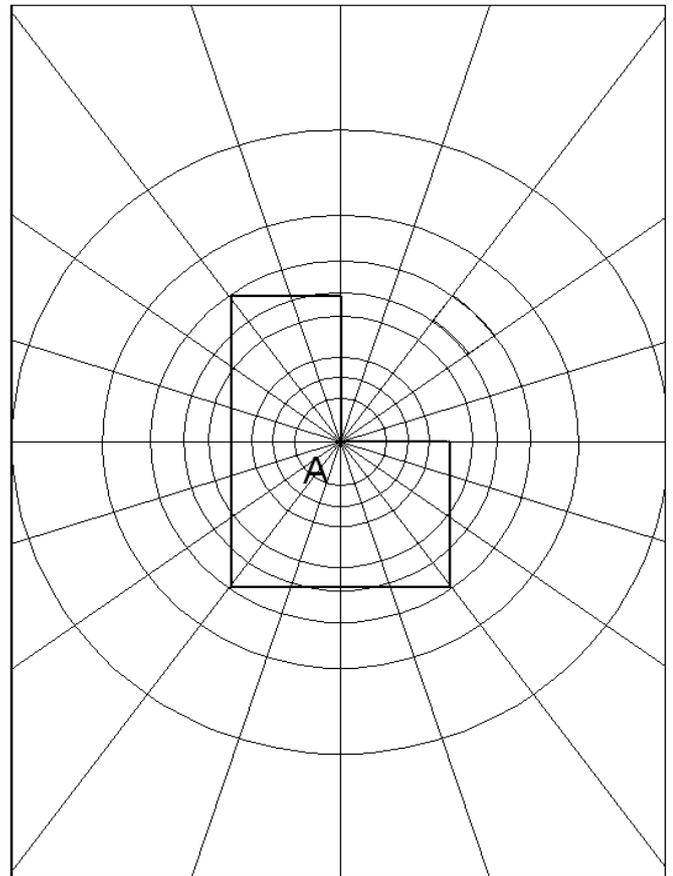
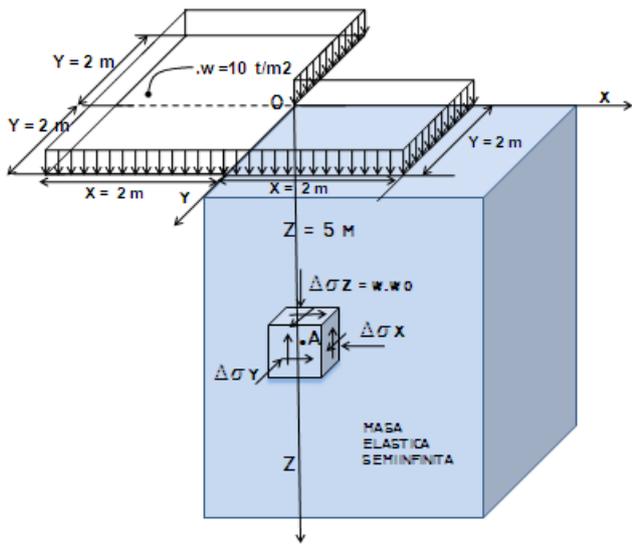


Fig. 16. Carta de Newmark y carga de forma irregular en la que se puede determinar el esfuerzo vertical, sumando los esfuerzos que produce cada segmento de corona contenido en el área irregular.

PROBLEMA Nro. 3 .-

Si $X = 2 m$, $Y = 2 m$, $Z = 5 m$, $w = 10 t/m^2$, calcular Dsz .



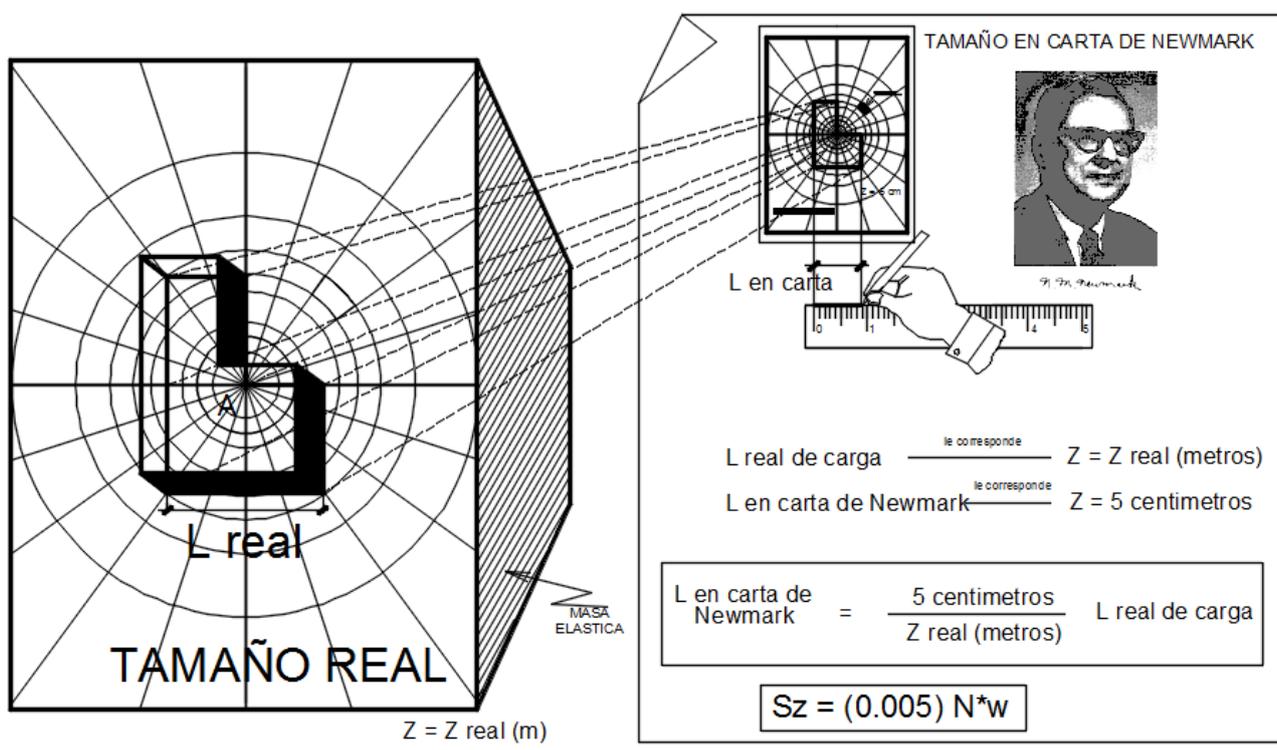
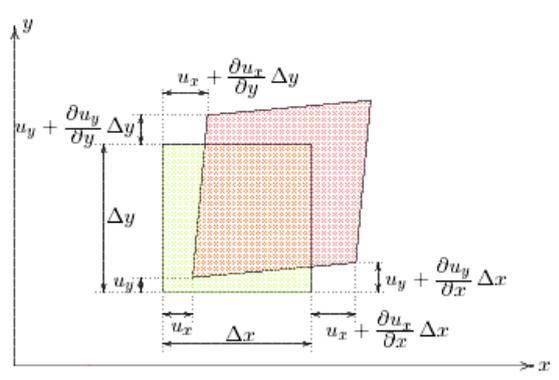


Fig. 17. Determinación de la escala para convertir las medidas reales de la carga, en medidas para la carta de Newmark.

LA SOLUCION DE BOUSSINESQ



Componentes del tensor de deformaciones:

$$\begin{aligned} \epsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x}, & \epsilon_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right), \\ \epsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y}, & \epsilon_{yz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right), \\ \epsilon_{zz} &= \frac{\partial u_z}{\partial z}, & \epsilon_{zx} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \right). \end{aligned} \dots(A)$$

Deformación unitaria de volumen:

$$\epsilon_{vol} = \frac{\Delta V}{V}.$$

$$\epsilon_{vol} = \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz}.$$

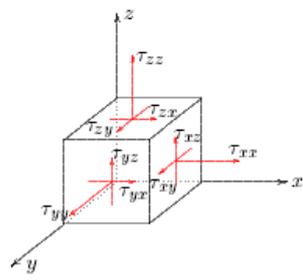
Ley de Hooke:

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= \lambda \epsilon_{vol} + 2\mu \epsilon_{xx}, & \tau_{xy} &= 2\mu \epsilon_{xy}, \\ \tau_{yy} &= \lambda \epsilon_{vol} + 2\mu \epsilon_{yy}, & \tau_{yz} &= 2\mu \epsilon_{yz}, \\ \tau_{zz} &= \lambda \epsilon_{vol} + 2\mu \epsilon_{zz}, & \tau_{zx} &= 2\mu \epsilon_{zx}. \end{aligned} \dots(B)$$

Módulos de Young y Poisson:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}.$$

Ecuaciones de equilibrio:



$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= 0, & \tau_{xy} &= \tau_{yx}, \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0, & \tau_{yz} &= \tau_{zy}, \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} &= 0. & \tau_{zx} &= \tau_{xz}. \end{aligned} \dots(C)$$

Con: A, B y C, resulta las Ecuaciones de Navier:

$$\begin{aligned}
 (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x &= 0, \\
 (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial y} + \mu \nabla^2 u_y &= 0, \\
 (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial z} + \mu \nabla^2 u_z &= 0.
 \end{aligned}
 \quad \dots(\text{D})$$

Solución de Boussinesq:

Introduce una función potencial Φ :

$$\begin{aligned}
 u_x &= \frac{\partial \Phi}{\partial x} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial z}, \\
 u_y &= \frac{\partial \Phi}{\partial y} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y \partial z}, \\
 u_z &= -\frac{\lambda + 2\mu}{\mu} \frac{\partial \Phi}{\partial z} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2}.
 \end{aligned}
 \quad \dots(\text{E})$$

Reemplazando (E) en (D), resulta la Ec. de Laplace:

$$\nabla^2 \Phi = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0.
 \quad \dots(\text{F})$$

Con las Ecs. (A), (B) y (E), resultan los **esfuerzos normales**:

$$\begin{aligned}
 \frac{\tau_{xx}}{2\mu} &= \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial x^2 \partial z} - \frac{\lambda}{\mu} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2}, \\
 \frac{\tau_{yy}}{2\mu} &= \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial y^2 \partial z} - \frac{\lambda}{\mu} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2}, \\
 \frac{\tau_{zz}}{2\mu} &= -\frac{\lambda + \mu}{\mu} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial z^3}.
 \end{aligned}
 \quad \dots(\text{G})$$

Y los esfuerzos cortantes:

$$\begin{aligned}
 \frac{\tau_{xy}}{2\mu} &= \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y} + \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial x \partial y \partial z}, \\
 \frac{\tau_{yz}}{2\mu} &= \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial y \partial z^2}, \\
 \frac{\tau_{zx}}{2\mu} &= \frac{\lambda + \mu}{\mu} z \frac{\partial^3 \Phi}{\partial x \partial z^2}.
 \end{aligned}
 \quad \dots(\text{H})$$

De las dos últimas ecuaciones se obtiene:

$$z = 0 : \quad \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0,$$

Para carga concentrada se asume:

$$\Phi = -\frac{P}{4\pi(\lambda + \mu)} \ln(z + R),
 \quad \dots(\text{I})$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}.$$

Se deriva I:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \Phi}{\partial z} &= -\frac{P}{4\pi(\lambda + \mu)} \frac{1}{R}, \\
 \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} &= \frac{P}{4\pi(\lambda + \mu)} \frac{z}{R^3}, \\
 \frac{\partial^3 \Phi}{\partial z^3} &= \frac{P}{4\pi(\lambda + \mu)} \left(\frac{1}{R^3} - 3 \frac{z^2}{R^5} \right).
 \end{aligned}
 \quad \dots(\text{J})$$

Los valores de (J), van a (H), se obtiene para el esfuerzo zz:

El esfuerzo vertical τ_{zz} , donde $R = L$, en Fig. (1):

$$\tau_{zz} = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}.
 \quad \dots(\text{K})$$

Esfuerzo que satisface:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \tau_{zz} dx dy = -P.$$

Con la Ec. (E) se obtiene las deformaciones en z:

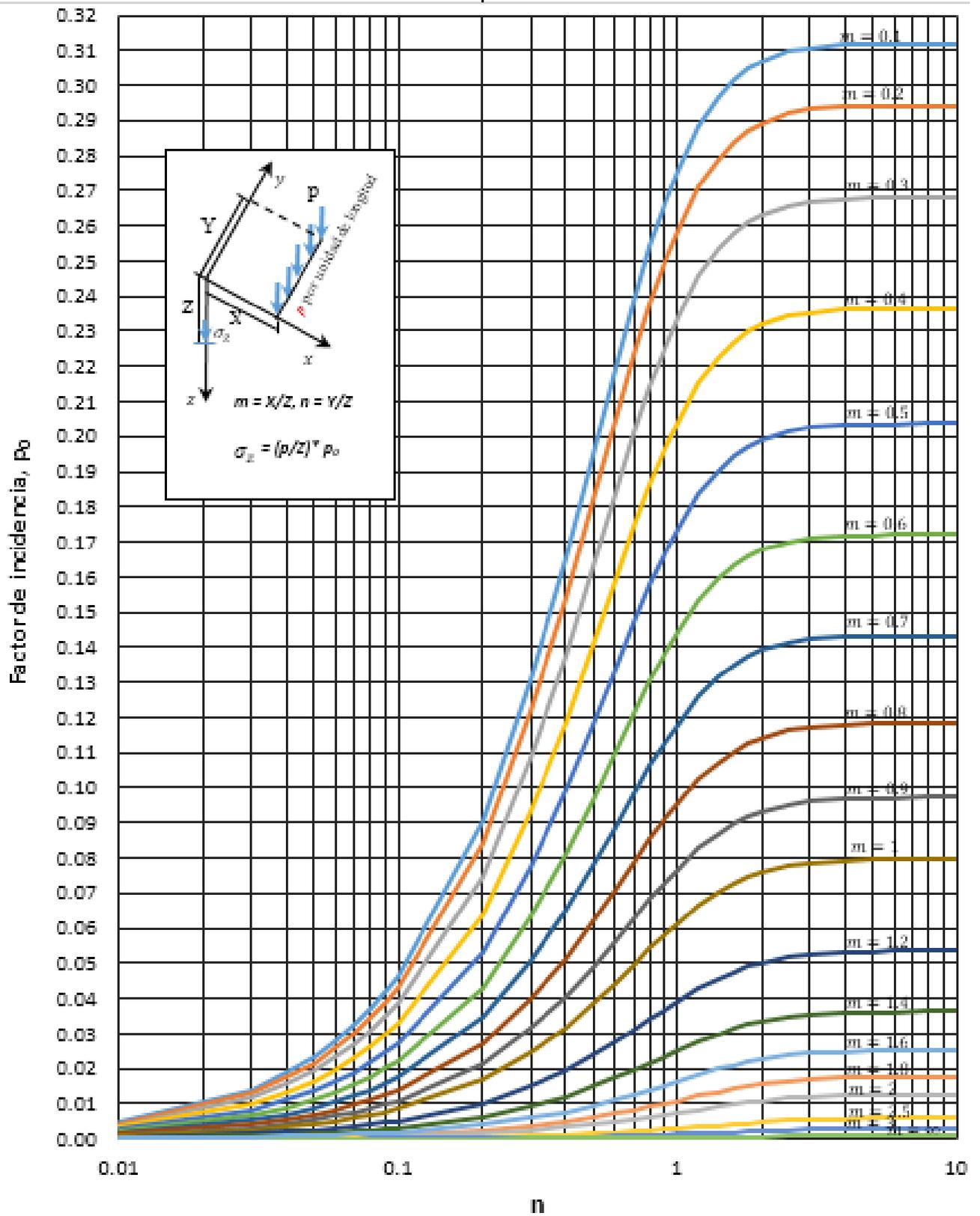
$$u_z = \frac{P}{4\pi\mu R} \left(\frac{\lambda + 2\mu}{\lambda + \mu} + \frac{z^2}{R^2} \right).$$

Como

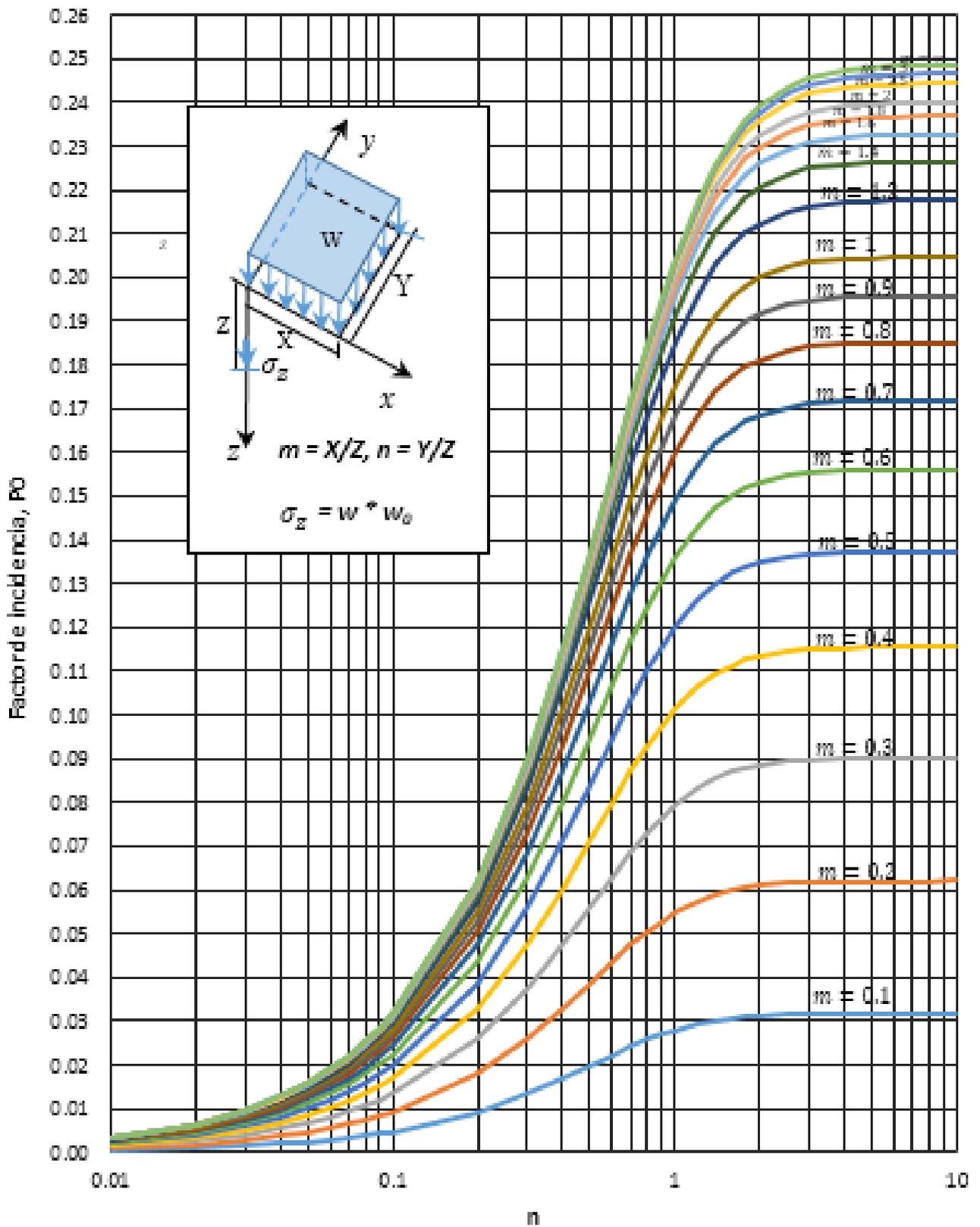
$$(\lambda + 2\mu)/(\lambda + \mu) = 2(1 - \nu).$$

Resulta la Ec. de asentamiento, para $z = 0$:

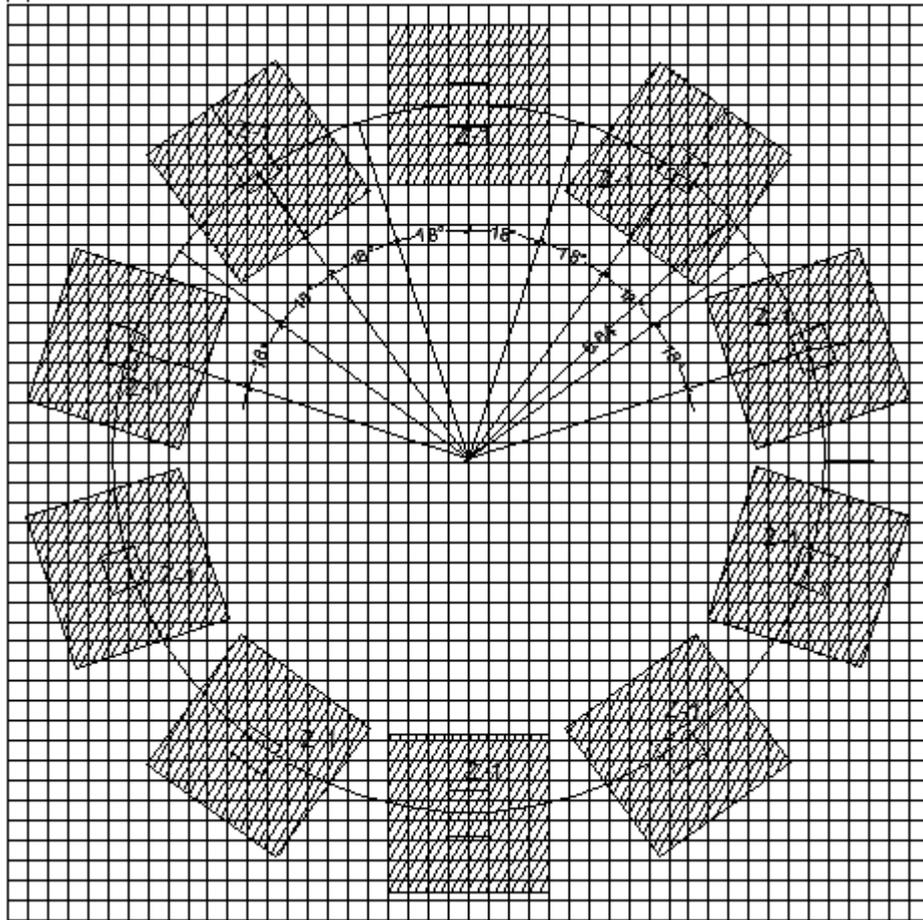
$$u_z = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi ER}.
 \quad \dots(\text{L})$$



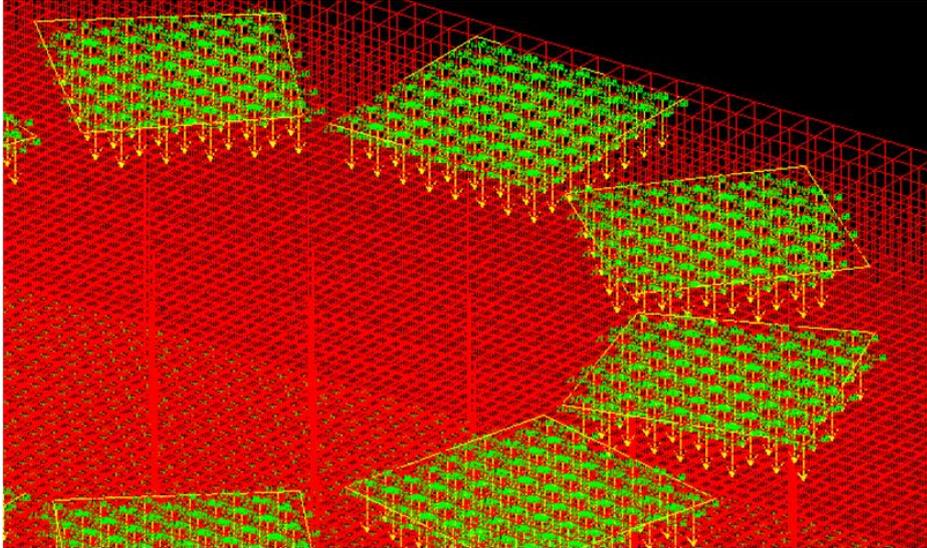
Gráfica para calcular esfuerzos por carga lineal.



Gráfica para calcular esfuerzos por carga rectangular.



Problema de conocer la influencia de los esfuerzos de un conjunto de zapatas al suelo, todas las zapatas soportan un recipiente de forma de esfera, y se desea conocer la distribución de esfuerzos de cada zapata y su influencia sobre las demás. En cada zona de la esfera se hicieron dos ensayos de penetración, denominados SPT-1 y SPT-2. El valor del esfuerzo actuante de cada zapata es de 10 t/m^2 .



UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

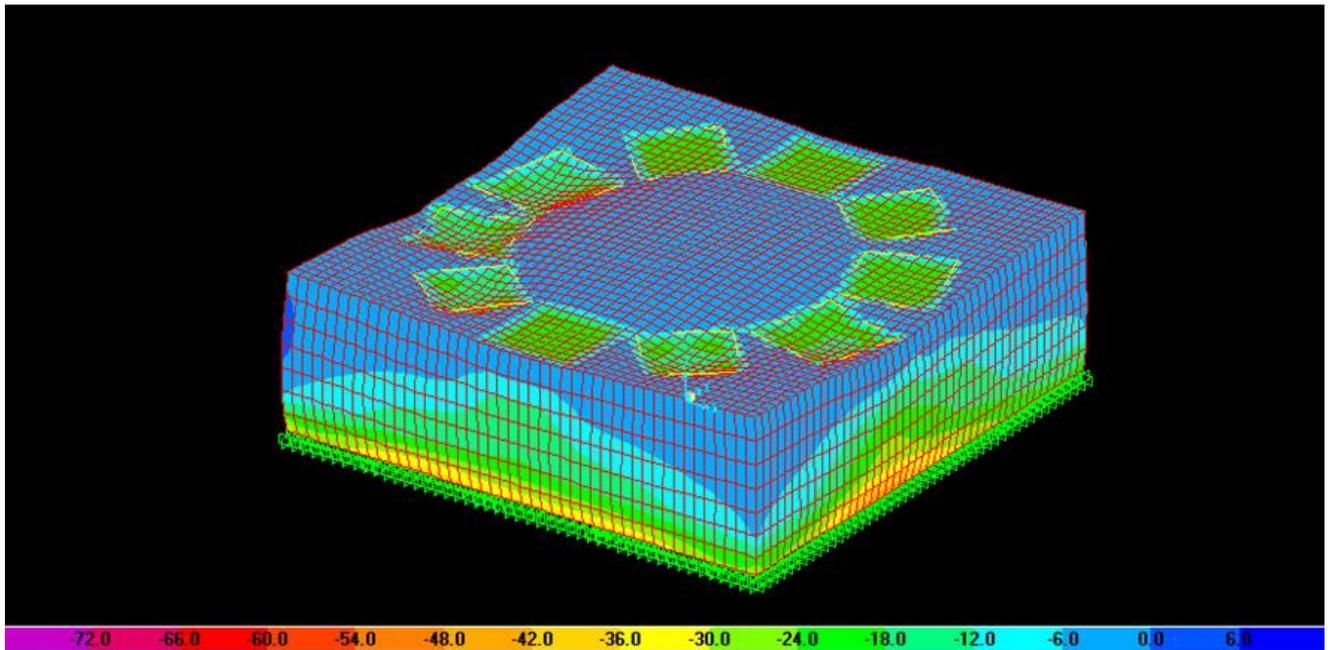
DIAGRAMA : MODELADO DE CARGAS AL SUELO

ESTADO DE CARGA: POR CARGA EXTERNA DEBIDO A LA SUPERESTRUCTURA

UNIDADES DE CARGA : toneladas

ESCALA X, Y (HORIZONTALES) : 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL) : 1 u = 1 m



UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

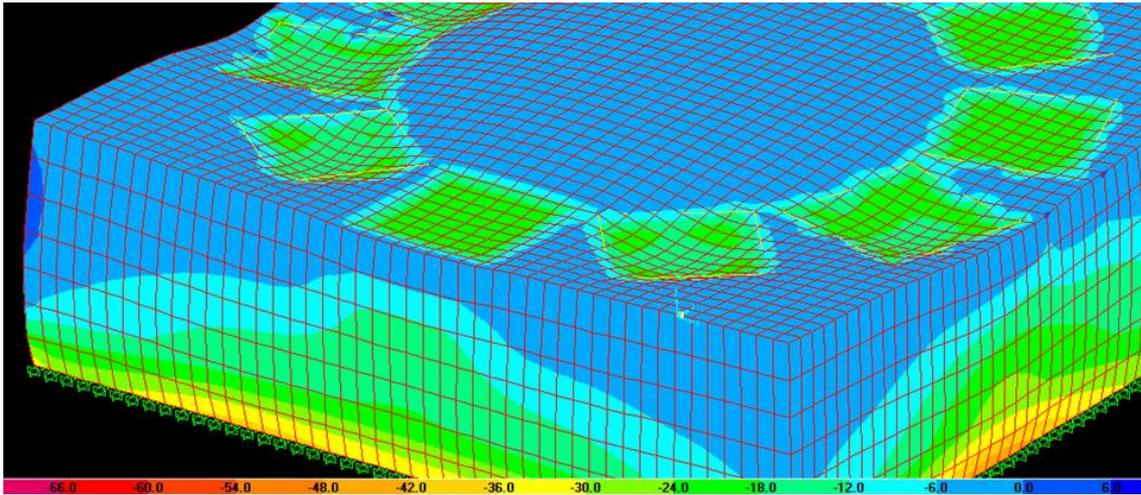
TIPO DE ESFUERZOS: VERTICALES S33, (S z)

ESTADO DE ESFUERZOS: POR CARGA EXTERNA + PESO PROPIO DE SUELO

UNIDADES DE ESFUERZO: toneladas/metro 2

ESCALA X, Y (HORIZONTALES) : 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL) : 1 u = 1 m



UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

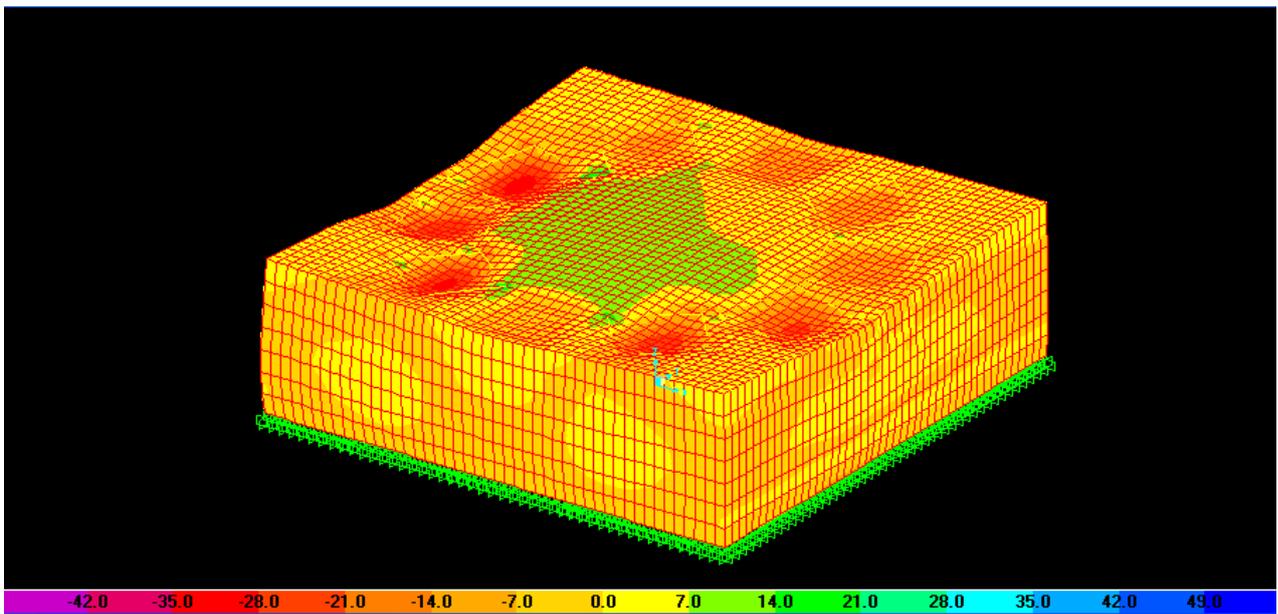
TIPO DE ESFUERZOS: VERTICALES S33, (S z)

ESTADO DE ESFUERZOS: POR CARGA EXTERNA + PESO PROPIO DE SUELO

UNIDADES DE ESFUERZO: toneladas/metro²

ESCALA X, Y (HORIZONTALES): 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL): 1 u = 1 m



UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

TIPO DE ESFUERZOS: HORIZONTALES S11

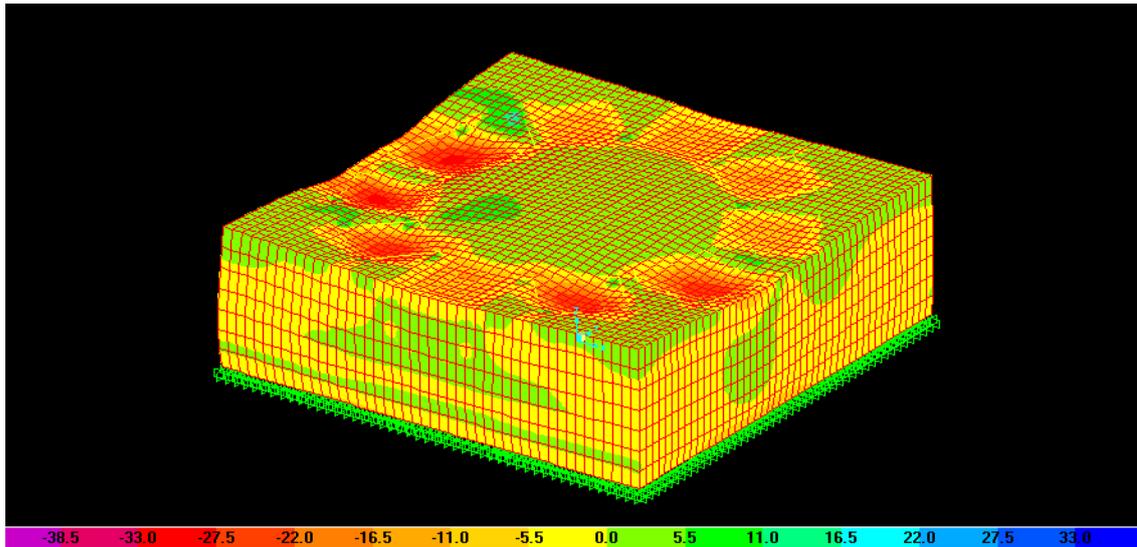
ESTADO DE ESFUERZOS: POR CARGA EXTERNA

UNIDADES DE ESFUERZO: toneladas/metro²

ESCALA X, Y (HORIZONTALES): 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL): 1 u = 1 m





UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

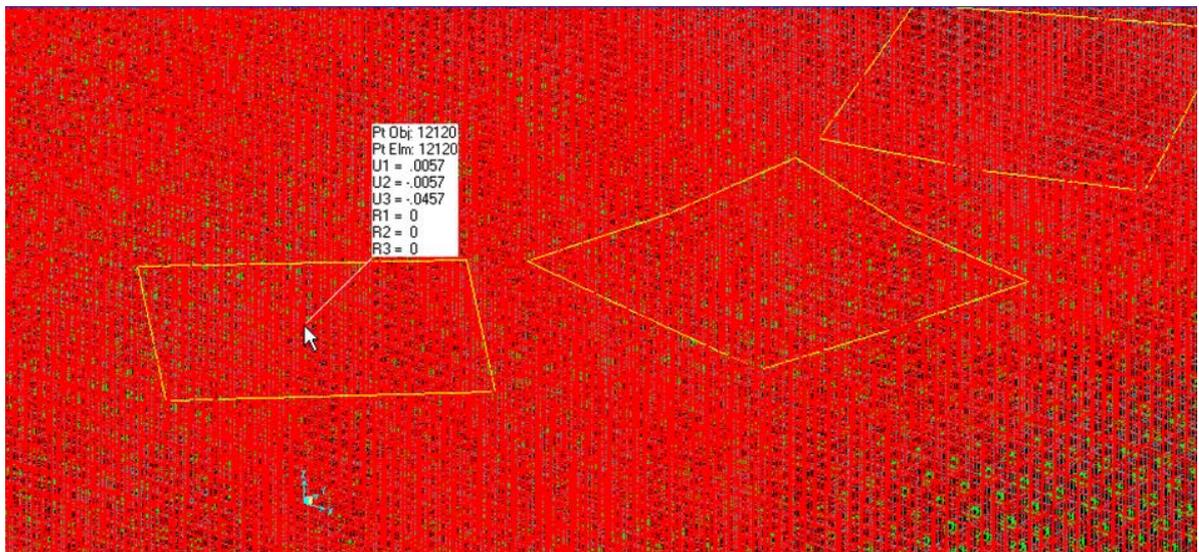
TIPO DE ESFUERZOS: HORIZONTALES S22

ESTADO DE ESFUERZOS: POR CARGA EXTERNA

UNIDADES DE ESFUERZO: toneladas/metro 2

ESCALA X, Y (HORIZONTALES) : 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL) : 1 u = 1 m



UBICACIÓN DE ESFERA: SPT-1, SPT-2

DIAGRAMA : DEFORMACIONES

ESTADO DE ESFUERZOS: POR CARGA EXTERNA

UNIDADES DE DEFORMACION : metros

ESCALA X, Y (HORIZONTALES) : 1 u = 0,5 m

ESCALA Z (VERTICAL) : 1 u = 1 m

ESFUERZOS QUE PRODUCEN LAS EDIFICACIONES, SOBRE EL SUELO

1. Esfuerzos debido a cargas sobre el suelo.- Cuando se construye una edificación, ésta produce esfuerzos sobre el suelo, debido principalmente a la carga vertical, que llega a la cimentación. Además del efecto que se produce directamente debajo de la cimentación, es necesario conocer la manera que se afecta las regiones alrededor de la construcción, en el interior del suelo, para prever daños a las edificaciones vecinas. En las Figs.1 y 2 se muestra un caso de aplicación de cargas, debido a diez zapatas, y los esfuerzos y deformaciones que se producen por dichas cargas.

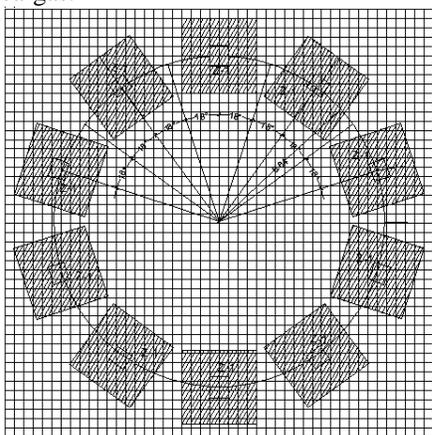


Fig. 1. Problema de conocer la influencia de los esfuerzos de diez zapatas sobre el suelo.

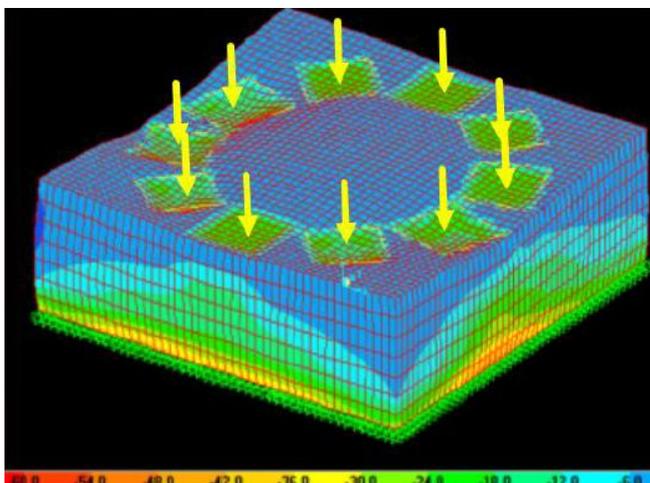


Fig. 2. Diagrama de esfuerzos verticales y deformaciones, debido a la aplicación de cargas, debido a las zapatas del problema de la figura 1.

2. La solución debido a Boussinesq, y la Carta de Newmark.-

Boussinesq en 1883, solucionó el problema hallando los esfuerzos normales y cortantes en todas las direcciones.

Los esfuerzos normales valen:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} * \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{5/2}} \quad \dots(1)$$

Cuando se integra esta ecuación, para calcular los esfuerzos debido a carga rectangular, Fig. (3), se obtiene:

$$\sigma_z = \frac{w}{4\pi} \left[\frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) + x^2y^2} * \frac{x^2 + y^2 + 2z^2}{x^2 + y^2 + z^2} + \text{arc tg} \frac{2xyz(x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}}{z^2(x^2 + y^2 + z^2) - x^2y^2} \right] \quad \dots(2)$$

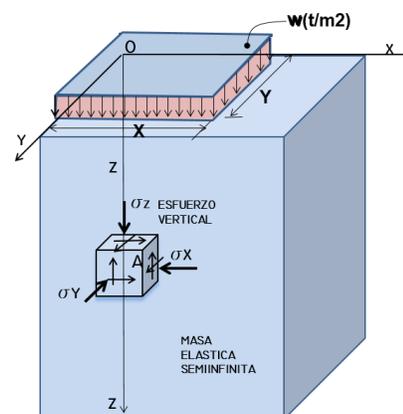


Fig. 3. Superficie rectangular uniformemente cargada. Nathan Mortimore Newmark de la universidad de Illinois, diseñó una diagrama, para calcular los esfuerzos, debido a una carga de cualquier forma, contenida a escala en la llamada Carta de Newmark, considerando que cada segmento de corona produce un esfuerzo de 0.005 w (t/m2), con lo que se tiene que contar el número de segmentos contenidos en la carga.

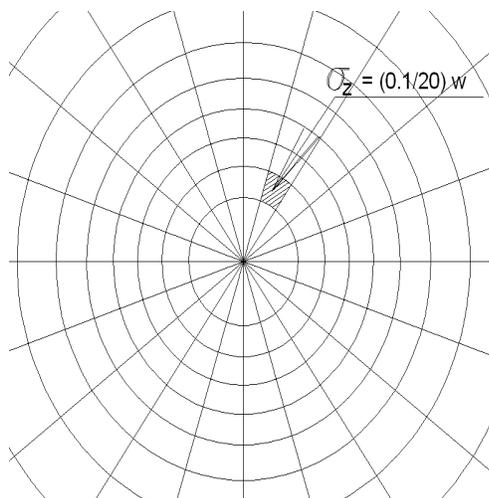


Fig. 4. Carta de Newmark.

3. Diagrama de isóbaras y su utilidad.- Representa el lugar geométrico, donde los esfuerzos son iguales. Fig. 5. Se utiliza para lo siguiente:

3.1 La potencia activa.- Se considera como potencia activa el espesor de suelo por debajo de nivel de solera que al ser comprimido por las presiones que el cimiento transmite, éstas generan deformaciones o desplazamientos apreciables desde el punto de vista práctico en la base de los cimientos. Para suelos compresibles, se toma como potencia activa aquella profundidad donde se cumple que el esfuerzo vertical vale $\sigma_z = 0.1 q$, es decir, donde el esfuerzo vale el 10 % de la carga superficial. Para cimientos cuadrados, esta potencia activa vale $H = 2B$, siendo B el ancho del cimiento. Fig. 5.

3.2 La profundidad de sondeo.- Se refiere a la profundidad a la que se debe hacer el estudio de suelos. Para suelos muy compresibles, se toma como aquella profundidad, P , donde se cumple que el esfuerzo vertical vale 10 % de la carga superficial. Para cimientos cuadrados, esta potencia vale $H = 2B$, siendo B el ancho del cimiento. Fig. 5.

$$P = Df + 2B \quad \dots(3)$$

Donde, Df = Profundidad de cimentación. B = ancho del cimiento. Por ejemplo, si $Df = 1,5$ m, y $B = 2,0$ m. Entonces $P = 5,5$ m.

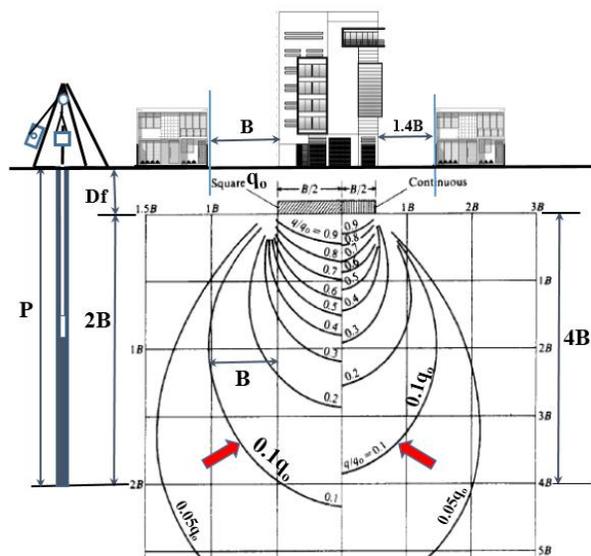


Fig. 5. Diagrama de isóbaras. A la izquierda, debido a carga de forma cuadrada. A la derecha, debido a carga continua.

3.3 Distancia lateral de afectación por esfuerzos verticales.- Para cimentaciones cuadradas, según el diagrama de isóbaras, del 10 % de la carga actuante, ocurre a una distancia aproximada de $x = B$, mientras que para carga de forma continua, ocurre a $x = 1,4 B$. Fig. 5.

4. Diagramas de esfuerzos producidos por edificación de 7 niveles.- Se presenta el análisis de esfuerzos producido por una edificación de 7 niveles, que actúa sobre un suelo elástico. Se han calculado los esfuerzos debido a la geometría y cargas que se muestra en la Fig. 6. Allí se muestra, la ubicación del sistema de ejes coordenadas, así como el plano XZ de análisis. La carga es uniformemente repartida y, actúa sobre un suelo de arena limosa, con un módulo de elasticidad $E = 1406$ t/m². Para el modelado numérico, se hace uso del Método de elementos finitos (MEF), en la que el elemento continuo, es discretizado en elementos de pequeñas dimensiones. La masa elástica del suelo, se ha seccionado en planos de 2,5 m de separación, en las tres direcciones, formándose 32 000 elementos, 35 301 nudos, 100 860 ecuaciones de equilibrio y 3 871 731 términos de rigidez. En la Fig. 7, se muestra en isométrico los esfuerzos más importantes, que son los verticales S_{zz} y que sirven para el cálculo de asentamientos. Allí se muestran los esfuerzos normales S_{ij} , y los esfuerzos cortantes T_{ij} en una masa unitaria de estudio. También se muestra la convención de signos y, la ubicación del origen del sistema de coordenadas. Luego, se hace una inspección a través del plano XZ, que pasa por el centro longitudinal de la edificación, Fig. 8.

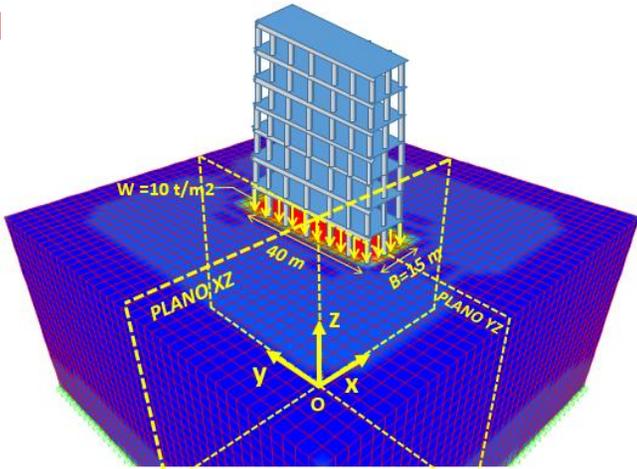


Fig. 6. Edificación de 7 niveles, que produce esfuerzos sobre la masa de suelo, cuya distribución es analizada. Se hace dos secciones de análisis, con los planos XZ y YZ, que pasa por el centro de la base, de la edificación.

CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

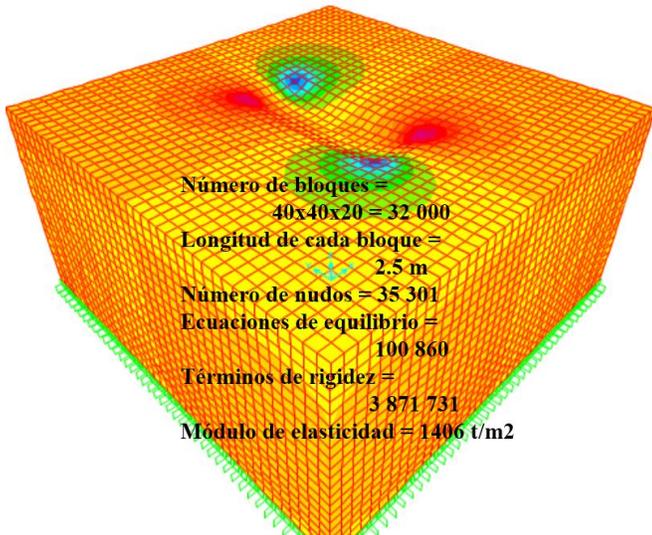


Fig. Las características del modelo del suelo a resolver.

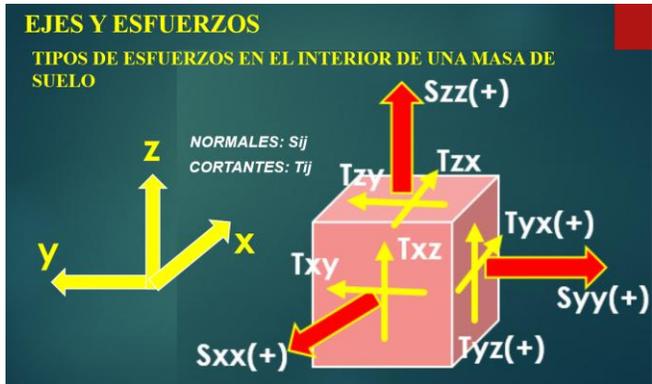


Fig. Detalle de ejes y esfuerzos, en una masa de suelo.

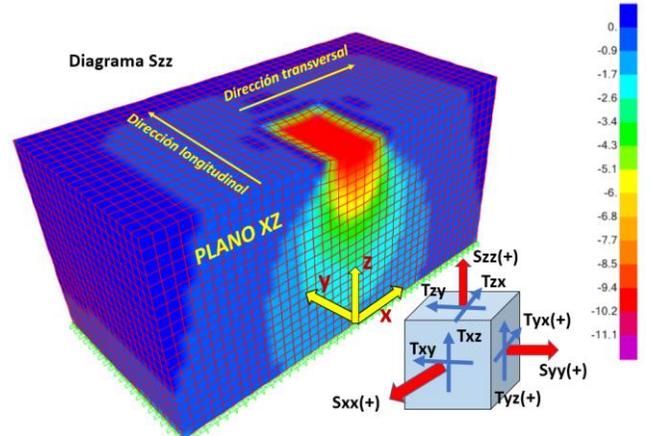


Fig. 7. Diagrama de esfuerzos verticales S_{zz} , en el interior de la masa de suelo. Se muestra el origen de coordenadas, y el convenio de signos. Los esfuerzos S_{ij} son normales al plano del cubo de análisis, y los T_{ij} son cortantes paralelos. Vectores positivos, en tracción, saliendo del bloque de análisis, y negativos en compresión al bloque unitario.

5. Esfuerzos verticales S_{zz} en la dirección transversal.- En la Fig. 8, se muestran en detalle los esfuerzos verticales S_{zz} , en el plano XZ. Son esfuerzos básicamente de compresión. En este diagrama se verifica, lo acertado de los diagramas de isóbaras, obtenidos por los métodos clásicos de la teoría elástica, donde los esfuerzos más importantes, están directamente debajo de la edificación, ampliando su efecto con la profundidad, invadiendo el suelo vecino, hasta una distancia horizontal de $1,25 B$, medido desde el borde de la edificación, y una profundidad de $2,33 B$ como punto máximo, para luego disminuir en forma de bulbo, correspondiendo estas medidas a la isóbara del 10 % de la carga actuante.

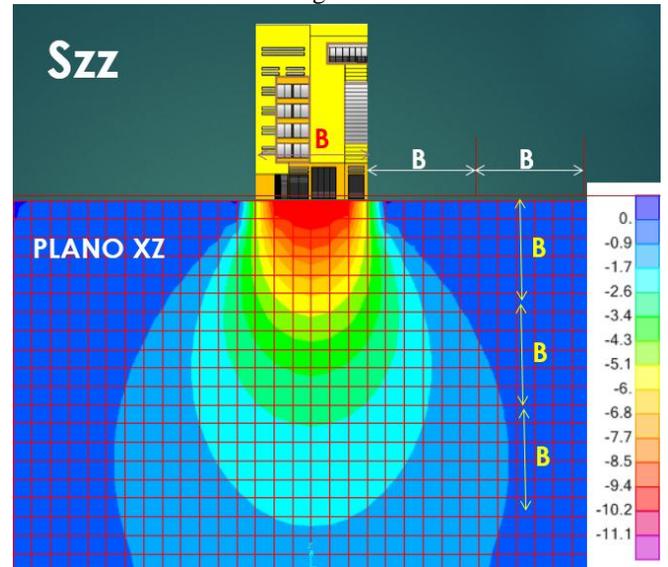


Fig. 8. Diagrama de esfuerzos verticales S_{zz} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran líneas importantes que limitan la isóbara correspondiente al 0.1 de la carga aplicada. Este diagrama es importante para determinar los esfuerzos, que se producen en el propio suelo y en el de las edificaciones

87 vecinas. Estos esfuerzos sirven para el cálculo de asentamientos.

6. Esfuerzos horizontales S_{xx} en la dirección transversal.-

En la Fig. 9, se observa el diagrama de esfuerzos horizontales S_{xx} , en el plano XZ. Son básicamente de compresión en la parte superficial. Estos esfuerzos son laterales que afectan a las edificaciones vecinas, lo hacen hasta una distancia igual a $0.92 B$, medido desde el borde de la edificación, y hasta una profundidad aproximada de $1,15B$. Sin embargo, debajo de la edificación, a una profundidad aproximada de B hasta $2B$, se invierte el sentido de los esfuerzos, y pasan a ser de tracción. En la Fig. 10, se aprecian los esfuerzos horizontales S_{yy} en la dirección Y-Y, éstos afectan de manera importante hasta una distancia de $1,42 B$, en la parte superficial, hasta una profundidad de $0,67 B$.

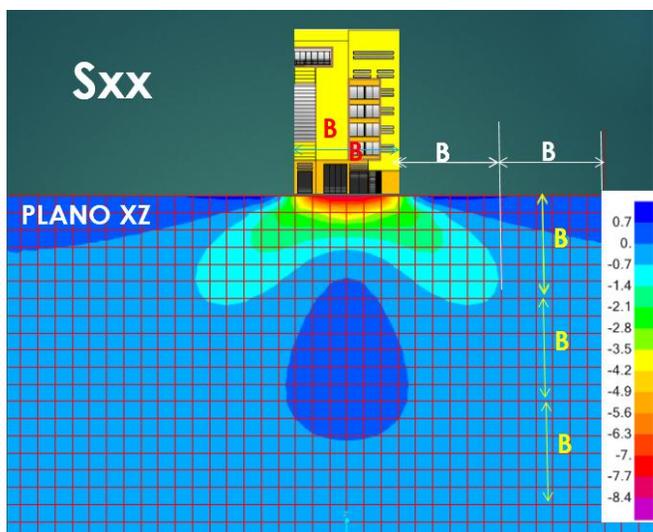


Fig. 9. Diagrama de esfuerzos horizontales S_{xx} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran distancias básicas, para determinar los efectos que se producen sobre el propio suelo y el de las edificaciones vecinas.

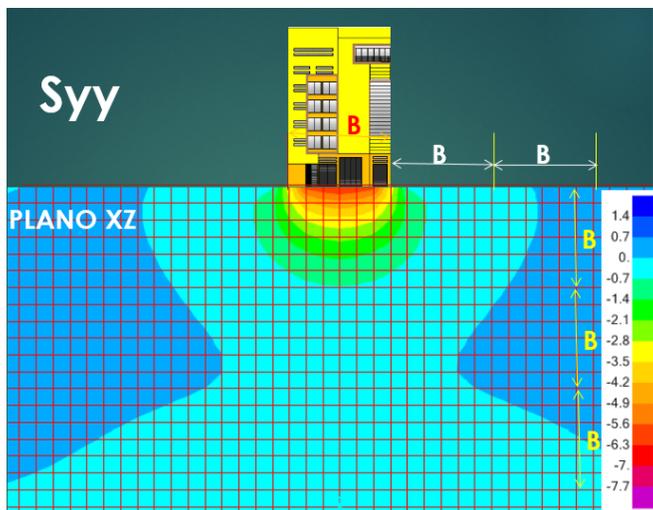


Fig. 10. Diagrama de esfuerzos horizontales S_{yy} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran distancias básicas para determinar, la influencia sobre los suelos vecinos.

7. Esfuerzos cortantes T_{xz} en la dirección transversal.- Se muestran en la Fig. 11. Actúan en ambas direcciones de la dirección vertical, hacia arriba y abajo. Son máximos cerca de los bordes de la edificación, en una zona que va, desde el borde del cimiento de la edificación, hasta una distancia horizontal, aproximadamente igual al ancho del cimiento B , y a una profundidad de $1,5 B$, aproximadamente.

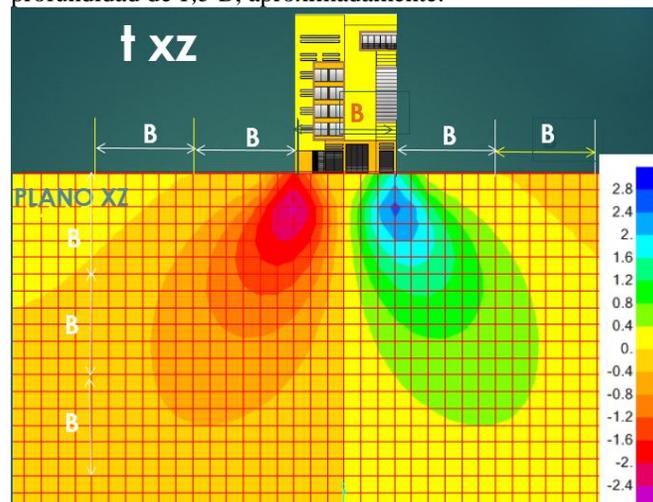


Fig. 11. Diagrama de esfuerzos cortantes t_{xz} , en el plano XZ, en la dirección transversal.

8. Esfuerzos verticales S_{zz} en la dirección longitudinal.- Se produce una distribución de esfuerzos verticales S_{zz} , en forma de bulbo, de una manera más achatado, comparado con el de los esfuerzos en la dirección transversal. Ver Fig. 12. Afecta hasta la distancia horizontal $0.75 B$, medido desde el borde de la fachada o fondo de la edificación, hasta una profundidad igual a B . Ver Fig. 13.

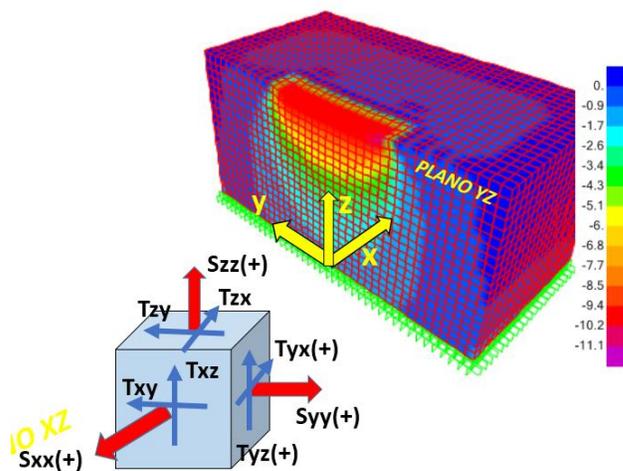


Fig. 12. Esfuerzos S_{zz} , en el plano YZ, en la dirección longitudinal.

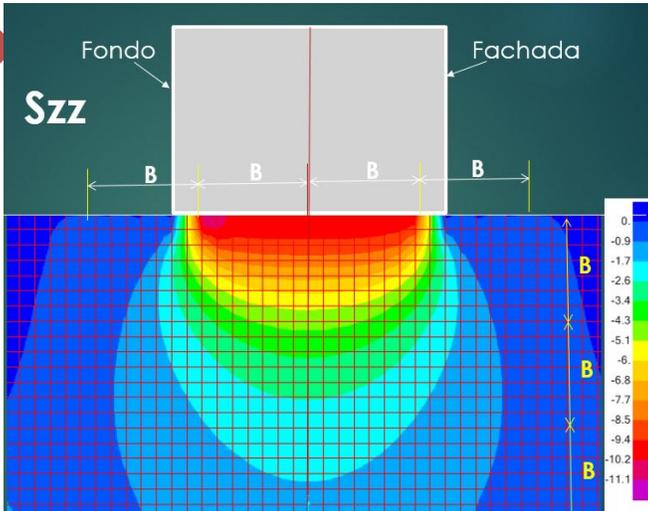


Fig. 13. Diagrama de esfuerzos verticales S_{zz} , en el plano YZ, que pasa por la mitad del edificio, en la dirección longitudinal.

DEFORMACIONES

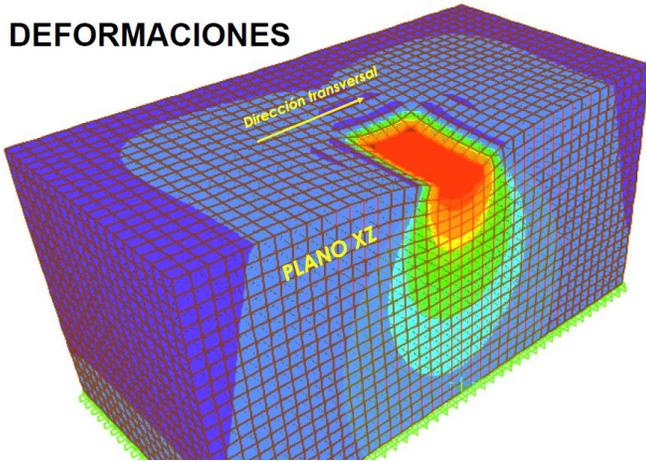


Fig. 14. Diagrama de deformaciones elásticas del modelo del suelo.

CAPÍTULO 7

ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

OBJETIVOS.-

1. Determinar la relación esfuerzo-deformación unitaria, de un suelo cohesivo.
2. Encontrar el esfuerzo máximo de rotura, q_u .
3. Calcular el módulo tangente de elasticidad E_t .

MARCO TEÓRICO

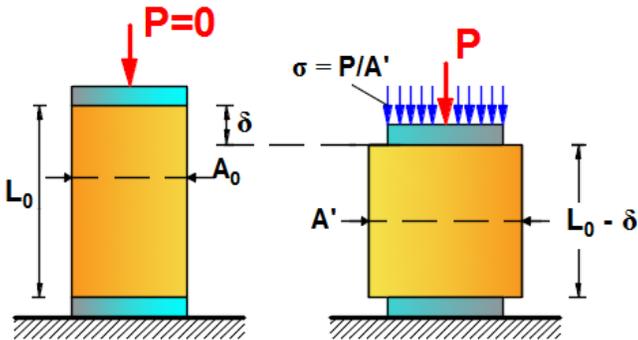


Fig. 1. Muestra en compresión inicial

MARCO TEÓRICO

La deformación unitaria ε se calcula de la mecánica de materiales como:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad \dots(1)$$

Donde:

δ , es la deformación total de la muestra (axial), mm.

L_0 , es la longitud original de la muestra, en mm.

-

El esfuerzo instantáneo del ensayo sobre la muestra se calcula como:

$$\sigma = \frac{P}{A'} \quad \dots (2)$$

Donde:

P , es la carga sobre la muestra en cualquier instante para el correspondiente valor de L , en kg.

A' , es el área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente P , en cm^2 .

El área original A_0 se corrige considerando que el volumen total del suelo permanece constante. El volumen total inicial de la muestra es:

$$V_T = A_0 * L_0 \quad \dots (3)$$

Pero después de algún cambio L en la longitud de la muestra es:

$$V_T = A' * (L_0 - L) \quad \dots$$

(4)

Igualando las ecuaciones (4) y (5), cancelando términos y despejando el área corregida A' , se obtiene:

$$A' = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad \dots(5)$$

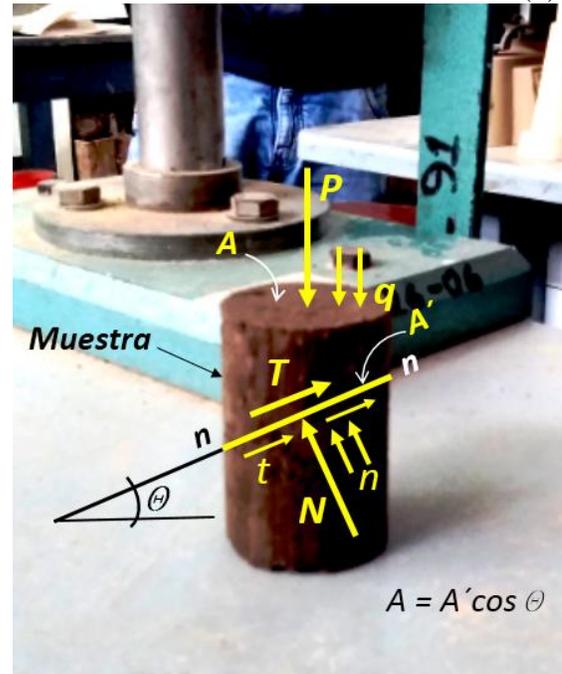


Fig. 2. Fuerzas principales que actúan sobre la muestra de suelo, durante la aplicación de carga vertical..

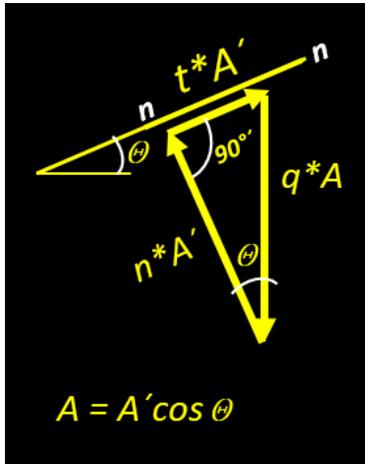


Fig. 3. Diagrama de fuerzas en equilibrio, que actúan sobre la muestra.

Definimos:

- P = fuerza vertical
- N = fuerza normal
- T = fuerza tangencial
- q = esfuerzo vertical
- n = esfuerzo normal
- t = esfuerzo tangencial
- A = área de la muestra
- A' = área de la muestra en el plano $n-n$ de estudio
- Θ = ángulo de inclinación del plano $n-n$
- φ = ángulo de fricción interna del suelo
- c = cohesión del suelo

En el triángulo de fuerzas, Fig. 3, se tiene:

$$\text{Sen } \Theta = t * A' / q * A$$

$$\text{Sen } \Theta = (t / q) \text{ sec } \Theta$$

$$-t = q \text{ sen } \Theta * \cos \Theta$$

$$t = (1/2) q * \text{sen } 2 \Theta \quad \dots(6)$$

Para encontrar el ángulo que produce el máximo esfuerzo cortante t , se deriva y se iguala a cero, esta última expresión:

$$.d t / d \Theta = 0$$

$$q * \cos 2 \Theta = 0$$

$$\cos 2 \Theta = 0 = \cos 90^\circ$$

$$\Theta = 45^\circ \quad \dots(7)$$

Reemplazando (6) en (7), resulta:

$$t_{\text{máximo}} = q/2$$

Cuando $q = q_u$

$$t_{\text{máximo}} = q_u / 2$$

Usando la ley de Coulomb:

$$-t = n \text{ tg } \varphi + c$$

Para suelo cohesivo $\varphi = 0$, resulta:

$$t = c$$

Por tanto, en la rotura:

$$t_{\text{máximo}} = q_u / 2 = c$$

Estos resultados se muestran en la Fig. 4-

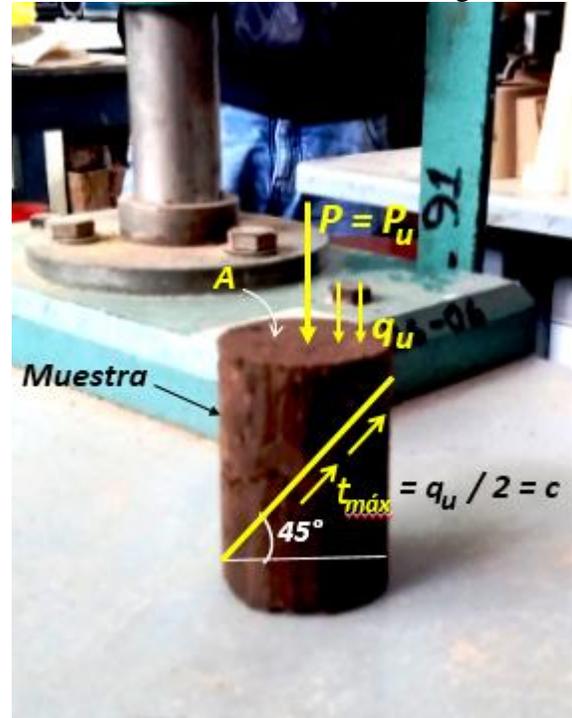


Fig. 4. Esfuerzo cortante máximo de rotura $t_{\text{máx}}$, en función de la carga de compresión q_u y la cohesión c .

MATERIALES Y MÉTODOS

Materiales.-

- Máquina de compresión simple confinada. Fig. 5.
- Anillos para el tallado de la muestra de la forma cilíndrica.
- Pie de rey
- Balanza
- Estufa
- Muestra inalterada
- Extractor de muestra. Fig. 6
- Micrómetro de carga
- Micrómetro de deformación
- Reloj, cuchillo.



Fig. 5. Máquina de compresión. Se aprecian los anillos de carga, los micrómetros de carga y deformación.



Fig. 6. Extractor de muestra, para sacar la muestra del molde (anillo) en que fue tallado.
Método.-

Consiste en aplicar cargas, mediante la manivela de la máquina de compresión, estableciendo una deformación fija, y ver la carga que le corresponde a dicha deformación. Las deformaciones y las cargas se miden con micrómetros: de deformación y de carga. El método así aplicado, se llama de *deformación controlada*.

PROCEDIMIENTO

- Se mide el diámetro interior y altura del anillo.
- Se pesa el anillo.
- Se talla la muestra con el anillo.
- Pesar la muestra tallada con el anillo.
- Se extrae la muestra usando el extractor de muestra. Fig. 7.
- Se coloca la muestra en la máquina de compresión. Fig. 8.
- Se coloca el anillo de deformación.
- Se procede a girar la manivela de la máquina de compresión, y comprimir la muestra hasta que falle. Fig. 9.
- Se toman las lecturas cada 15 segundos, del dial de carga.
- Las medidas de la deformación son fijas, ya que se está usando el método de la deformación controlada.
- Una vez que falla la muestra, se extrae de la máquina de compresión, y se mide el diámetro y altura final de la muestra. Se registra la forma de falla de la muestra. Fig. 10.
- Se lleva a la estufa y se deja secar por 24 horas.
- Después de 24 horas, se pesa la muestra seca.



Fig. 7. Extracción de muestra del molde (anillo) en que fue tallado.



Fig. 9. La muestra en el proceso de cargado.



Fig. 8. El anillo de carga, con el micrómetro de carga, encima de la muestra. En primer plano el micrómetro de deformación.



Fig. 10. Forma de falla de la muestra ensayada. Se aprecia una grieta inclinada, concordante con la dirección del esfuerzo cortante máximo.

RESULTADOS

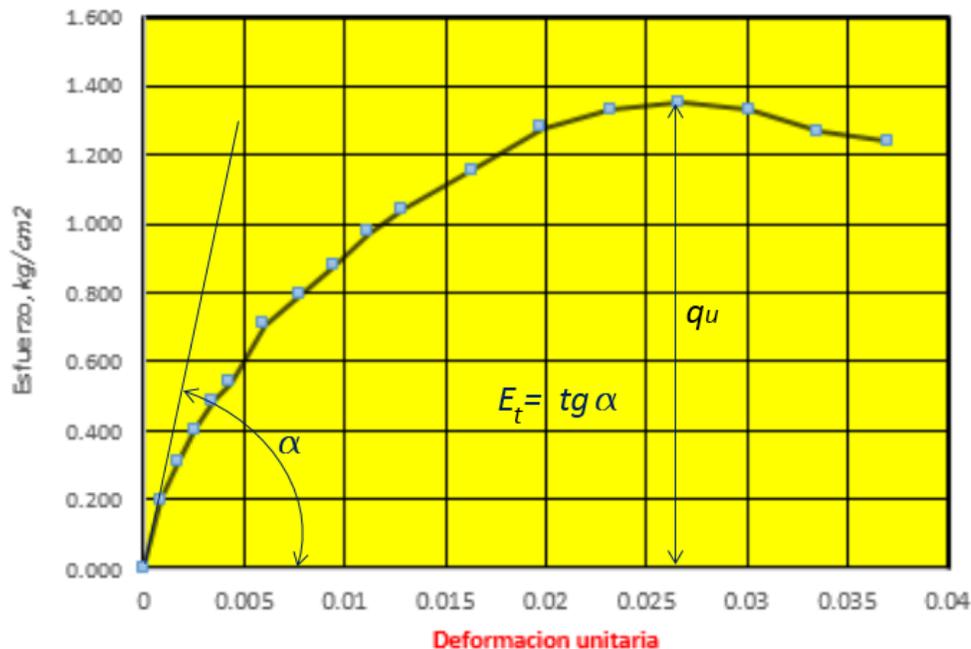
CONTENIDO DE HUMEDAD

Recipiente N°:	15
Peso Muestra + Tara:	203.43
Peso Seco + Tara:	158.09
Peso Agua:	45.34
Peso Tara:	59.97
Peso Muestra Húmeda:	143.46
Peso Muestra Seca:	98.12
Contenido de Humedad:	46.21
Densidad Húmeda:	1.95
Densidad Seca:	1.33

COMPRESIÓN SIMPLE

Diametro Inic	3.98
Area Inicial:	12.44
Altura Inicial:	5.92
Volúmen Inic	73.65
Diametro Fin:	4.01
Area Final:	12.63
Altura Final:	5.81
Volúmen Fin:	73.38

1	2	3	4	5	6	7	8
Tiempo (t)	Micrometro	Carga Axial	Dial de	Deformacio	Deformacion	Area Corregid	Esfuerzo
Transcurrido	de carga	Kg	deformacion (c)	Total (cm)	Unitaria	(cm ²)	kg/cm ²
00:00	0	0	0	0	0	12.63	0.000
00:15	0.023	2.500	0.005	0.005	0.0009	12.701	0.197
00:30	0.036	3.913	0.005	0.010	0.0017	12.712	0.308
00:45	0.047	5.103	0.005	0.015	0.0026	12.723	0.402
01:00	0.057	6.196	0.005	0.020	0.0034	12.734	0.487
01:15	0.063	6.848	0.005	0.025	0.0043	12.745	0.537
01:30	0.083	9.022	0.010	0.035	0.0060	12.767	0.707
01:45	0.093	10.109	0.010	0.045	0.0078	12.789	0.790
02:00	0.103	11.196	0.010	0.055	0.0095	12.811	0.874
02:15	0.115	12.500	0.010	0.065	0.0112	12.834	0.974
02:30	0.123	13.370	0.010	0.075	0.0129	12.856	1.040
02:45	0.137	14.891	0.020	0.095	0.0164	12.901	1.154
03:00	0.152	16.522	0.020	0.115	0.0198	12.947	1.276
03:15	0.159	17.283	0.020	0.135	0.0233	12.992	1.330
03:30	0.162	17.609	0.020	0.155	0.0267	13.038	1.351
03:45	0.16	17.391	0.020	0.175	0.0302	13.085	1.329
04:00	0.153	16.630	0.020	0.195	0.0336	13.131	1.266
04:15	0.15	16.304	0.020	0.215	0.0371	13.179	1.237

Diagrama de Esfuerzo - Deformacion unitaria

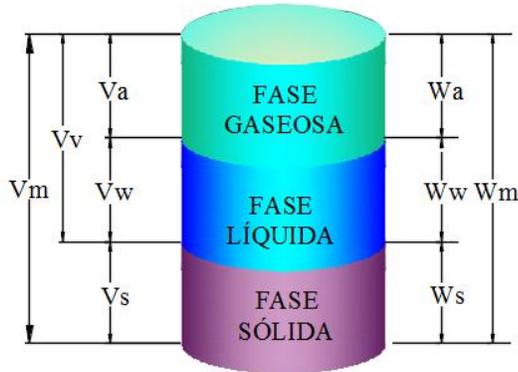
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBJETIVOS

- Determinar la curva de compresibilidad.
- Obtener la curva de consolidación.

MARCO TEÓRICO

RELACIONES BÁSICAS.-



VOLUMEN Y PESO

Fig. 1. Volumen y peso de las tres fases del suelo.

- W_m = Peso de masa.
- W_s = Peso de sólidos.
- W_w = Peso de líquido.
- W_a = Peso del aire.
- V_m = Volumen de masa
- V_s = Volumen de sólidos.
- V_w = Volumen del líquido .
- V_a = Volumen del aire
- V_v = Volumen de vacíos o huecos

ETAPAS DE LA MUESTRA.-

La muestra pasa por tres etapas:

- Inicial (1).**- Es la que tiene la muestra recién tallada, antes de ser sometida a cargas en el consolidómetro.
- Intermedio (i).**- Es la que tiene la muestra introducida en la cazuela del consolidómetro, cuando se le aplican cargas.
- Final (2).**- Es la que tiene la muestra, después de la etapa de cargado, cuando sale de la cazuela del consolidómetro.

Según esas etapas se consideran los sub-índices 1, i y 2, en la nomenclatura, para deducir los parámetros:

- A = área de la muestra
- W_s = Peso de sólidos
- H_s = altura de sólidos
- H_{w1}, H_{w2} = Altura de agua inicial, final
- H_1, H_2 = Altura inicial, final de la muestra
- ΔH_i = deformación en la etapa intermedia i , en que la muestra es sometida a cargas
- ΔH_T = Deformación total, al final cuando sale la muestra del consolidómetro.
- e_1, e_i, e_2 = relación de vacíos inicial, intermedio, final
- w_1, w_2 = contenido de humedad inicial, final
- S_s = gravedad específica
- γ_s = peso específico de sólidos
- G_{w1}, G_{w2} = grado de saturación de agua inicial, final

Altura de sólidos.-

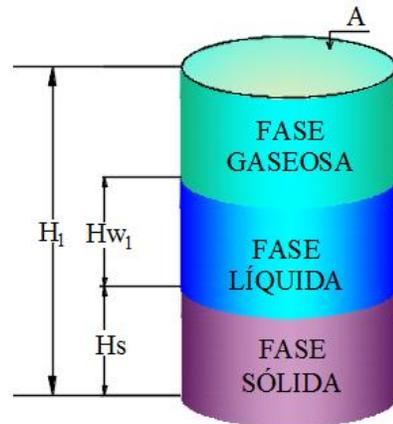
$$H_s = \frac{W_s}{\gamma_s * A}$$

Relación de vacíos inicial.-

$$e_1 = \left(\frac{V_v}{V_s} \right)$$

$$e_1 = \left(\frac{H_1 - H_s}{H_s} \right) * \frac{A}{A}$$

$$e_1 = \frac{H_1}{H_s} - 1$$



Estado inicial 1

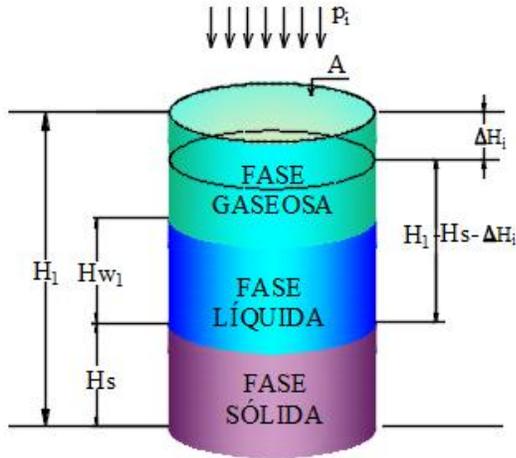
S

95 → Fig. 2. Altura inicial, de sólidos y de agua de la muestra, en el estado inicial, antes de aplicarle cargas.

Relación de vacíos en un instante cualquiera del ensayo.-

$$e_i = \left(\frac{V_v}{V_s}\right)_i = \left(\frac{H_1 - H_s - \Delta H_i}{H_s}\right)_i$$

$$e_i = e_1 - \frac{\Delta H_i}{H_s}$$



Estado intermedio i

Fig. 3. Volumen de vacíos $V_{vi} = (H_1 - H_s - \Delta H) * A$ en el estado intermedio, o sea cuando se le aplican cargas.

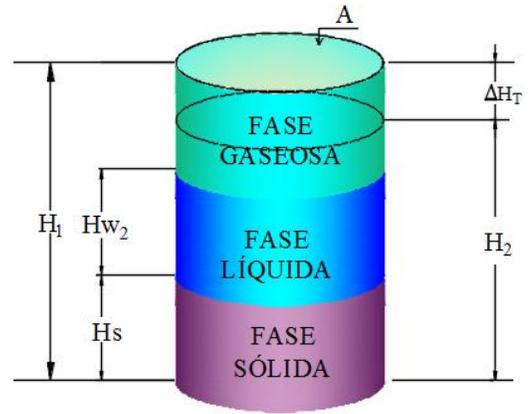
Altura final de la muestra.-

$$H_2 = H_1 - \Delta H_T$$

Relación de vacíos final.-

$$e_2 = \left(\frac{V_v}{V_s}\right)_2 = \left(\frac{H_2 - H_s}{H_s}\right) * \frac{A}{A} = \frac{H_2}{H_s} - 1$$

$$e_2 = \frac{H_2}{H_s} - 1$$



Estado final 2

Fig. 4. Alturas de agua y de muestra al final del ensayo, después que se le han aplicado las cargas. .

Altura de agua inicial.-

Del contenido de humedad:

$$w_1 = \frac{W_w}{W_s}$$

$$w_1 = \frac{\gamma_w (A \cdot H_{w1})}{W_s}$$

$$H_{w1} = \frac{w_1 * W_s}{\gamma_w * A}$$

$$H_{w1} = \frac{W_1 * \gamma_s * A * H_s}{\gamma_w * A}$$

$$H_{w1} = w_1 * H_s * S_s$$

ALTURA FINAL DEL AGUA

$$w_2 = \frac{W_w}{W_s}$$

$$w_2 = \frac{\gamma_w (A \cdot H_{w2})}{W_s}$$

$$H_{w2} = \frac{w_2 * W_s}{\gamma_w * A}$$

$$H_{w2} = \frac{w_2 * \gamma_s * A * H_s}{\gamma_w * A}$$

$$H_{w2} = w_2 * H_s * S_s$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA

INICIAL

$$G_{w1} = \frac{V_w}{V_v}$$

$$G_{w1} = \frac{H_{w1} * A}{(H_1 - H_s) * A}$$

$$G_{w1} = \frac{H_{w1}}{(H_1 - H_s)}$$

GRADO DE SATURACIÓN DE AGUA FINAL

$$G_{w2} = \frac{V_w}{V_v}$$

$$G_{w2} = \frac{H_{w2} * A}{(H_1 - H_s) * A}$$

$$G_{w2} = \frac{H_{w2}}{(H_2 - H_s)}$$

MATERIALES Y MÉTODO

Materiales.-

- Consolidómetro o edómetro, Fig. 6.
- Pesas que producen esfuerzos 0.5, 1, 2, 4, 8 kg/cm²
- Micrómetros de deformación
- Muestra inalterada
- Pie de rey
- Anillo para moldear la muestra
- Estufa
- Fiolas para determinar la gravedad específica
- Papel filtro
- Reloj, cuchillo

Método.-

El método consiste en aplicar las pesas, que producen cargas p de 0.5, 1, 2, 4, 8 kg/cm², en un proceso llamado de **Carga**. Luego descargar las pesas para producir esfuerzos de 1, 0.50, 0.25 y 0 kg/cm², en un proceso llamado de **Descarga**. Las cargas se aplican cada día. El primer día sólo se coloca la muestra en la máquina y no se le aplican cargas.

Al día siguiente se toma la lectura de los micrómetros izquierdo y derecho, y luego se coloca la primera carga de 0.25 kg/cm². Se toman lecturas a los 6, 15, 30, 60 segundos y 1 min de aplicada la carga. Luego cada 2, 4, 8, 15, 30, 60 y 120 minutos. El tercer día se toma la lectura de los micrómetros izquierdo y derecho, y luego se incrementa la carga a 0.50 kg/cm². Se coloca la carga de 0.50 kg/cm², y se toman las lecturas en los tiempos similares al día anterior. El proceso continúa de manera similar para las demás cargas.



Fig. 5. Consolidómetro. Se observan mesa, cazuela con micrómetros y pesas.

PROCEDIMIENTO

- Se mide el diámetro interno y la altura del anillo que sirve de molde.
- Se pesa el anillo moldeador.
- Se talla la muestra dentro del anillo. Fig. 6.
- Se pesa la muestra y el anillo.
- Se desarma la cazuela, y se coloca la muestra con todo y anillo dentro de la misma. Se arma la cazuela. Fig. 7.
- Se coloca la cazuela en posición fija en la mesa, y luego se le coloca encima, el marco con el eje vertical, que transmite las cargas que vienen de la parte inferior de la mesa, cuando se le añadan las pesas. Fig. 8.
- Se colocan los micrómetros izquierdo y derecho. Se sujetan en dos ejes horizontales, sujetos a una placa circular. Fig. 9.
- La punta de los micrómetros se apoyan en dos topes semiesféricos. Esos topes reaccionan a la carga aplicada y comprimen el micrómetro, registrando las deformaciones. Fig. 10.
- Se ajustan los micrómetros a una lectura inicial (3.000 en ambos), y se deja listo para aplicar cargas desde el día siguiente.

- Al día siguiente se toma la lectura de los micrómetros, y luego se procede al proceso de cargado, colocando las pesas. Fig. 11.
- Se anotan las lecturas de los micrómetros en los tiempos y cargas ya indicados.
- Cuando termina el proceso de carga y descarga, se saca la muestra, se mide la deformación total ΔH_T , y se lleva a la estufa.
- Se saca de la estufa y se pesa la muestra seca.
- Se determina la gravedad específica de la muestra seca.



Fig. 6. Tallado de la muestra, usando un anillo metálico, de forma cilíndrico.



Fig. 7. Armado de la cazuela, en cuyo interior está la muestra de suelo. La muestra tiene papel filtro en ambas superficies. A la derecha figura la placa,

donde la carga vertical se transmite a la placa de manera uniforme, y ésta va a la muestra de suelo.



Fig. 8. La cazuela con la muestra, es colocada en una posición fija, luego un eje vertical encima, donde se transmite la carga vertical, que proviene de las pesas que se colocan debajo de la mesa..

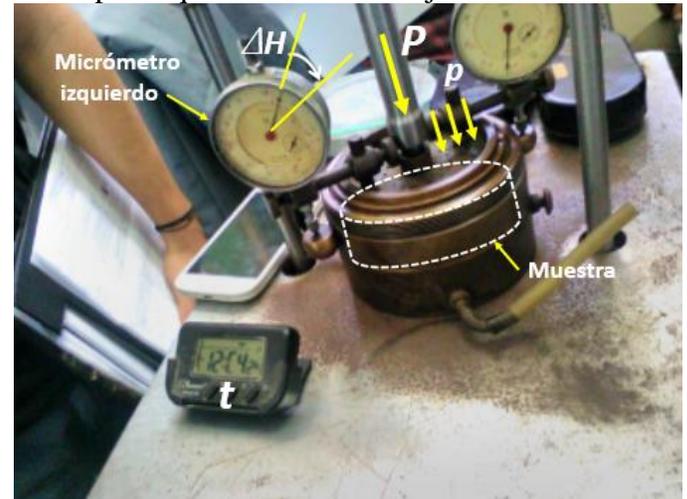


Fig. 9. Las tres variables que se obtienen del ensayo: carga p , deformación ΔH y tiempo t . Las deformaciones se obtienen con la lectura de los micrómetros.

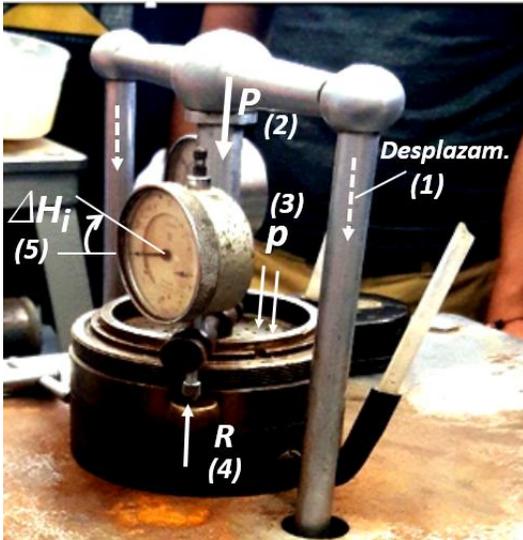


Fig. 10. Desplazamiento, cargas y deformaciones en la cazuela. 1. Al colocar las pesas, los ejes del marco desciende. 2. La carga se trasmite al eje vertical central. 3. La carga vertical P se transmite de manera uniforme p a través de la placa. La carga uniforme deforma la muestra y se introduce en la cazuela. 4. Al tener la placa adosada, un eje horizontal con los micrómetros, el conjunto desciende. Pero al tener la punta del micrómetro un tope, la punta se comprime y registra la deformación de la muestra, a través de los micrómetros. 5. La diferencia de lecturas, inicial y final de la aguja del micrómetro, determina el asentamiento de la muestra.



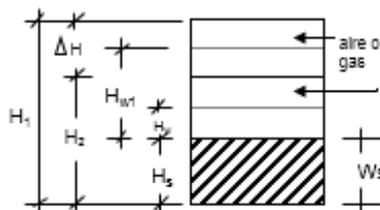
Fig. 11. Colocación de las pesas que se transmiten a la parte superior de la cazuela, a través del eje y mecanismo de cable y polea.

RESULTADOS

Registro de datos.-

Día	Carga	Lectura		Día	Carga	Lectura		Día	Carga	Lectura	
Hora		Indicador		Hora		Indicador		Hora		Indicador	
		Izq.	Der.			Izq.	Der.			Izq.	Der.
29/01/	01:30 p.m.	3.000	3.000	15 s		3.870	5.020	08/02/	08:16 a.m.	5.152	6.290
29/01/	01:54 p.m.	2.900	2.985	30 s		3.950	5.080	1 min	0.25 kg	5.151	6.217
30/01/	07:48 a.m.	2.881	2.982	1 min		4.030	5.150	2 min		5.151	6.209
30/01/	08:16 a.m.	2.881	2.982	2 min		4.098	5.212	4 min		5.151	6.204
6s	0,25 kg	2.950	3.108	4 min		4.141	5.258	8 min		5.151	6.201
15s		2.952	3.119	8 min		4.173	5.295	15 min		5.151	6.198
30s		2.956	3.128	15 min		4.204	5.322	30 min		5.151	6.197
1 min		2.959	3.140	30 min		4.230	5.350	60 min		5.150	6.193
2 min		2.961	3.149	60 min		4.252	5.371	120 min		5.150	6.191
4 min		2.963	3.159	120 min		4.272	5.392	11/02/	08:16 a.m.	5.148	6.181
8 min		2.965	3.170	05/02/	08:16 a.m.	4.300	5.417	1 min	0.00 kg	5.140	5.971
15 min		2.970	3.178	6 s	4.00 kg	4.780	6.080	2 min		5.139	5.950
30 min		2.973	3.202	15 s		4.864	6.152	4 min		5.138	5.940
60 min		2.980	3.200	30 s		4.904	6.192	8 min		5.132	5.930
120 min		2.982	3.199	1 min		4.943	6.232	15 min		5.130	5.925
31/01/	08:16 a.m.	2.993	3.219	2 min		5.001	6.291	30 min		5.128	5.920
6 s	0.50 kg	3.061	3.390	4 min		5.042	6.331	60 min		5.123	5.915
15 s		3.062	3.410	8 min		5.059	6.363	120 min		5.121	5.911
30 s		3.067	3.411	15 min		5.098	6.391	12/02/	08:16 a.m.	5.112	5.906
1 min		3.070	3.422	30 min		5.120	6.418				
2 min		3.075	3.443	60 min		5.142	6.439				
4 min		3.082	3.458	120 min		5.162	6.458				
8 min		3.091	3.471	DESCARGA							
15 min		3.098	3.482	06/02/	08:16 a.m.	5.190	6.480				
30 min		3.108	3.494	1 min	1.00 kg	5.164	6.380				
60 min		3.117	3.505	2 min		5.164	6.380				
120 min		3.125	3.518	4 min		5.165	6.389				
01/02/	08:16 a.m.	3.140	3.540	8 min		5.165	6.389				
6 s	1.00 kg	3.268	3.950	15 min		5.165	6.375				
15 s		3.274	3.980	30 min		5.164	6.375				
30 s		3.278	4.002	60 min		5.162	6.375				
1 min		3.280	4.021	120 min		5.164	6.373				
2 min		3.283	4.060	07/02/	08:16 a.m.	5.162	6.372				
4 min		3.288	4.081	1 min	0.50 kg	5.158	6.310				
8 min		3.290	4.101	2 min		5.158	6.309				
15 min		3.301	4.119	4 min		5.158	6.301				
30 min		3.292	4.131	8 min		5.158	6.300				
60 min		3.292	4.142	15 min		5.158	6.298				
120 min		3.292	4.152	30 min		5.158	6.296				
04/02/	08:16 a.m.	3.300	4.177	60 min		5.158	6.293				
6 s	2.00 kg	3.600	4.840	120 min		5.152	6.290				

Determinación de Humedad	Antes	Después
1. Anillo N°	165	165
2. Peso anillo + Suelo Húmedo	397.60	425.10
3. Peso de Anillo + Suelo Seco	369.80	369.80
4. Peso del agua (2-3)	27.80	55.30
5. Peso del Anillo	182.00	182.00
6. Peso de Suelo Seco, W_s (3-5)	187.80	187.80
7. Contenido de Humedad, $W\%$ (4/6)	14.80	29.45



Anillo N°: 165 Diámetro del anillo: 8.85 cm. Área de anillo = **61.51 cm²**

Altura del anillo : Altura de la muestra al principio de la prueba : $H_1 = 23.20$ mm

Peso específico relativo de sólidos : $S_s = 2.73$ Altura sólidos = $H_s = \frac{10W_s}{A \cdot S_s} = 11.18$ mm

Variación en la altura de la muestra del principio al final de la prueba : $\Delta H = 3.00$ mm

Altura final de la muestra : $H_2 = H_1 - \Delta H = 23.20 - 3.00 = 20.20$ mm

Altura Inicial del Agua : $H_{w1} = W_1 \cdot H_s \cdot S_s = 0.148 \cdot 11.18 \cdot 2.73 = 4.519$ mm

Altura Final del Agua : $H_{w2} = W_2 \cdot H_s \cdot S_s = 0.29 \cdot 11.18 \cdot 2.73 = 8.990$ mm

Relación de vacíos Inicial : $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s} = \frac{23.20 - 11.18}{11.18} = 1.075$

Relación de vacíos Final : $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s} = \frac{20.20 - 11.18}{11.18} = 0.806$

Grado de Saturación Inicial : $GW_1 = \frac{H_{w1}}{H_1 - H_s} = \frac{4.519}{23.20 - 11.18} = 37.61 \%$

Grado de Saturación Final : $GW_2 = \frac{H_{w2}}{H_2 - H_s} = \frac{8.990}{20.20 - 11.18} = 99.70 \%$

Para el cálculo de relaciones de vacíos usaremos los siguientes valores :

$$H_s = 11.18 \text{ mm}$$

$$H_1 = 23.20 \text{ mm}$$

Edómetro: 165

Hs = 11.18 mm

H1 = 23.20 mm

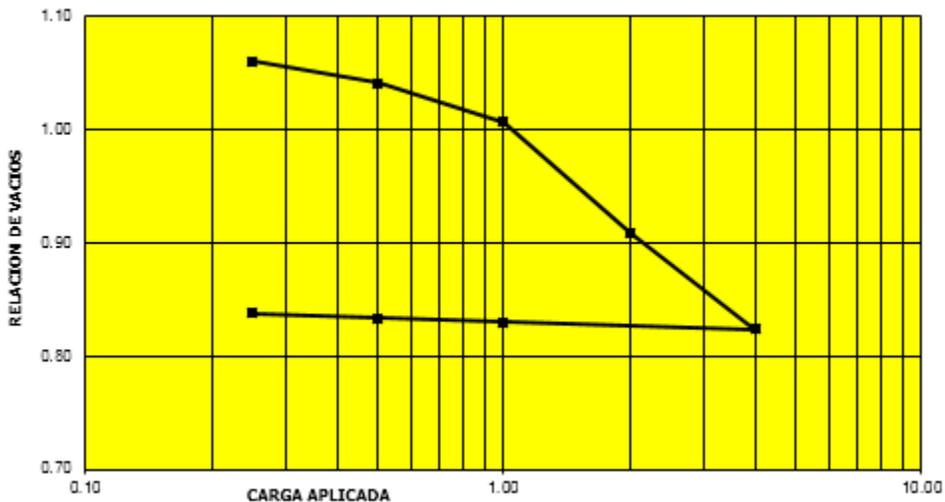
e1 = 1.075

Tiempo transcurrido para cada incremento de carga. (Hr.)

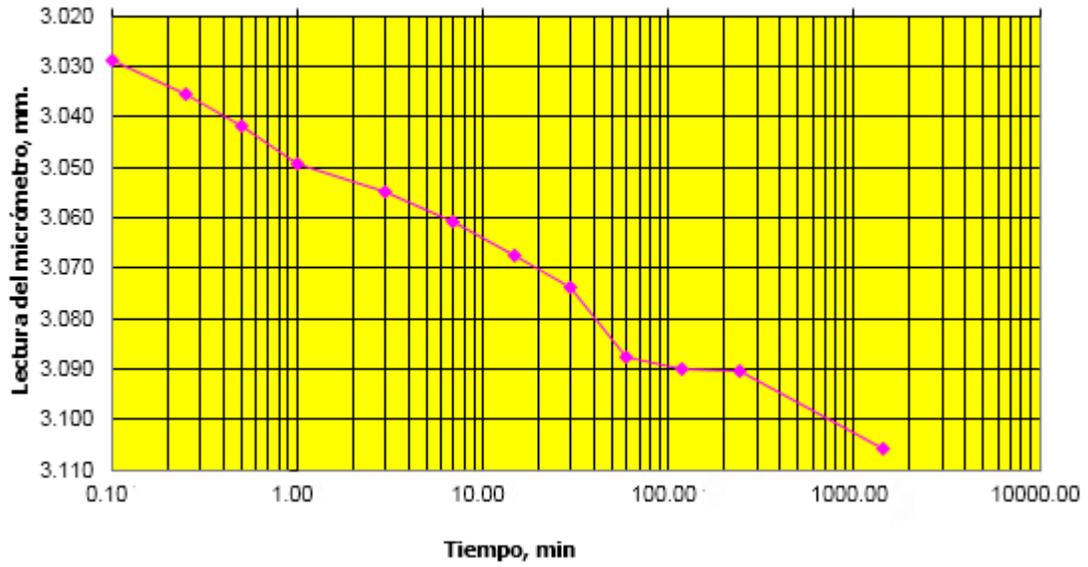
Fecha en que se aplicó el incremento de carga	Presión p kg/cm2	Lectura micrómetro mm	Deformación mm.	Correc. por compresión. mm.	Deform. corregida. δ/mm.	δ/Hs.	Relación de vacíos e=e1-δ/Hs.
		2.932					
	0.25	3.106	0.175	0.019	0.156	0.0139	1.0607
	0.50	3.340	0.409	0.032	0.377	0.0337	1.0409
	1.00	3.739	0.807	0.052	0.755	0.0675	1.0071
	2.00	4.859	1.927	0.077	1.850	0.1654	0.9092
	4.00	5.835	2.904	0.103	2.801	0.2504	0.8242
DESCARGA							
	1.00	5.767	2.836	0.104	2.732	0.2443	0.8303
	0.50	5.721	2.790	0.093	2.697	0.2411	0.8335
	0.25	5.665	2.733	0.084	2.649	0.2369	0.8377
	0.00	5.509	2.578	0.061	2.517	0.2250	0.8496

Edómetro N°	165		
Peso específico relativo de sólidos, Ss	2.73		
Altura de sólidos (mm), Hs	11.18		
Altura inicial de la muestra (mm), H1	23.20		
Relación de vacíos inicial e1	1.075		
Altura final de la muestra (mm), H2	20.20		
Relación de vacíos final e2	0.806		
Fecha en que se aplicó el incremento de carga	Tiempo transcurrido para c/. Incremento carga, Hr 24 Horas	Presión, p (kg/cm2)	Relación de Vacíos (e)
		CARGA	
/	/	0.25	1.0607
		0.50	1.0409
		1.00	1.0071
		2.00	0.9092
		4.00	0.8242
DESCARGA			
/	/	1.00	0.8303
		0.50	0.8335
		0.25	0.8377
		0.00	0.8496

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



CURVA DE CONSOLIDACION
CARGA DE 0.25 kg/cm²



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

OBJETIVOS

- Encontrar la relación Esfuerzo normal – Esfuerzo cortante del suelo.
- Determinar el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión c .

MARCO TEÓRICO

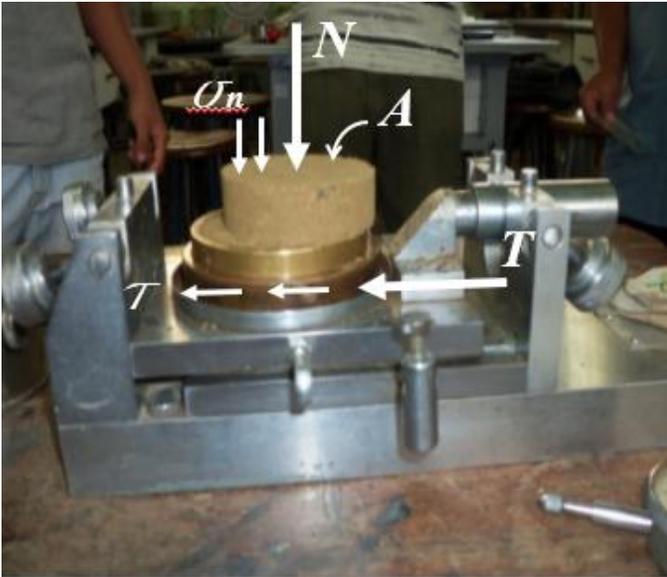


Fig. 1. Muestra sometida a fuerza normal N . y cortante T .

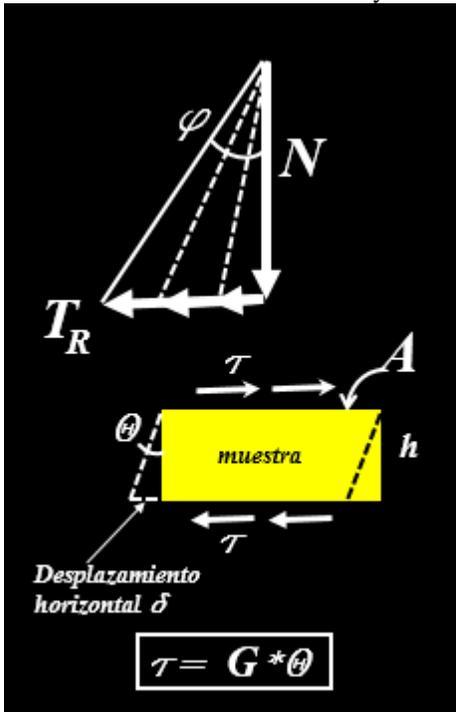


Fig. 2. Diagrama de fuerzas y deformación, de la muestra sometida a fuerza cortante y normal..

En la Fig. 1 se muestra una muestra sometida a fuerzas normal N y cortante T , y sus respectivos esfuerzos. La fuerza normal es perpendicular al área A , y la fuerza cortante es paralela a la misma.

En la Fig. 2, se muestra el diagrama de fuerzas y esfuerzos, y la deformación de la muestra. La fuerza N es constante y la T variable, hasta que la muestra falle.

ECUACIÓN DE FALLA DE COULOMB

$$tg \phi = \frac{T}{N}$$

$$tg \phi = \frac{T/A}{N/A}$$

Resulta:

$$tg \phi = \frac{\tau}{\sigma_n}$$

$$\tau = \sigma_n tg \phi$$

Esta relación es válida cuando sólo actúa la fricción, válida para suelos granulares. Cuando se considera también la cohesión, se cumple la *ley de Coulomb*:

$$\tau = \sigma_n tg \phi + c$$

Donde:

σ = Es el esfuerzo normal total en el plano de falla.

ϕ = Es el ángulo de fricción del suelo.

c = Es la cohesión del suelo.

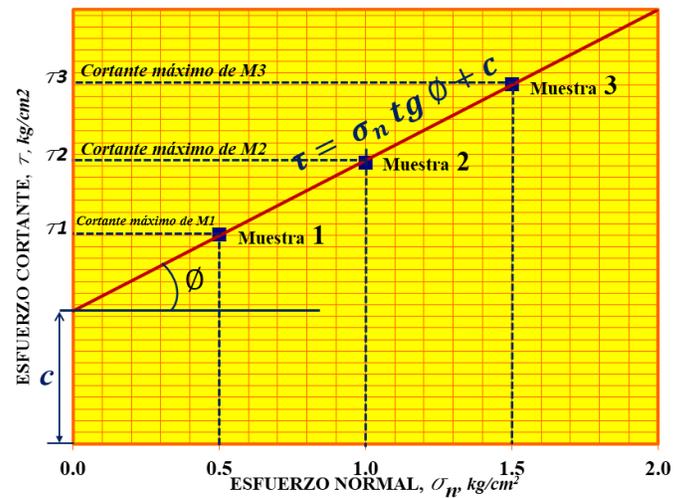


Fig. 3. Diagrama esfuerzo cortante – esfuerzo normal, en un ensayo de corte directo.

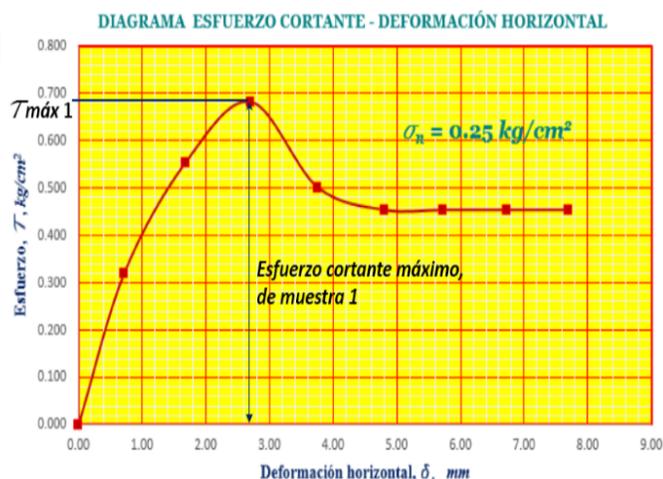


Fig. 4. Diagrama esfuerzo cortante - deformación horizontal, en un ensayo de corte directo.

MATERIALES Y METODO

Materiales.-

- Máquina de corte directo. Fig. 5.
- Anillos para el tallado de las muestras
- Muestra inalterada
- Estufa
- Micrómetro de carga vertical
- Micrómetro de carga horizontal
- Micrómetro de deformación horizontal
- Láminas de vidrio
- Cuchillo, papel filtro.

Método.-

Se ensayan tres muestras de suelo. Cada muestra se somete a una carga normal constante y una carga cortante variable hasta hacerla fallar por cortante. Las cargas verticales a aplicar a cada muestra, son de 0.5, 1 y 1.5 kg/cm^2 . Cada muestra nos dará, un esfuerzo cortante máximo, los que forman con las cargas verticales, pares ordenados de esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante, los que son graficados en un diagrama y adopta la forma de línea, concordante con la ley de Coulomb. Figs. 3 y 4.

PROCEDIMIENTO

- Se mide el diámetro interior y la altura, de los tres

anillos.

- Se pesan cada uno de los anillos
- Se tallan las tres muestras. Fig. 6.
- Se pesan cada uno de los anillos con muestra.
- Se determinan y ordenan las muestras en orden de peso.
- La muestra de menor peso es la primera muestra a ensayar, la de mayor peso es la última.
- Se introduce la muestra de menor peso en la máquina de corte.
- Se colocan los tres micrómetros: de carga vertical, de carga horizontal (o cortante) y la de deformación horizontal.
- Se aplica la carga vertical de 0.5 kg/cm^2 , con el yunque vertical.
- Se aplica la carga horizontal, con la manivela del yunque horizontal, midiendo las lecturas de carga y deformación horizontales. Se toman las lecturas cada 15 segundos. La carga horizontal se aplica hasta que falle la muestra. Se registran las lecturas.
- Se extrae la primera muestra de la máquina de corte. Fig. 7.
- Se coloca la segunda muestra, y se le aplica una carga vertical de 1.0 kg/cm^2 , y se le aplica la carga, horizontal variable, de manera similar a la primera muestra, hasta que falle. Se registran las lecturas.
- Se coloca la tercera muestra. Se le aplica una carga vertical de 1.5 kg/cm^2 , y carga horizontal variable, hasta que falle. Se registran las lecturas.
- Se llevan las tres muestras a la estufa por 24 horas. Fig. 8.
- Al día siguiente se pesan las muestras secas.

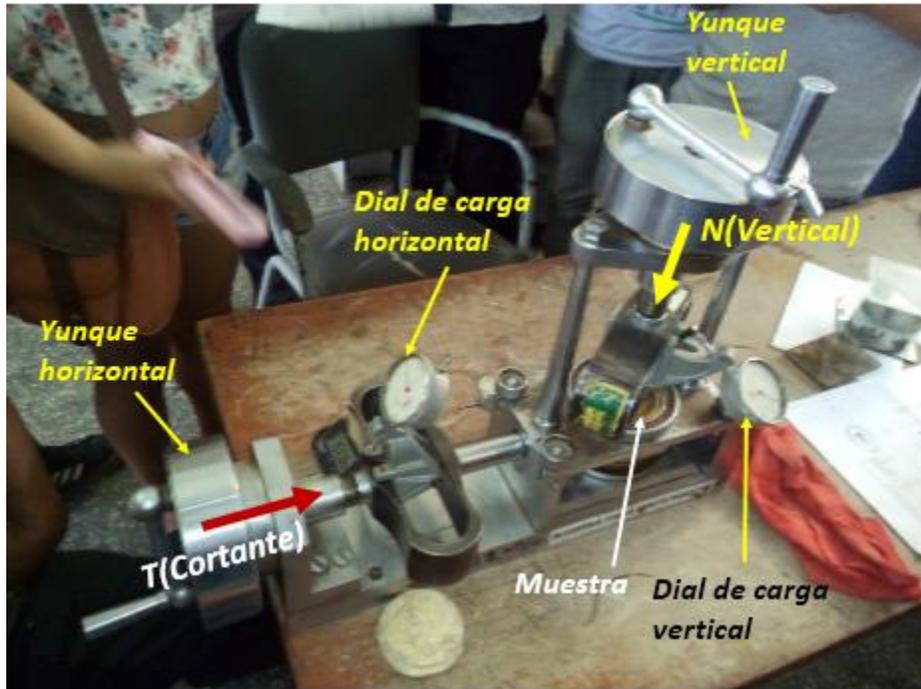


Fig. 5. Máquina de corte directo.



Fig. 6. Muestras talladas con sus anillos.



Fig. 7. Muestra arcillosa que ha fallado por

cortante.



Fig. 8. Muestra de arena, con falla por cortante.

RESULTADOS

ESPECIMEN N°	PESO VOLUM. SECO gr/cm ³	ESFUERZO NORMAL kg/cm ²	PROPORCIÓN DE ESFUERZOS τ/σ	HUMEDAD NATURAL %	ESFUERZO DE CORTE kg/cm ²
15	1.55	0.5	1.446	11.2	0.723
7	1.57	1	0.972	11.21	0.972
3	1.59	1.5	0.827	12.44	1.241

$$\phi = \arctan 0.52$$

$$\phi = 27.5^\circ$$

Cohesion:
c = 0.46 kg/cm²

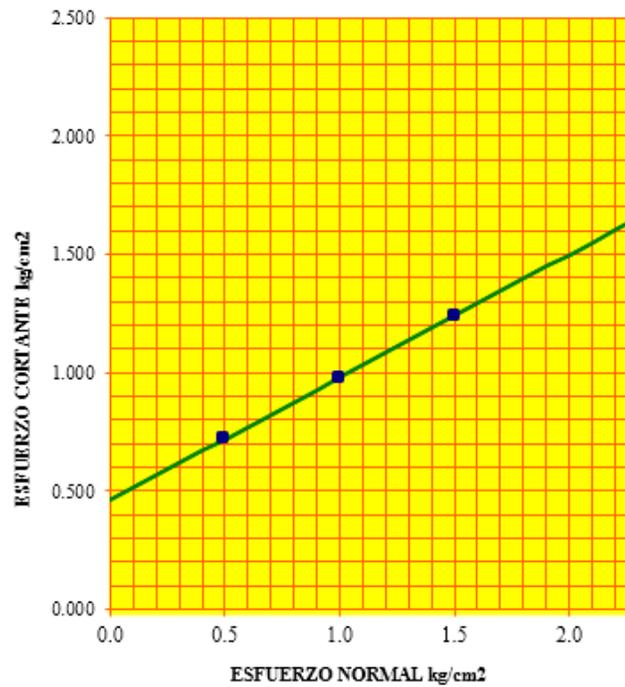


Diagrama esfuerzo normal - esfuerzo cortante.

ASENTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES

1. Introducción.-

Varias edificaciones han tenido problemas de agrietamiento, debido al daño producido por el hundimiento de la cimentación, cuando ésta ha sido construida sobre un suelo blando y compresible.

2. El modelo estructural.- Cuando colocamos apoyos fijos o empotramientos de los pórticos, estamos asumiendo que estos no se van a desplazar, ni hundir. Estas hipótesis no son válidas si el suelo, y por consiguiente las zapatas, se asientan. Se produce fallas en toda la edificación, que se manifiesta por agrietamientos en muchos ambientes de la misma.

3. Las Normas Peruanas de Estructuras.- El Reglamento peruano, respecto a los **Asentamiento tolerables** dice:

“3.2 En todo EMS se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio”.

Es decir deja que el responsable del estudio de suelos fije los asentamientos permisibles.

Con respecto a los asentamientos de las **Cimentaciones Superficiales**, las Normas peruanas, dicen lo siguiente:

“4.2 ASENTAMIENTOS

Los asentamientos se determinarán utilizando los métodos aceptados por la mecánica de suelos”.

Asentamiento total (St).-

Los asentamientos son:

S1 = Asentamiento inmediato

S2 = Asentamiento por consolidación primaria

S3 = Asentamiento por consolidación secundaria

$$St = S1 + S2 + S3$$

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION.-

4. El Ensayo de Consolidación.- Se realiza con el edómetro, y determina la **Curva de Compresibilidad** y la **Curva de Consolidación**. La Curva de Compresibilidad, muestra la relación entre la carga aplicada “*p*” y la relación de vacíos “*e*”. A partir de allí se puede determinar la **Carga de pre-consolidación *p_c***, que es la carga máxima a la que ha sido sometido el suelo durante toda su historia geológica, usando el Método de Casagrande:



Fig. (1). Consolidómetro o edómetro

5. RELACIONES PARA EL ENSAYO DE CONSOLIDACION.-

5.1 Altura de sólidos (Hs).-

$$Hs = Ws / \gamma_s * A$$

Ws = Peso de sólidos

γ_s = Peso específico de sólidos

A = área de la muestra

5.2 Relación de vacíos inicial (e1).-

$$e1 = H1/Hs - 1$$

H1=altura inicial de la muestra

Hs = altura de sólidos

5.3 Altura final (H2).-

$$H2 = H1 - \Delta HT$$

ΔHT = deformación de la muestra al final del ensayo

5.4 Relación de vacíos final (e2).-

$$e2 = H2/Hs - 1$$

H2 = altura de la muestra al final del ensayo

5.5 Relación de vacíos en un instante cualquiera (ei)

$$ei = e1 - \Delta Hi / Hs$$

e1 = relación de vacíos inicial

ΔH = deformación de la muestra (promedio de las medidas obtenidas por los micrómetros)

Hs = altura de sólidos

5.6 Altura inicial de agua (Hw1).-

$$Hw1 = w1 * Hs * Ss$$

w1 = contenido de agua al inicio antes de aplicar cargas

Hs = altura de sólidos

Ss = peso específico relativo de sólidos

5.7 Altura final de agua (Hw2).-

$$Hw2 = w2 * Hs * Ss$$

w2 = contenido de agua al final después de descargar la muestra

Hs = altura de sólidos

S_s = peso específico relativo de sólidos

5.8 Grado de saturación de agua inicial (Gw1).-

$Gw1 = Hw1 / (H1 - Hs)$

Hw1 = altura de agua inicial

H1 = altura inicial de la muestra

Hs = altura de sólidos

5.9 Grado de saturación de agua final (Gw2).-

$Gw2 = Hw2 / (H2 - Hs)$

Hw2 = altura de agua final

H2 = altura inicial de la muestra

Hs = altura de sólidos

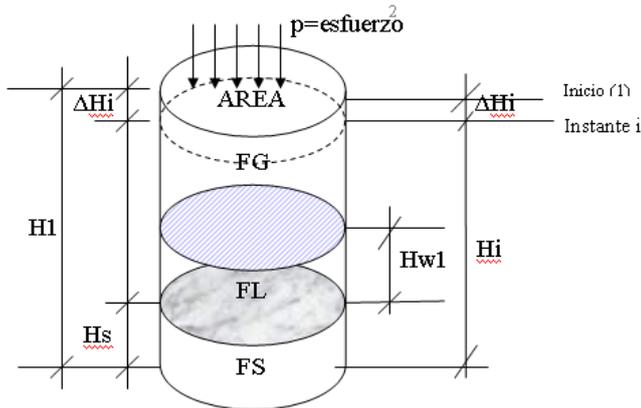


Fig.(2). Modelo de la muestra desde el instante inicial (1), y un instante cualquiera (i).

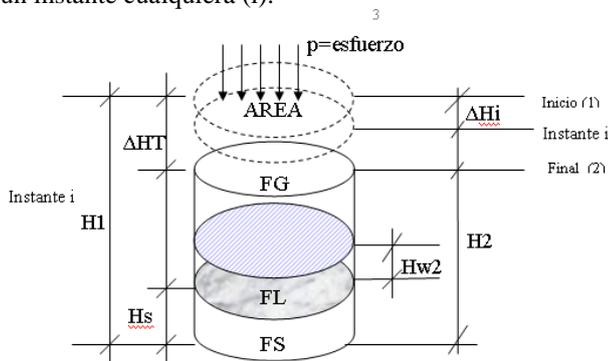


Fig.(3). Modelo de la muestra desde el instante (i) y el final (2).

EXPRESIÓN ARITMÉTICA PARA CALCULAR EL ASENTAMIENTO

De la expresión obtenida en 5.5:

$e_i = e_1 - \Delta H / H_s$

resulta:

$\Delta e = \Delta h / H_s$

$\Delta H = \Delta e H_s$... (a)

Se define:

$av = \Delta e / \Delta p =$ coeficiente de compresibilidad

$\Delta e = av \Delta p$... (b)

(b) en (a):

$\Delta H = av \Delta p H_s$... (c)

De la expresión:

$e_1 = H_1 / H_s - 1$

$e_{1+1} = H_1 / H_s$

$H_s = H_1 / (1 + e_1)$... (d)

(d) en (c):

$\Delta H = av \Delta p H_1 / (1 + e_1)$

Se define:

$mv = av / (1 + e_1) =$ coeficiente de variación volumétrica

$\Delta H = mv \Delta p H$... (e)

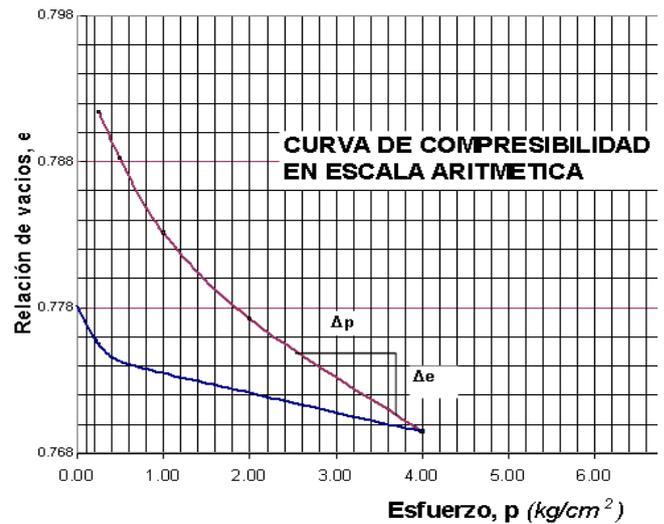


Fig.(4.1). Curva de compresibilidad en escala aritmética.

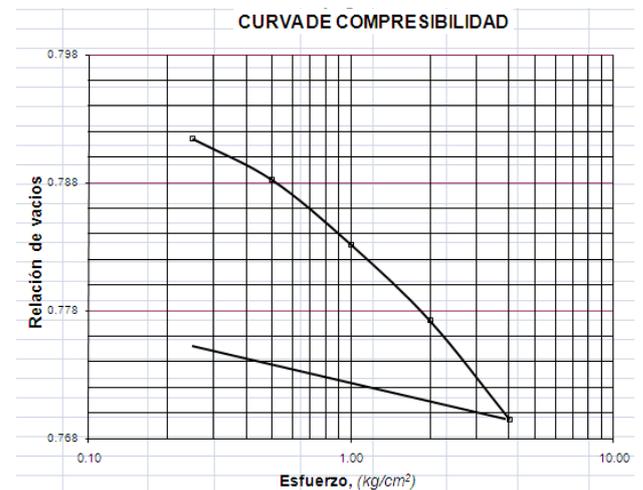


Fig. (4.1). Curva de compresibilidad en escala semi-logarítmica.

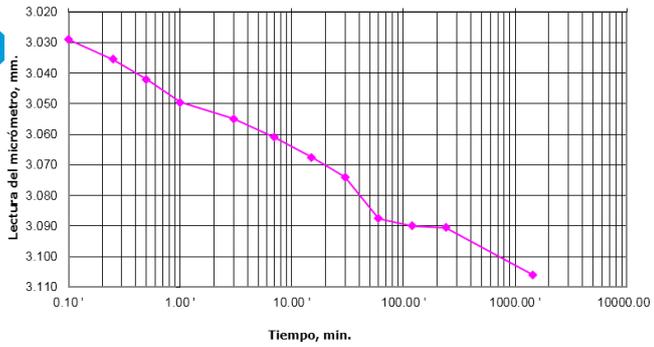


Fig. 4.2 Curva de consolidación, para una carga de 0.25 kg/cm2.

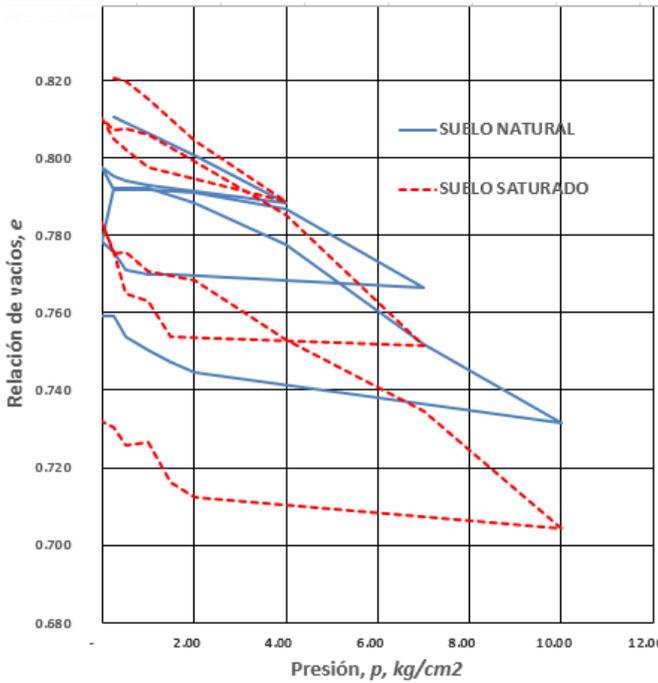


Fig. 4.3. Curvas de compresibilidad, en proceso de carga y descarga de tres ciclos, para un mismo suelo, en estados natural y saturado.

6. La Curva de Campo de Compresibilidad.- La Curva de Campo es diferente a la curva de compresibilidad obtenida en el laboratorio. El suelo se comprimió en el ayer, desde A hasta B debido a varios estratos, luego se descargó hasta C en el hoy, y a partir de allí se coloca la carga debida al edificio y se comprime hasta D. En cambio, cuando se extrae la muestra en el punto C, al quitarle peso debido a la excavación y al saturarse en el laboratorio, ésta se expande hasta E, y en el laboratorio se obtiene la curva EFGH, que es la curva de compresibilidad de laboratorio.

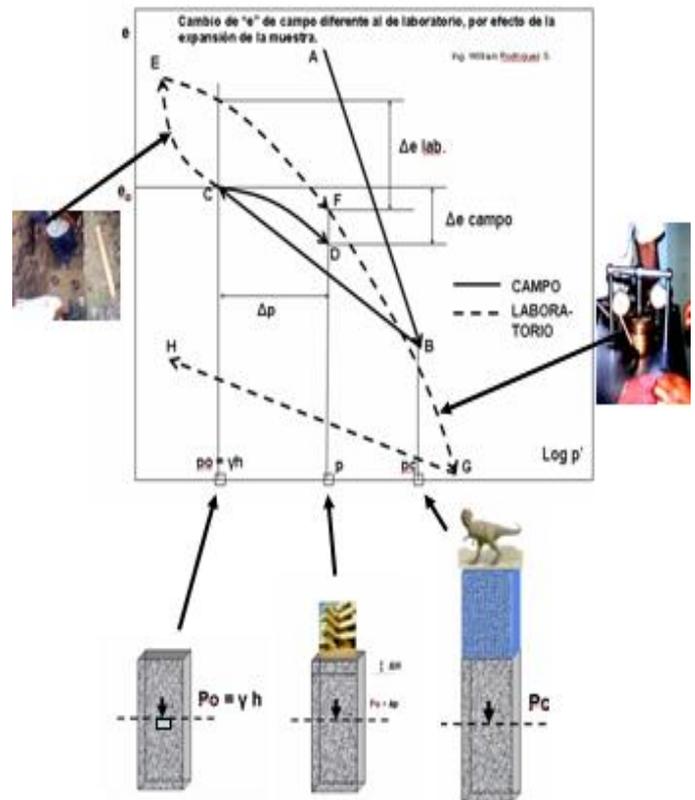


Fig. (5). Historia de la deformación de un suelo.

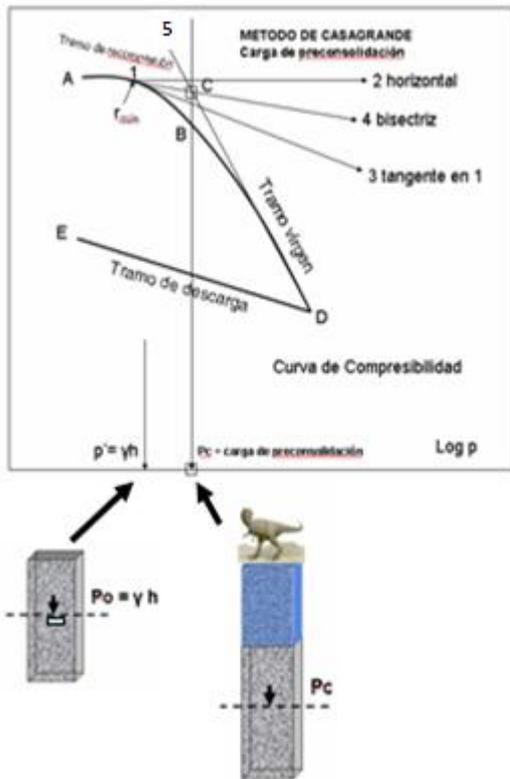
6.1 Método de Casagrande.-

Arthur Casagrande, nos proporcionó un método para calcular la **carga de preconsolidación, pc**, es decir la máxima carga a que a estado sometida la muestra en toda su historia geológica:

Se busca en el tramo de recompresión el punto de máxima curvatura, luego por ese punto se traza una tangente y una horizontal. Del ángulo formado se traza una bisectriz. Del tramo virgen, se prolonga una recta hasta interceptar a la bisectriz en el punto C. Se traza una perpendicular desde el punto C, al eje de las abscisas. El punto de intersección corresponde a la carga preconsolidación.



Arthur Casagrande



7. El Método de Schmertmann.- Determina la Curva de Campo, a partir de la Curva de laboratorio. Se ubica el punto B correspondiente a la carga de pre-consolidación obtenida con el Método de Casagrande. A partir de allí se obtiene se traza una paralela al tramo de descarga. Es necesario determinar la **relación de vacíos e_o** , que tiene la muestra en su estado natural. Para ello se calcula la **presión activa $p_o = \text{Peso específico} \times \text{profundidad}$** a la que ha estado sometida la muestra en su estado natural. A partir de allí se traza una vertical hasta interceptar a la línea anteriormente trazada, en el punto A. Desde el punto A se traza una horizontal, hasta interceptar el eje "Y". Una vez determinado e_o , se multiplica por 0.42, y se ubica ese punto en Y. A partir de allí se traza una línea paralela al eje "X", la cual se va a interceptar en el punto C, con la prolongación del tramo virgen de la curva de laboratorio. Las líneas AB y BC, representan la Curva de Campo.

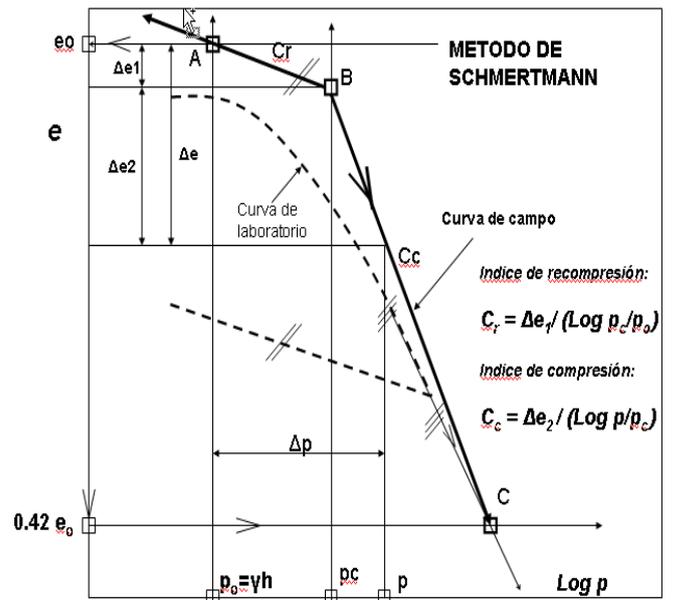
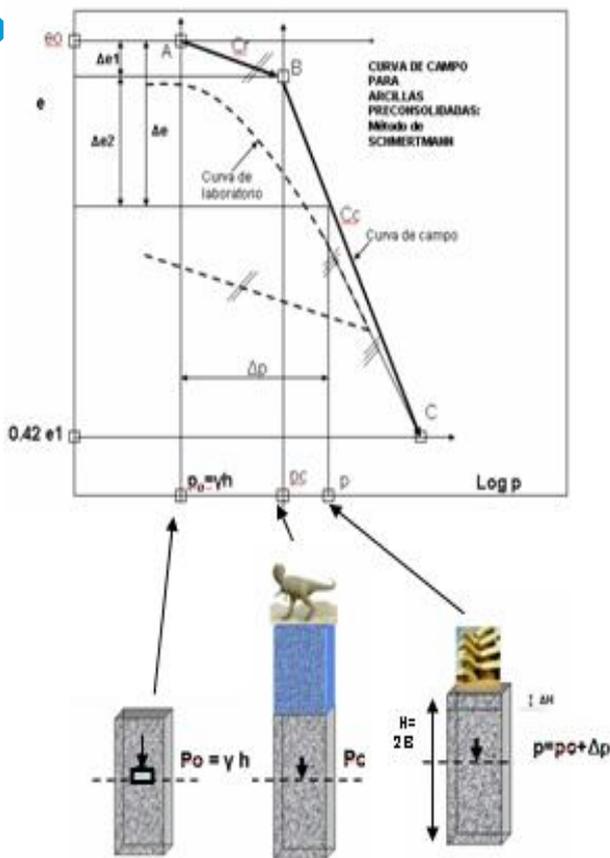


Fig. (6). Método de Schmertmann, para obtener la curva de compresibilidad de campo.



Dr. Schmertmann.

8. Calculo de asentamientos.- De la curva de campo se obtienen el **Índice de recompresión C_r** , y el **índice de compresión C_c** , que son las pendientes de las líneas AB y BC, en escala semilogarítmica.



El asentamiento de arcillas preconsolidadas se determina con la ecuación (8), que se obtiene de la siguiente manera:

De la relación entre la deformación de un suelo y el cambio en la relación de vacíos:
 $\Delta H = [\Delta e / (1 + e_1)] H_1$... (1)

De la gráfica anterior:
 $\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2$... (2)

(2) En (1):
 $\Delta H = [(\Delta e_1 + \Delta e_2) / (1 + e_1)] H_1$... (3)

De la definición de Índice de recompresión:
 $C_r = \Delta e_1 / \log p_c / p_0$... (4)

Se obtiene:
 $\Delta e_1 = C_r * (\log p_c / p_0)$... (5)

De la definición de Índice de compresión:
 $C_c = \Delta e_2 / \log p / p_c$... (6)

Se obtiene:
 $\Delta e_2 = C_c * (\log p / p_c)$... (7)

(5) y (7) en (3):

$$\Delta H = \left[\frac{C_r}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p}{p_c} \right] H$$
 ... (8)

Aquí **p** es **esfuerzo final** a la que va a estar sometido el suelo, y **H** es la **potencia activa**.

9. El esfuerzo final p.- Es igual a la presión que tiene el suelo en su estado natural $p_0 = \Sigma gh$, más el **incremento de presión que produce la edificación σ_z** , a la profundidad igual a la mitad de la **potencia activa**:

z = profundidad a la que se calcula el esfuerzo σ_z .

H = potencia activa.

B = ancho del cimiento cuadrado.

$z = H / 2 = B.$

$p = p_0 + \Delta p$

$p = p_0 + \sigma_z$

$p = gh + \sigma_z$

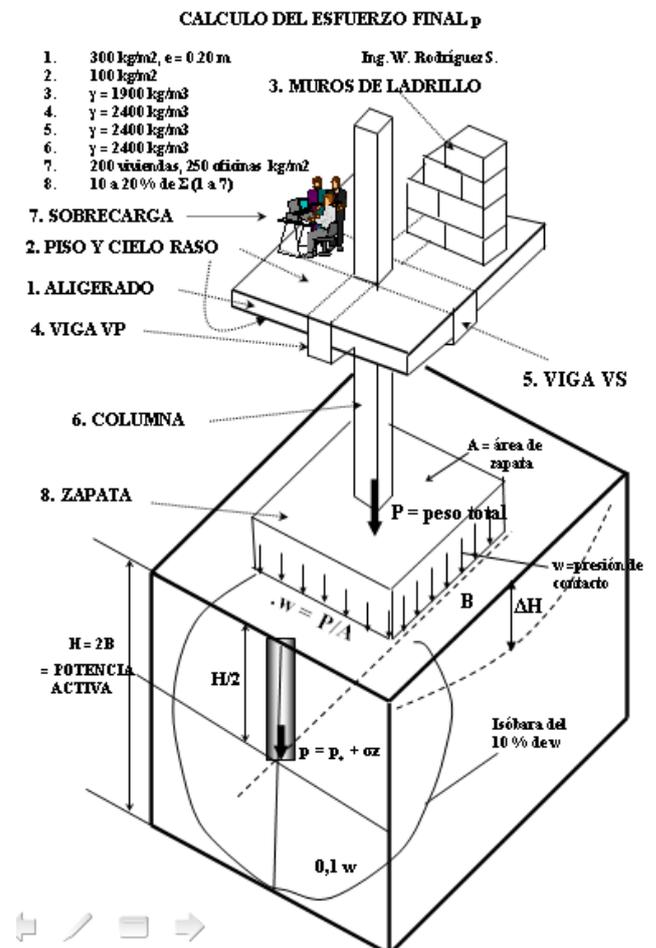
Si hay varios estratos:

$p = \Sigma gh + \sigma_z$

Medrado de cargas.-

Para calcular los pesos y los esfuerzos de la edificación sobre el suelo, hay que medrar las cargas, usando los pesos unitarios de los diversos componentes de peso de la edificación.

Esfuerzo de contacto, w = Peso total / Area de zapata



Esquema de los componentes del peso y los esfuerzos en el interior de la masa de suelo.

Esfuerzo vertical en el interior de la masa de suelo, σ_z .

Con el esfuerzo de contacto, w, hay que hallar el esfuerzo en el interior de la masa de suelo σ_z , usando las **ecuaciones de Boussinesq**, para carga rectangular, o usar la **Carta del Dr. Nathan Newmark**.

Ecuaciones de Boussinesq.-

La presión que produce la edificación, se calcula con la ecuación deducida de la solución de Boussinesq:

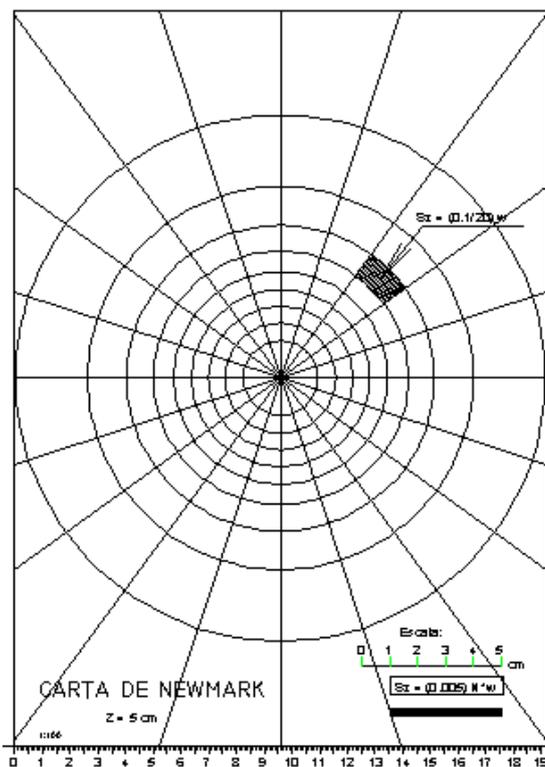
$$\sigma_z = (w/4\pi) (a * b + c)$$

Siendo:

$$a = 2XYZ (X^2 + Y^2 + Z^2)^{1/2} / [Z^2(X^2 + Y^2 + Z^2) + X^2Y^2]$$

$$b = (X^2 + Y^2 + 2Z^2) / (X^2 + Y^2 + Z^2)$$

$$c = \text{arc tg} \{ 2XYZ (X^2 + Y^2 + Z^2)^{1/2} / [Z^2(X^2 + Y^2 + Z^2) - X^2Y^2] \}$$



Carta de Newmark, para z = 5 cm. La regla inferior esta en cm. Cada segmento de corona produce un esfuerzo de $\sigma_z = 0.005 w$, a la profundidad z. Considerar la escala.



Dr. Nathan Newmark

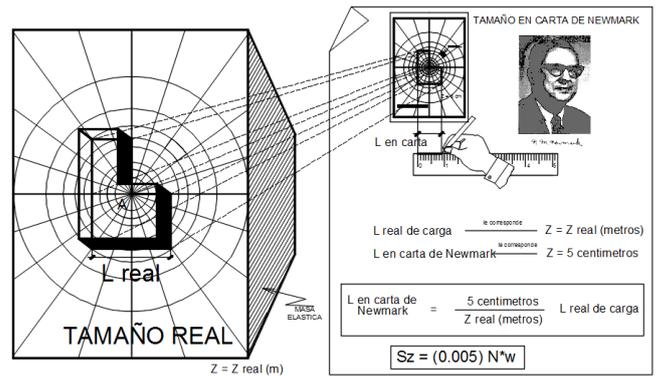
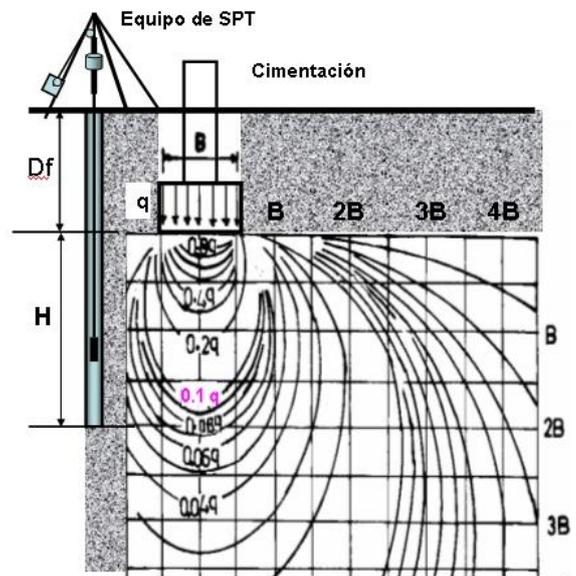


Fig. (7). Uso de la Carta de Newmark, para calcular el esfuerzo vertical σ_z . Se muestra también la manera de dibujar a escala el cimientó.

10. La potencia activa (H).-

Se considera como potencia activa el espesor de suelo por debajo de nivel de solera que al ser comprimido por las presiones que el cimientó transmite, éstas generan deformaciones o desplazamientos apreciables desde el punto de vista práctico en la base de los cimientos. Se toma como potencia activa aquella profundidad donde se cumple que el esfuerzo vertical vale $\sigma = 0.1 q$ (Norma Cubana para el diseño de cimentaciones). Para zapatas cuadradas, esta potencia activa vale $H = 1.5B$ a $2B$, siendo B el ancho de zapata.



POTENCIA ACTIVA (H)

PARÁMETROS PARA LA DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS.-

Los parámetros que intervienen, en la determinación de los asentamientos de estructuras, se muestran en la figura 2. Según H. E. Wahls, en un Journal de la ASCE, publicado en 1981, usando los estudios de Peck, en edificios de más de nueve pisos en Chicago, concluyó que: 1) El asentamiento diferencial es más crítico que el asiento total, y 2) En el diseño de estructuras y cimentaciones, se debe limitar el asentamiento diferencial.

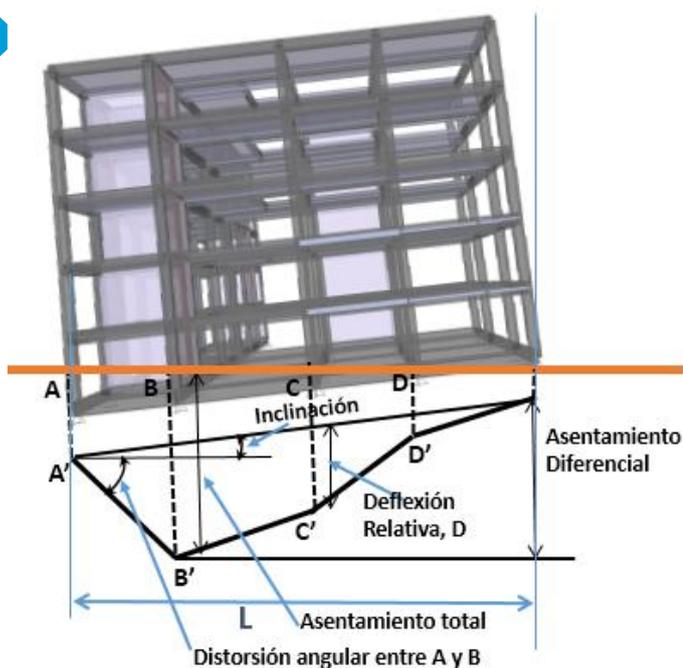


Fig. Parámetros que definen el asentamiento de las estructuras.

11. Limitaciones de asentamientos.- Sowers (1962) es el más estricto, y si existe probabilidad de asentamiento no uniforme, recomienda los asentamientos máximos:

Tipo de movimiento	Estructura	Asentamiento Máximo (pulg)
Asentamiento total	Estructura con muros de mampostería	1 - 2
	Estructuras reticulares	2 - 4
	Chimeneas, silos, placas	3 - 12

Skempton y MacDonald hacen la diferencia entre arenas y arcillas:

Criterio	Suelo	Cimientos aislados (cm)	Placas (cm)
Máximo asentamiento diferencial	Arenas	3	3
	Arcillas	4.5	4.5
Máximo asentamiento	Arenas	5	5 a 7.5
	Arcillas	7.5	7.5 a 12.5
Distorsión angular máxima, b _{máx}	1/300		

Crespo Villalaz, limita los asentamientos según el tipo de edificación:

Asentamientos totales permisibles (cm)	
Edificios comerciales	2.5
Edificios industriales	3.5
Almacenes	5.0

El Código de Construcción de la Unión Soviética de 1955, da los valores de razón de deflexión, D/L, admisibles para edificios de varios pisos y habitaciones civiles

D/L = 0.0003, para L/H menor o igual a 3 (para arena)

D/L = 0.0004, para L/H menor o igual a 3 (para arcilla)

D/L = 0.0005, para L/H mayor o igual a 5 (para arena)

D/L = 0.0007, para L/H mayor o igual a 5 (para arcilla)

L = longitud del edificio

H = altura del edificio

12. Método para clasificar la compresibilidad de un suelo.- Es a través del límite líquido (LL). Se determina el Índice de Compresión C_c, con la fórmula aproximada dada por Terzaghi:

$$C_c = 0.009 (LL - 10\%)$$

Luego clasificamos la compresibilidad con la siguiente tabla dada por Crespo Villalaz:

C _c	Compresibilidad
0.00 a 0.19	Baja
0.20 a 0.39	Media
0.40 a más	Alta

También a través del **Coefficiente de variación volumétrica mv**:

a) Realice la Curva de compresibilidad (presión X vs relación de vacíos Y) en escala aritmética.

b) Determine la pendiente del tramo virgen:

$av = \Delta e / \Delta p$ = coeficiente de compresibilidad = cm²/kg

c) Calcule mv = coeficiente de variación volumétrica.

$mv = av / (1 + e)$ = cm²/kg

e = relación de vacíos

d) Luego clasifique la compresibilidad según la tabla dada por M. J. Tomlinson:

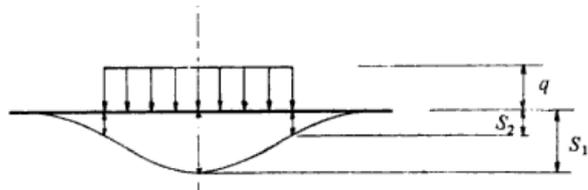
Compresibilidad	mv (cm ² /kg)
Muy baja	Menor que 0.005
Baja	0.005 - 0.010
Media	0.010 - 0.030
Alta	0.030 - 0.150
Muy alta	Mayor que 0.150

NOTA IMPORTANTE:

Un suelo clasificado como de compresibilidad media, va a ocasionar problemas de asentamiento (y agrietamientos) en la edificación.

ASENTAMIENTO INMEDIATO, DE CONTACTO O ELASTICO.-

Son los asentamientos elásticos, que se producen inmediatamente, cuando se le aplica la carga de una zapata. No dependen del tiempo. Se obtienen con las siguientes ecuaciones:



Asentamiento en el centro de zapata cuadrada:

$$S_1 = 0.84 \frac{q \cdot B}{E}$$

Asentamiento en la esquina de la zapata cuadrada:

$$S_2 = 0.42 \frac{q \cdot B}{E}$$

Asentamiento en esquina para zapata rectangular:

$$S_2 = q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu_c^2}{E} \cdot N$$

S = Asentamiento, en cm.

q = Presión de contacto, en kg/cm^2 .

B = Ancho del área cargada, en cm.

E = Módulo de elasticidad del suelo, en kg/cm^2 .

N = Valor de influencia que depende de la relación largo a ancho (L/B) del área cargada.

Asentamiento en el centro para zapata rectangular:

$$S_1 = 2 \cdot q \cdot B \cdot \frac{1 - \mu_c^2}{E} \cdot N$$

L/B	N
1.0	0.56
2.0	0.76
3.0	0.88
4.0	0.95
5.0	1.00

-m = 0,5

Si la cimentación está en la superficie:

-Para $D_f = 0$

$S = (S_1, S_2)$

Si la cimentación está desplantada:

-Para $D_f = B$:

$S = 0,75 \cdot (S_1, S_2)$

-Para $D_f > B$:

$S = 0,5 \cdot (S_1, S_2)$

13. CLASIFICACIÓN DEL DAÑO PRODUCIDO, POR EL AGRIETAMIENTO DE MUROS.- J. B. Burland en 1977, presentó una clasificación del daño apreciable o visible,

a partir de la fisuración de muros de ladrillo y enlucidos, Ver tabla (2).

Tabla 2. Clasificación del daño apreciable, con especial referencia a la reparación de enlucidos y fábricas de ladrillo.

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN DEL DAÑO	TAMAÑO APROXIMADO	ACTUACIONES REPARACIÓN
0.Despreciable	No se puede distinguir de otras causas	0,1 mm	Ninguna
1.Muy ligero	Grietas difícilmente visibles en cerramientos	>1 mm	Fácilmente reparable
2.Ligero	Grietas no necesariamente visibles en el exterior	>5 mm	Las grietas pueden ser parcheadas
3.Moderado	Problemas con puertas y ventanas	5-15 mm Fisuras frecuentes de más de 3 mm	Rejuntado y sustitución parcial del muro
4.Severo	Daño general. Puertas y ventanas desencajadas	15-25 mm	Remoción y reconstrucción de secciones de muro
5.Muy severo	Daño estructural. Pérdida de resistencia en vigas. Inclinación y pandeo peligroso de muros	>25 mm	Reedificación total o parcial. Apeo y apuntalamiento

14. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES-

10.1 Todos los suelos se comprimen. Se debe determinar la compresibilidad del suelo (Baja, Media, Alta).

10.2 El asentamiento diferencial es más crítico que el asiento total.

10.3 Un suelo clasificado como de compresibilidad alta y media, va a ocasionar problemas de asentamiento (y agrietamientos) en la edificación. Se debe construir en suelos de compresibilidad Baja.

10.4. El estudio de suelos, debe incluir el Ensayo de Consolidación y, el cálculo de asentamientos.

10.5 Cuando los cálculos indican que se superan los asentamientos máximos, hay que eliminar el estrato compresible, reemplazándolo por material de préstamo (granular, grava, concreto ciclópeo o suelo-cemento).

10.6 En caso de existir un estrato firme, debajo de un estrato compresible, una técnica que ha dado buenos resultados, consiste en eliminar el suelo compresible, y colocar una estructura con platea y muros de contención a manera de sótano, hasta llegar a la profundidad del estrato firme.

10.7 Se debe optar por cimentaciones profundas, cuando no se cumplan las limitaciones de asentamientos permisibles.

10.8 Los daños debido al asentamiento de las estructuras y, que se traducen en grietas, han sido clasificados por J. B. Burland, y son una buena guía, para determinar el daño y, defenderse de problemas legales derivados del hundimiento de las construcciones.



Foto 1. Sede de la fiscalía en la ciudad de Lambayeque, en donde se presentan fallas por asentamientos. La capacidad portante de diseño fue calculada erróneamente en 4 kg/cm² (siendo de 0.70 kg/cm²). Las zapatas para 5 niveles (incluido sótano), se diseñaron de 1.50m x 1.50 m .



Foto 2. Falla del cerámico del aligerado del primer piso de la fiscalía de Lambayeque, por asentamiento del suelo



Foto 3. Grietas en la pared de la fiscalía



Daño en el sótano de edificación de obra pública en Lambayeque, se aprecian los daños por asentamiento y por filtración de agua freática.



Desprendimiento del cerámico de losa aligerada En construcción de Lambayeque, debido al asentamiento del suelo.

El ESFUERZO VERTICAL σ_z .

Dado que los esfuerzos importantes ocurren hasta la profundidad de $H = 2B$, se calculará el esfuerzo promedio que ocurre a la mitad de ese estrato. Este esfuerzo es importante para calcular el asentamiento que producirá el esfuerzo de contacto (w) debido a la superestructura. En la ecuación siguiente se necesita calcular el valor del esfuerzo que produce la edificación.

$$S = \frac{Cc}{1+e} \left(\log \frac{p_i + \sigma_z}{p_i} \right) H$$

Para esfuerzo en esquina de una carga uniformemente repartida:

$$\sigma_z = (w/4\pi) * (a*b + c)$$

...(1)

Donde:

$$a = 2XYZ (X^2 + Y^2 + Z^2)^{1/2} / [Z^2(X^2+Y^2+Z^2) + X^2Y^2]$$

...(2)

$$b = (X^2+Y^2+2Z^2) / (X^2+Y^2+Z^2)$$

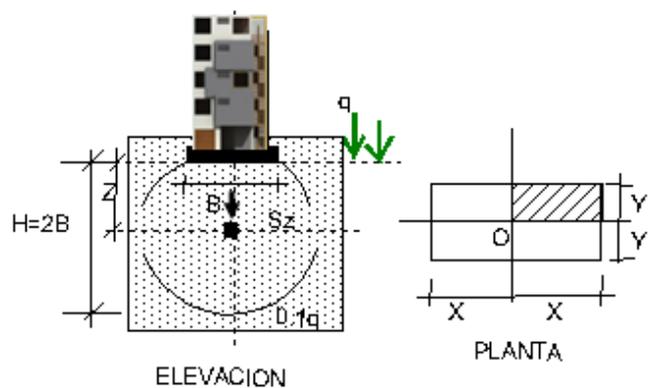
...(3)

$$c = \arctan \left\{ \frac{2XYZ(X^2+Y^2+Z^2)^{1/2}}{[Z^2(X^2+Y^2+Z^2) - X^2Y^2]} \right\} \dots(4)$$

X, Y = dimensiones en planta de la carga

Z = profundidad donde se calcula σ_z

w = carga aplicada



Con $X = Y = B/2$, $Z = B$, en las ecuaciones anteriores se obtiene, el esfuerzo a la profundidad $Z=B$, para una potencia activa de $H = 2 B$:

$$\sigma_z = 0.336 w$$

MÉTODO ANALÍTICO PARA OBTENER LA CURVA DE CONSOLIDACIÓN

INTRODUCCIÓN.-

El fenómeno de la consolidación, ha sido abordado desde el punto de vista analítico, que nos sirve para determinar los parámetros importantes que intervienen, y cuya solución, junto con los resultados de la experimentación, nos permite predecir asentamientos en el suelo. Tratamos aquí, del análisis y la solución analítica, al problema de calcular el grado de consolidación de un suelo en función del factor tiempo. Para ello, se hace uso de la **analogía mecánica**, realizando el análisis correspondiente y mostrando la solución, la cual es representada en la Curva teórica de Consolidación. Esta curva es dividida en dos tramos, los cuales son representados por dos ecuaciones simplificadas. Al final se señala la aplicación de la solución encontrada.

Para entender el fenómeno de la consolidación, es necesario la experimentación en el laboratorio, para observar el comportamiento del suelo, cuando se le aplican cargas. Sin embargo, existe un modelo físico que simplifica el problema real y nos da soluciones en forma de expresiones matemáticas, de tal manera que se puede predecir el comportamiento y la deformación de un estrato de suelo en función del tiempo. Vamos a explicar en qué consiste el modelo físico, el modelo matemático, la solución y las aplicaciones correspondientes.

ANÁLISIS.-

Consideremos un estrato de arcilla saturada como en la Fig.(1), de altura h , que cumple las siguientes condiciones ideales:

- Es homogéneo
- La saturación es completa
- La compresibilidad de las partículas del suelo y del agua es despreciable.
- La compresión es unidimensional.
- Se cumple la ley de Darcy. El coeficiente de permeabilidad es constante.
- Son constantes los valores de ciertas propiedades, las cuales varían con la presión.
- Carece de enlaces estructurales (la estructura del mismo está trastornada por completo).
- No existe resistencia viscosa al deslizamiento de las capas de agua que determinan el fenómeno de gradiente inicial.
- En el esqueleto del suelo no surgen deformaciones de escurrimiento. La deformación cesa cuando se expulsa toda el agua.

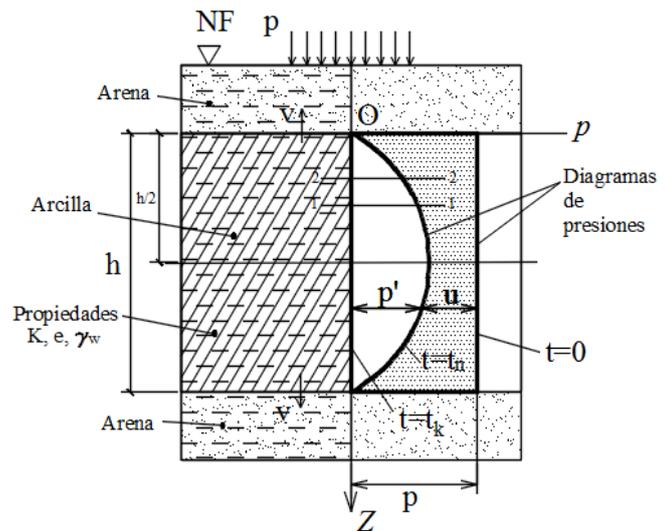


Fig. (1). Capa de suelo compresible y su diagrama de presión intersticial.

1. Se supone que este problema real, es equivalente a un modelo físico, que consiste en superponer placas unidas por resortes, en un cilindro lleno con un medio fluido tal como agua. Las placas tienen orificios por donde puede circular permanente el agua. Fig.(2).

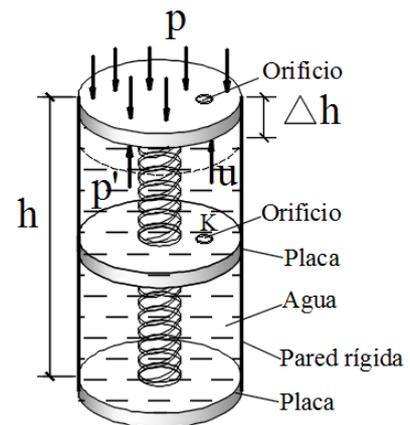


Fig. (2). Modelo físico o analogía mecánica, del fenómeno de consolidación unidimensional.

- Los resortes representan al esqueleto del suelo.
- El agua en el cilindro representa al agua en los vacíos del suelo.
- El orificio de la placa es análoga a la permeabilidad.
- La compresibilidad del resorte es equivalente a la compresibilidad del suelo.

Este modelo mecánico fue sugerido por Terzaghi y es una modificación a un modelo propuesto por William Thompson (Lord Kelvin). Según Terzaghi, el fenómeno de la consolidación es análogo al enfriamiento de un cuerpo sólido calentado con anticipación hasta una temperatura determinada.

2. Al principio, como no existe enlace estructural, toda la carga p es transmitida al agua, creando en esta un empuje constante.

$$p = p_v \quad \dots(1)$$

Siendo:

$$p_v = \gamma_w H^1$$

γ_w = Peso específico del agua

H^1 = altura de presión de agua

3. En un instante cualquiera t, la presión es soportada por el esqueleto del suelo y del agua:

$$p = p^1 + u \quad \dots(2)$$

Donde:

p^1 = carga transmitida a la estructura del suelo.

u = carga transmitida al agua = $\gamma_w H$

H = altura de presión de agua.

Entonces:

$$p = p^1 + \gamma_w H \quad \dots(3)$$

Al final, la presión es soportada sólo por la estructura del suelo.

4. Derivando (3) resulta:

$$\frac{\partial p^1}{\partial t} = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad \dots(4)$$

5. De la definición del coeficiente de compresibilidad $a_v = -de / dp^1$, resulta:

$$\frac{\partial p^1}{\partial t} = -\frac{1}{a_v} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \dots(5)$$

Aquí e es la relación de vacíos.

6. Igualando las expresiones (4) y (5) resulta:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_v \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad \dots(6)$$

7. Usamos la Ley de Darcy:

$$v = -k \frac{\partial H}{\partial z} \quad \dots(7)$$

Dónde:

v = velocidad del fluido en el suelo

K = coeficiente de permeabilidad

$\frac{\partial H}{\partial z}$ = pérdida de energía por unidad de distancia.

Derivando la Ec.(7), respecto de z resulta:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -k \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad \dots(8)$$

8. Cuando un suelo arcilloso, saturado por completo, se comprime con una carga uniformemente distribuida, la disminución del volumen de los poros es igual al caudal

de agua evacuada de dicho suelo. Además ese caudal aumenta en dirección del movimiento del agua.

El incremento del caudal durante la filtración en dirección de la sección 1-1 a la sección 2-2 en la Fig. (1), es igual a la velocidad de disminución de los poros en esta sección. Como el caudal es directamente proporcional a la velocidad de filtración, entonces el aumento de ésta equivale a la velocidad de disminución del volumen de los poros entre las dos secciones. En forma diferencial esa regla se escribe del siguiente modo:

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = -\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \dots(9)$$

9. Igualando (8) y (9) resulta:

$$\frac{k \partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} \quad \dots(10)$$

10. Reemplazando (6) en (10) y $H = u / \gamma_w$, se obtiene:

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots(11)$$

11. Definiendo el coeficiente de consolidación C_v , como:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad \dots(12)$$

La Ec. (11) se transforma en:

$$\frac{c_v \partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots(13)$$

12. La solución de la ecuación (13), para el caso en que el estrato drene por las dos caras, superior e inferior, ($h=2H$), está basada en la Teoría de Series de Fourier y está dada por:

$$u = p \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{4}{(2n+1)\pi} \text{sen}\left[\frac{(2n+1)\pi z}{2} H\right] x e^{\frac{-(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{H^2}} \quad \dots(14)$$

13. El grado de Consolidación U , es la relación entre la consolidación promedio ΔH en un instante cualquiera t, y la consolidación total H_t que ha de producirse.

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_t} = \frac{\int_0^{2H} (p-u) dz}{p 2H} \quad \dots(15)$$

14. Reemplazando (14) en (15), e integrado resulta:

$$U = 1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2} e^{\frac{-(2n+1)^2 x^2 T}{4}} \quad \dots(16)$$

Siendo T el factor tiempo:

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

...(17.1)

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

...(17.2)

15. De la Ec. (16) resulta la relación entre U y T:

Tabla (1). Relación entre el grado de consolidación U y el factor tiempo T.

U	0	0.1	0.2	0.5
T	0	0.008	0.031	0.197

U	0.7	0.9	0.95	1
T	0.405	0.848	1.127	∞

De aquí resulta la llamada Curva Teórica de Consolidación (Fig. 3).

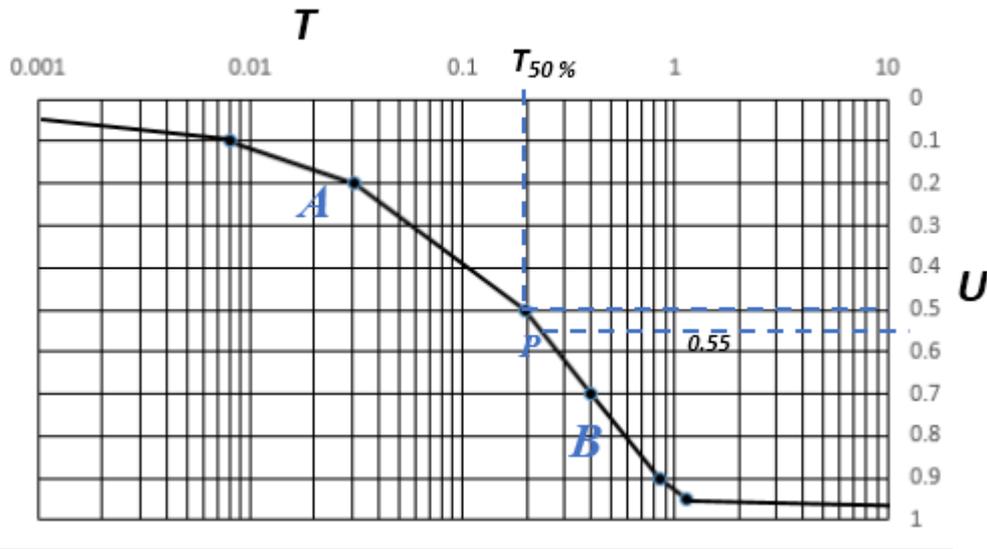


Fig. (3) Curva teórica de consolidación

16. Los tramos (A) y (B) de la curva de consolidación pueden expresarse por medio de las siguientes ecuaciones:

Tramo A:

$$T = \frac{\pi}{4} U^2 \quad \dots(18.1)$$

Tramo B:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2 T}{4}} \quad \dots(18.2)$$

17. De las Ecs. (18), se puede encontrar el grado de consolidación en función del tiempo.

Reemplazando la Ec. (17.2) en la Ec. (18.1) resulta:

$$U = \frac{1.128 \sqrt{C_v t}}{H} \quad \dots(19)$$

Reemplazando la Ec. (17.2) en la Ec. (18.2) resulta:

$$U = 0.1894 + \frac{2C_v t}{H^2} \quad \dots(20)$$

18. De la Ec. (17.1) se puede obtener el coeficiente de permeabilidad:

$$k = \frac{a_v \gamma_w H^2}{(1+e)} \cdot \frac{T}{t_{50}} \quad \dots(21)$$

Siendo t_{50} el tiempo en el que se produce el 50% de la deformación, obtenido de la Curva de Consolidación del laboratorio.

$T = 0.197$ para t_{50} . Según la Tabla dada en (15).

EFFECTOS DE LAS CONSTRUCCIONES NUEVAS, SOBRE LAS ESTRUCTURAS YA EXISTENTES, A TRAVÉS DEL SUELO

Introducción.- Se trata de explicar el efecto que se produce, cuando se construye una edificación nueva, sobre una edificación ya existente, adyacentes una con otra. Este tema es importante, debido a que varias edificaciones adyacentes han fallado, cuando se ha construido una nueva. Se trata de dar una explicación, de las causas de dichas fallas, para tratar de evitarlas. Se enfocan tres efectos: 1) Debido a la excavación, 2) Debido a los esfuerzos en el interior de la masa de suelo y, 3) Las deformaciones o asentamientos provocados en el suelo, debido a la presencia de una nueva edificación nueva, sobre las edificaciones vecinas, ya existentes.



Fig. 1. Daños en edificación antigua, debido a excavación de sótano, de la edificación nueva de la izquierda. Obra en Chiclayo, Perú.

1. Efecto debido a la excavación.-

Cuando se hace una excavación para la cimentación, se puede producir la falla del suelo. Técnicamente se llama falla por colapso del suelo. El colapso del suelo, durante las excavaciones se explica, con las ecuaciones de la teoría de Mohr-Coulomb, para el caso de empuje activo de suelo. Esta teoría nos dice que, el empuje producido por la fuerza horizontal, tiene tres componentes: 1) Debido a la sobrecarga producida por la edificación existente, cuyos esfuerzos se

calculan, con la teoría de Boussinesq, 2) El empuje debido al peso del relleno y 3) La fuerza de retención, debida a la cohesión del suelo. El empuje debido a 1) y 2), supera a la fuerza de retención 3), a cierta profundidad, la que se llama altura crítica H_c . Ver Fig. (2).

En términos de esfuerzo, en el fenómeno del colapso, hay tres tensiones horizontales, que actúan en sentido contrario: Dos de empuje (hacia la izquierda) y otra de retención (hacia la derecha). El empuje crece con la profundidad z , mientras que la componente de cohesión que retiene, se mantiene constante. A cierta profundidad, la primera tensión vence a la segunda. Ver Fig. (3).

Los valores de peso volumétrico (o peso específico de masa), cohesión y ángulo fricción interna se obtienen con el Ensayo de corte directo. El costo de realizar este ensayo, es muy bajo, comparado con el costo de reparar una edificación dañada por la excavación, o el causado por daños a los trabajadores, como consecuencia del colapso del suelo.

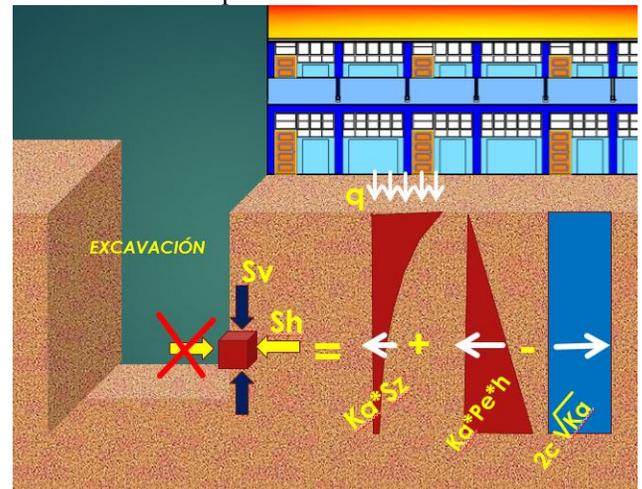


Fig. 2. Tipos de esfuerzos que se producen durante el colapso del suelo: 1) Por sobrecarga por edificación existente, 2) Por peso del relleno y 3) por la cohesión del suelo.

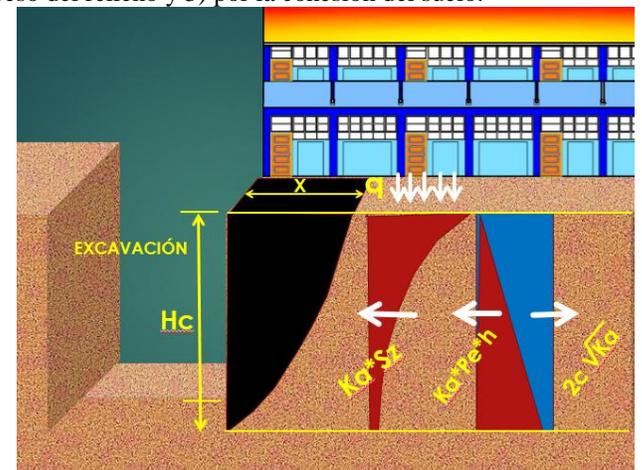


Fig. 3. Esfuerzos que intervienen durante el colapso del suelo. Las fuerzas que van hacia la izquierda 1) y 2), vencen a de la derecha 3), a una profundidad llamada altura crítica H_c .

2. Efectos debido a los esfuerzos en el interior de la masa suelo.- Se refiere a los efectos, debido a los esfuerzos, que se producen en el interior de la masa de suelo. A través de la

comprensión nuestra, de la existencia de estos esfuerzos, debe quedar claro que, debido a la colocación de una nueva edificación, se inducen esfuerzos (y deformaciones), en el interior de la masa de suelo, que afectan a las cimentaciones vecinas. Esto va a afectar otras estructuras adyacentes a la nueva.

Se presenta el caso, del análisis de esfuerzos producido por una edificación de siete niveles, que actúa sobre un suelo elástico. Se han calculado los esfuerzos, debido a la geometría y cargas que se muestran en la Fig. 4. Allí se muestra, la ubicación del sistema de ejes coordenadas, así como el plano XZ de análisis. La carga es uniformemente repartida y, actúa sobre un suelo, con un módulo de elasticidad $E = 1406 \text{ t/m}^2$. Para el modelado numérico, se hace uso del Método de elementos finitos (MEF), en la que el elemento continuo, se discretiza (secciona), en elementos de pequeñas dimensiones. La masa elástica del suelo, se ha seccionado en planos de 2,5 m de separación, en las tres direcciones, formándose 32 000 elementos, 35 301 nudos, 100 860 ecuaciones de equilibrio y 3 871 731 términos de rigidez. Se muestran a continuación los resultados del análisis, como masa elástica.

En la Fig. 5, se muestra en isométrico, los esfuerzos más importantes, que son los verticales S_{zz} y que sirven para el cálculo de asentamientos. Allí se muestran la dirección y sentido, de los esfuerzos normales S_{ij} , y los esfuerzos cortantes T_{ij} en una masa unitaria de estudio. También se muestra la convención de signos y, la ubicación del origen del sistema de coordenadas. Luego, se hace una inspección a través del plano XZ, que pasa por el centro longitudinal de la edificación, Fig. 6.

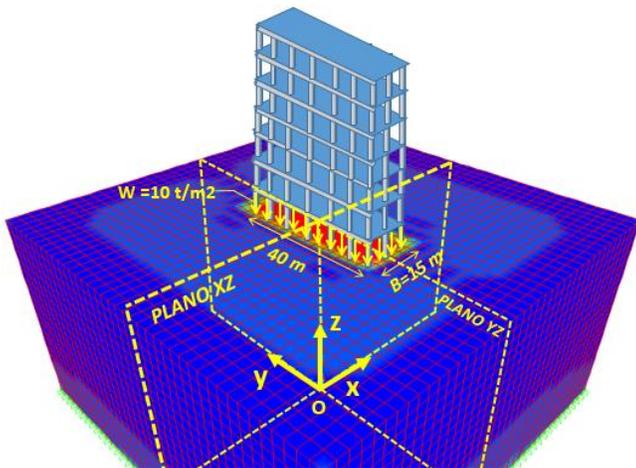


Fig. 4. Edificación de siete niveles, que produce esfuerzos sobre la masa de suelo, cuya distribución es analizada. Se hace dos secciones de análisis, con los planos XZ y YZ, que pasa por el centro de la base, de la edificación.

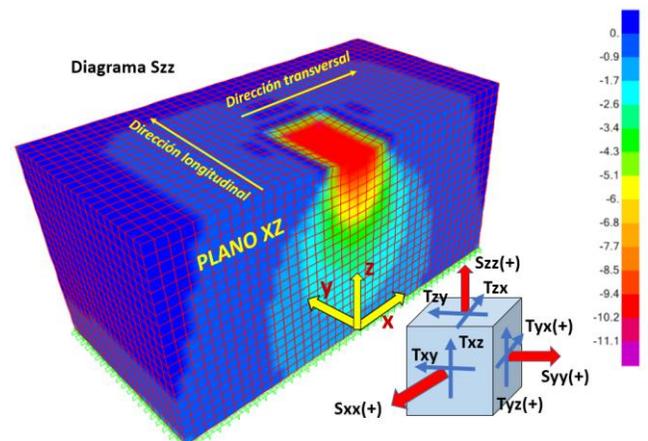


Fig. 5. Diagrama de esfuerzos verticales S_{zz} , en el interior de la masa de suelo. Se muestra el origen de coordenadas, y el convenio de signos. Los esfuerzos S_{ij} son normales al plano del cubo de análisis, y los T_{ij} son cortantes paralelos. Vectores positivos, en tracción, saliendo del bloque de análisis, y negativos en compresión al bloque unitario.

2.1 Esfuerzos verticales S_{zz} en la dirección transversal.- En la Fig. 6, se muestran en detalle los esfuerzos verticales S_{zz} , en el plano XZ. Son esfuerzos básicamente de compresión. En este diagrama se verifica, lo acertado de los diagramas de isóbaras, obtenidos por los métodos clásicos de la teoría elástica, donde los esfuerzos más importantes, están directamente debajo de la edificación, ampliando su efecto con la profundidad, invadiendo el suelo vecino, hasta una distancia horizontal de $1,25 B$, medido desde el borde de la edificación, y una profundidad de $2,33 B$ como punto máximo, para luego disminuir en forma de bulbo, correspondiendo estas medidas a la isóbara del 10 % de la carga actuante.

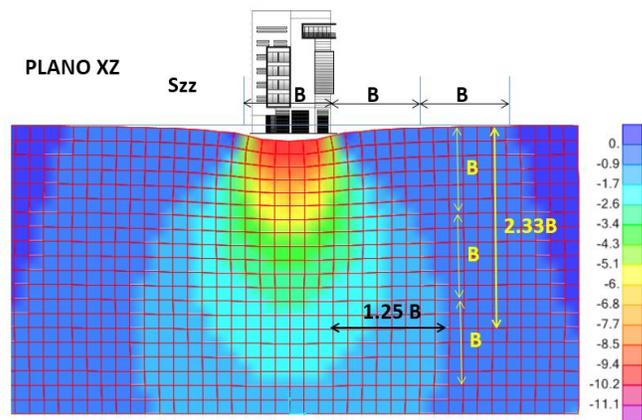


Fig. 6. Diagrama de esfuerzos verticales S_{zz} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran líneas importantes que limitan la isóbara correspondiente al 0.1 de la carga aplicada. Este diagrama es importante para determinar los esfuerzos, que se producen en el propio suelo y en el de las edificaciones vecinas. Estos esfuerzos sirven para el cálculo de asentamientos.

2.2. Esfuerzos horizontales S_{xx} y S_{yy} .- En las Figs. 7 y 8, se observa el diagrama de esfuerzos horizontales.

2.3. Esfuerzos cortantes T_{xz} .- Se muestran en la Fig. 9, los diagramas de esfuerzos cortantes.

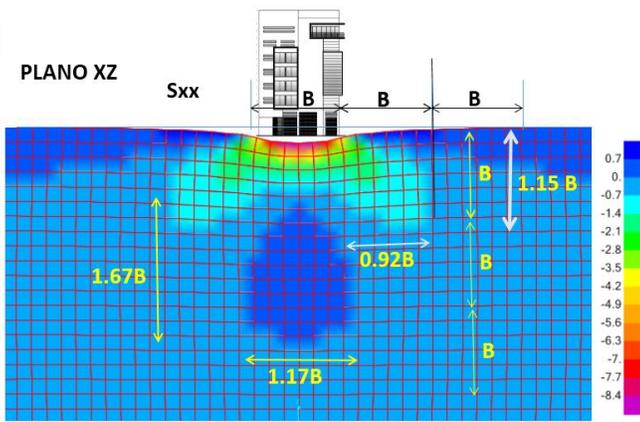


Fig. 7. Diagrama de esfuerzos horizontales S_{xx} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran distancias básicas, para determinar los efectos que se producen sobre el propio suelo y el de las edificaciones vecinas.

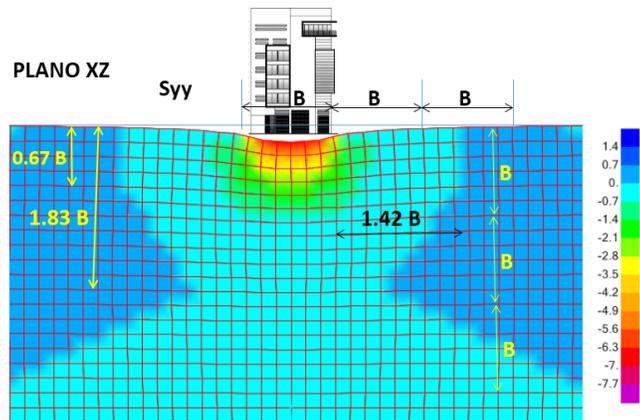


Fig. 8. Diagrama de esfuerzos horizontales S_{yy} , en el plano XZ, en la dirección transversal. Se muestran distancias básicas para determinar, la influencia sobre los suelos vecinos.

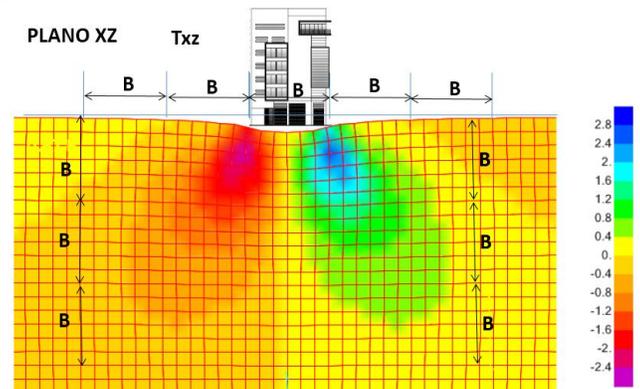


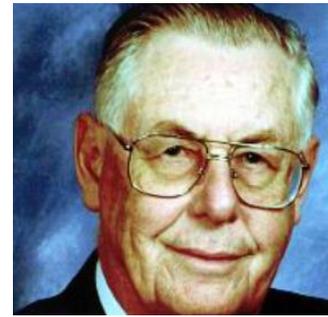
Fig. 9. Diagrama de esfuerzos cortantes T_{xz} , en el plano XZ, en la dirección transversal.

3. Asentamientos provocados por una edificación nueva.-

Los esfuerzos mencionados anteriormente, producen deformaciones en el suelo. Estas deformaciones, inducen esfuerzos adicionales en la estructura adyacente. En este caso, estudiamos solamente las deformaciones, debidas a esfuerzos verticales S_{zz} , Ver Fig. 10.

Según el Dr. Harvey E. Wahls, en un Journal de la ASCE, publicado en 1981, usando los estudios de Ralph Peck, en edificios de más de nueve pisos en Chicago, concluyó que: 1) El asentamiento diferencial es más crítico que el asiento total y, 2) En el diseño de estructuras y cimentaciones, se debe limitar el asentamiento diferencial de dos zapatas. Se muestran en la Fig. 11, las limitaciones de asentamientos.

Cuando se diseñan edificaciones, se limitan los asentamientos, para evitar daños a la propia edificación. Sin embargo, esas deformaciones existen también, en regiones adyacentes a la edificación nueva, afectando la edificación vecina. En la Fig. 12, se muestra a la izquierda la edificación nueva, y a la derecha una edificación antigua, en la que se asume, ya ha consolidado el suelo subyacente. Se van a calcular los efectos debido a la deformación del suelo, por efecto de la construcción de la edificación nueva. Esto se hace a través de los asentamientos diferenciales entre cada cimentación.



Dr. Harvey E. Wahls.

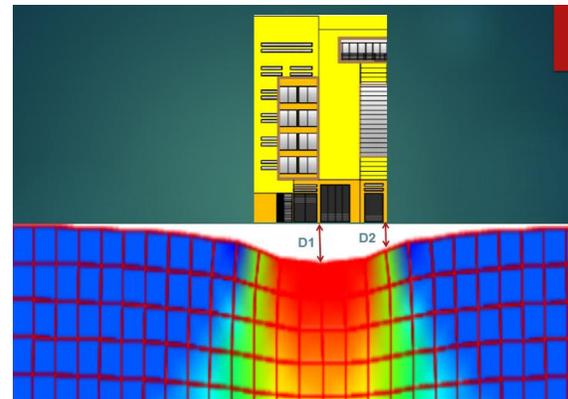


Fig. 10. Deformación elástica del suelo.

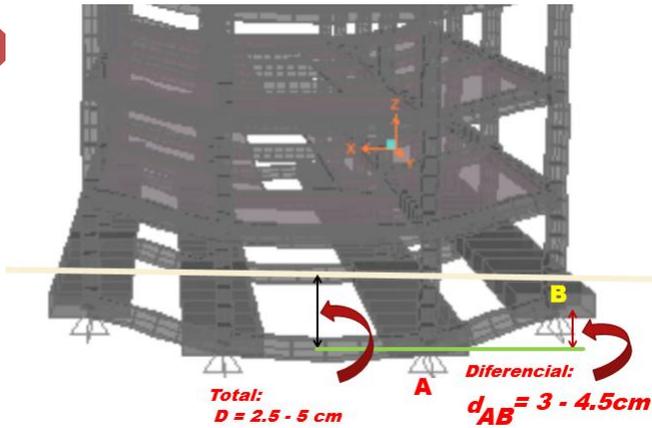


Fig. 11. Limitaciones de asentamientos totales y diferenciales de estructura, de edificación nueva.

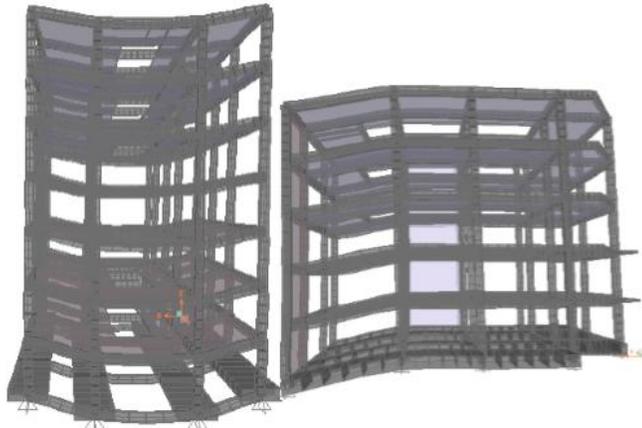


Fig. 12. Deformación de dos estructuras adyacentes, debido al asentamiento del suelo, sobre el que se construye una edificación nueva (izquierda). A la derecha se muestra la edificación antigua.

Del estudio de esfuerzos, de la masa elástica anterior, se puede encontrar el diagrama de deformaciones del suelo, Fig. 13. Se ha limitado el desplazamiento máximo, de la edificación nueva, a una pulgada ($D=2,54$ cm). En ese diagrama también, se obtienen los desplazamientos entre cada cimentación, debajo de cada columna, o sea los asentamientos diferenciales. Con esos asentamientos diferenciales, es que se pueden calcular los diagramas de momentos cortantes y axiles, en la estructura antigua, que son adicionales, a las cargas muerta, viva y de sismo, para las que fueron diseñadas solamente. Figs. 13 a, b y c.

Del diagrama de momentos Fig. 13.a, se observa el efecto que se produce en la cimentación principalmente, afectando, en este caso, los dos primeros, tramos y disminuyendo con la distancia. En el diagrama de cortantes Fig. 13.b, se observa una afectación, importante también en la cimentación, siendo menor conforme se aleja de la cimentación nueva. En el diagrama de axiles Fig. 13.c, se observa un efecto de tracción en las columnas próximas a la edificación nueva, cuyo efecto disminuye con la distancia.

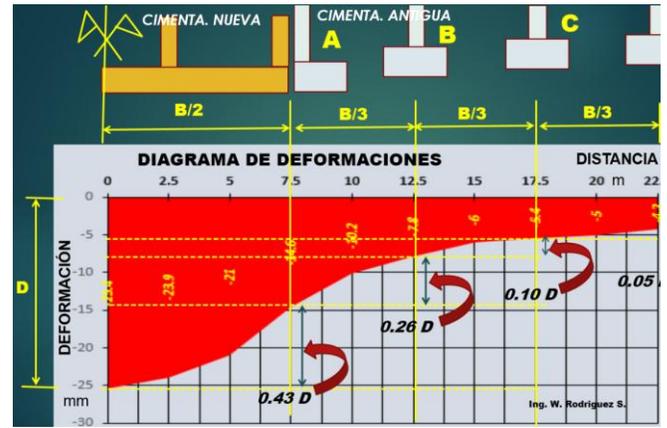


Fig. 12. Diagrama de deformaciones del suelo, debido a la edificación nueva a la izquierda, que produce deformaciones que afectan a la estructura antigua de la derecha.

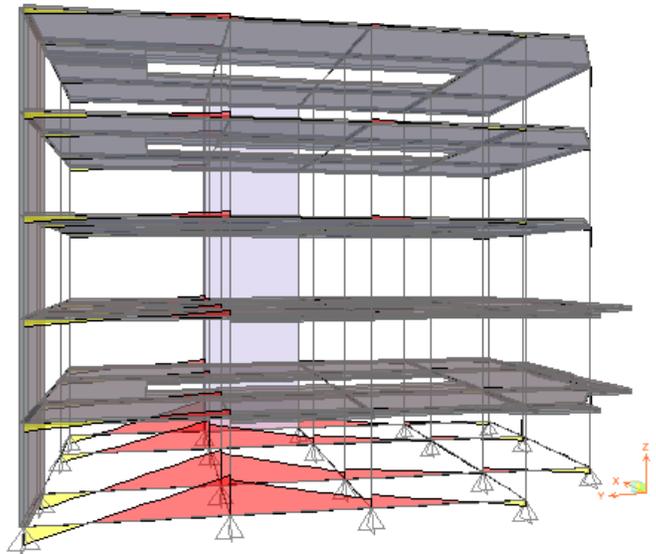


Fig. 13. a. Diagrama de momentos de edificación antigua, debido a edificación nueva adyacente, en el lado izquierdo.

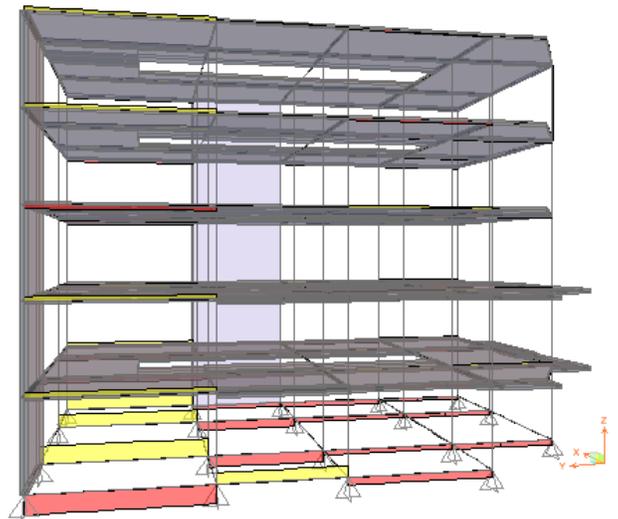


Fig. 13. b. Diagrama de cortantes de edificación antigua, debido a edificación nueva, en el lado izquierdo.

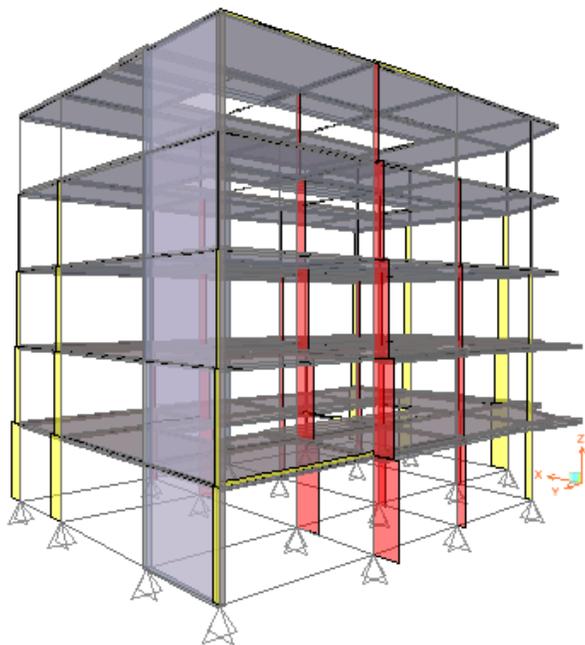


Fig. 13. c. Diagrama de axiles de edificación antigua, debido a edificación nueva, en el lado izquierdo.

CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

1. OBJETIVO.- El objetivo es explicar los principios que se usan, para determinar la capacidad portante de los suelos, para tener criterios de cálculo y diseño locales. Ponemos énfasis en el ensayo de laboratorio de corte directo, para aplicar la teoría del Dr. Karl Terzaghi.

2. DEFINICIONES.-

2.1 CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE (q_d).- Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo.

2.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_{adm}).

Es la carga límite dividida entre un factor de seguridad. A este esfuerzo se le llama capacidad portante.

$$q_{adm} = \frac{q_d}{FS}$$

Terzaghi recomienda que FS no sea menor que 3.

2.3 ESFUERZO NETO (q neto).- Es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno del suelo y la sobrecarga de piso:

$$q \text{ neto} = q_{adm} - \gamma \cdot D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

donde:

γ = peso específico del relleno

D_f = Profundidad de cimentación

Sobrecarga de piso = 500 kg/m²

2.4 PRESION DE CONTACTO (q_c).- Es producida por la carga muerta, viva, sismo y otras de la superestructura, y actúa debajo de la zapata, en el encuentro zapata-suelo.

En el diseño de cimentaciones, se busca que q_c sea menor o igual a q neto.

ECUACIÓN DE MOHR-COULOMB.-:

Mohr presentó en 1900, una teoría sobre la ruptura de materiales, según la cual, la falla de un suelo se presenta debido a la combinación crítica de esfuerzos verticales y horizontales.

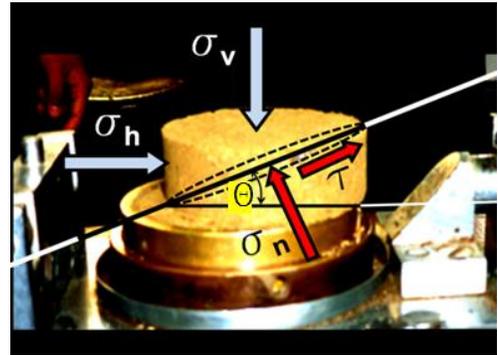


Fig. 1. Esfuerzos en el interior de una masa elástica.

Del equilibrio de fuerzas en ambas direcciones, del bloque triangular se obtiene:

$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \operatorname{sen} 2\theta \quad \dots(1)$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \operatorname{cos} 2\theta \quad \dots(2)$$

Lo que se puede representar en un diagrama de Mohr:

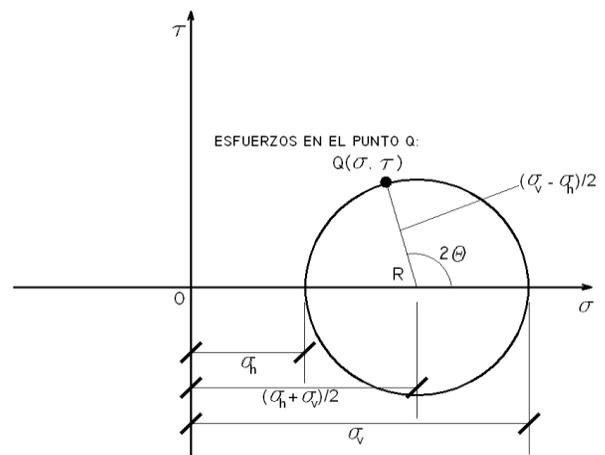


Fig. 2. Diagrama de Mohr.

La teoría de Coulomb, relaciona el esfuerzo cortante t , como función del esfuerzo normal n , la tangente del ángulo de fricción interna, y la cohesión c :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad \dots(3)$$

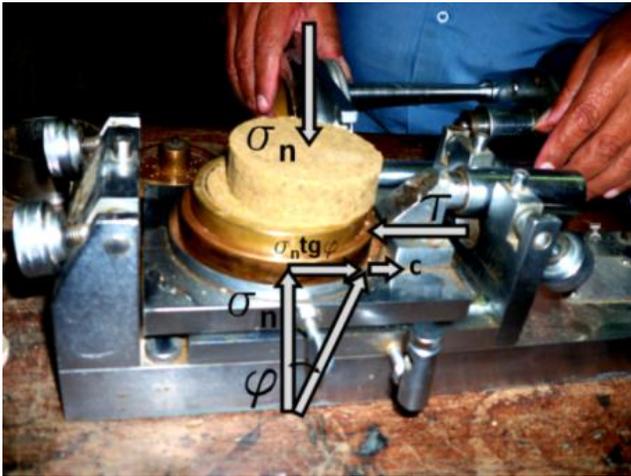


Fig. 3. Esfuerzos normales y cortantes en un bloque de suelo, que siguen la teoría de Coulomb.

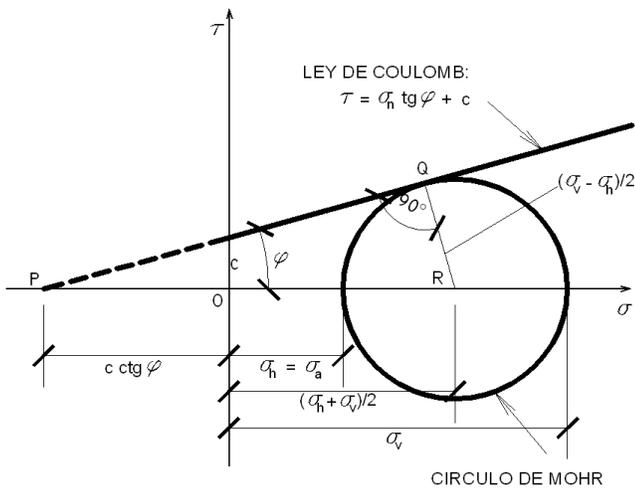


Fig. 4. Envoltente de Mohr y teoría de Coulomb.

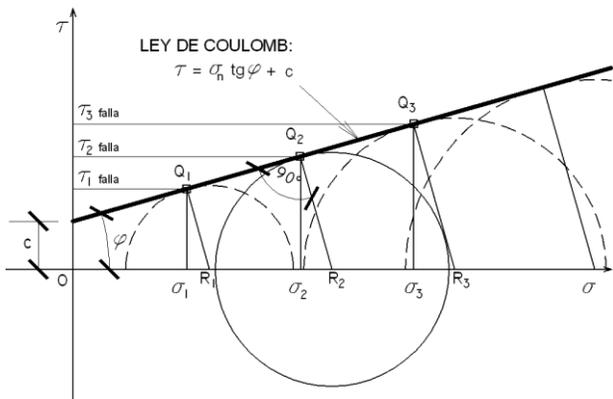


Fig. 5. Diagrama de esfuerzo normal vs. Esfuerzo cortante, también llamada Envoltente de Mohr.

De la figura (4) se obtiene:

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + c \cdot \text{ctg } \varphi} \quad \dots(4)$$

Despejando se obtiene el esfuerzo horizontal, en una masa de suelo, en función del esfuerzo normal, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \quad \dots(5)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \dots(6)$$

Siendo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

...(7)

La ecuación (6) representa la relación de **Mohr-Coulomb**, o el estado de esfuerzos en una masa de suelo, cuando hay fuerzas verticales y horizontales. Relaciona los esfuerzos efectivos horizontales, con los esfuerzos verticales, a través de los parámetros, ángulo de fricción interna y la cohesión

4. EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.- Es un ensayo de cortante. Consiste en aplicar esfuerzos verticales y horizontales, a tres muestras de suelo, y determinar el instante de falla a cortante. Cuando se aplica un esfuerzo vertical fijo de 0.5 kg/cm², la primera muestra falla con un esfuerzo horizontal o cortante t₁, la segunda muestra es sometida a un esfuerzo de 1.0 kg/cm², y falla con un esfuerzo cortante t₂. La tercera es sometida a un esfuerzo de compresión de 1.5 kg/cm², y falla con un cortante τ₃. Con estos tres pares ordenados se grafica el **diagrama de ruptura de Mohr**. También, se hace uso del análisis de regresión lineal, para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

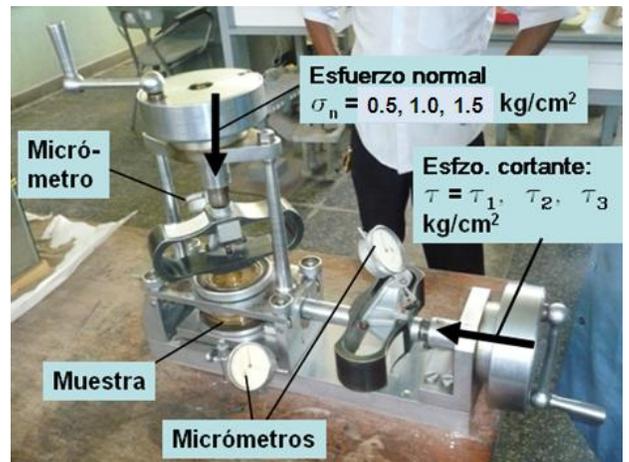


Fig. 6. Detalles del equipo de corte directo.

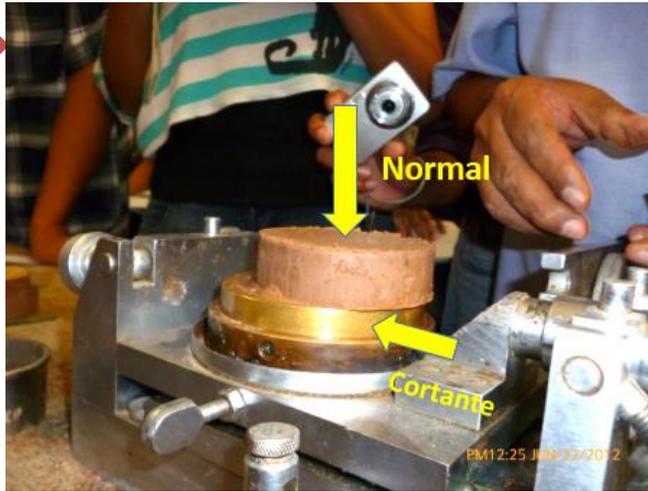


Fig. 7. Detalle de aplicación de cargas al suelo, en el ensayo de corte directo.

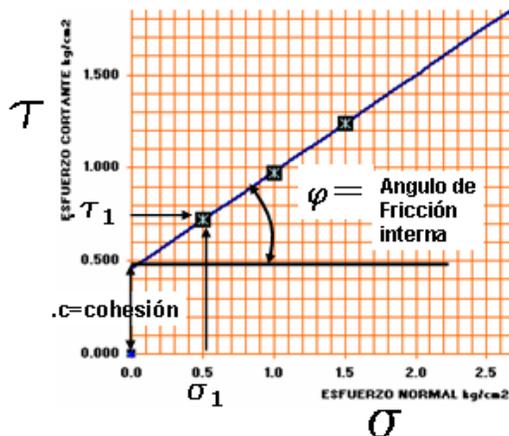


Fig. 8. Diagrama de ruptura de Mohr.

5. TIPOS DE FALLA DE LOS SUELOS

Los suelos fallan por cortante. Se han clasificado tres tipos de falla de los suelos, debajo de las cimentaciones:

5.1 FALLA POR CORTANTE GENERAL.-

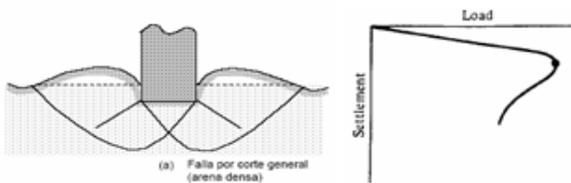


Fig. 9.1. Es súbita y catastrófica. Es característico de las arenas compactas. El suelo se hincha a ambos lados de la cimentación.

5.2 FALLA POR PUNZONAMIENTO.-

Fig.9.Ffff

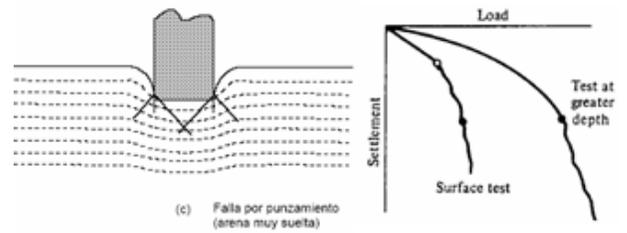


Fig. 9.2 Se produce movimiento vertical de la cimentación, mediante la compresión del suelo debajo de ella. La rotura del suelo se produce por cortante alrededor de la cimentación. La superficie del suelo en torno al cimient casi no se altera, por lo que no se observan movimientos previos a la rotura.

5.3 FALLA POR CORTANTE LOCAL.-

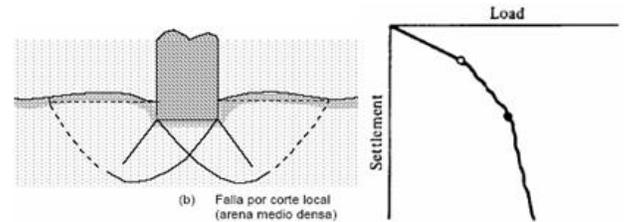


Fig. 9.3. Es un caso intermedio entre los casos 1 y 2. Se produce hinchamiento y asentamiento del suelo. Se forma una cuña debajo de la cimentación como en el caso 1, pero las superficies de la falla no son completas.

Cuando el suelo es incompresible, bajo el cimient se desarrollará una falla por cortante general.
 Cuando el suelo es compresible, se desarrollará una falla por punzonamiento.

CAPACIDAD DE CARGA LIMITE (q_d)

El problema:

Consiste en encontrar el esfuerzo (q_d) que produce la falla del suelo.

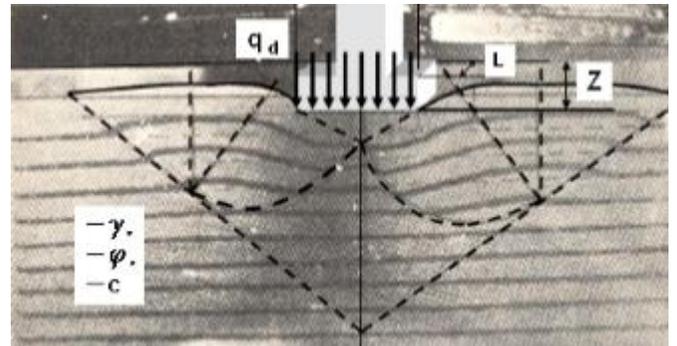


Fig. 10. Falla del suelo dividido en capas.

Se conocen los siguientes datos:
 Z= Df = Profundidad de desplante (m).
 B= Ancho de la cimentación (m).
 L= Longitud de la cimentación (m).

γ = Peso volumétrico del suelo (kg/m³).
 C= Cohesión del suelo (del ensayo de corte, kg/cm²)
 Φ =Angulo de fricción interna (del ensayo de corte)

La solución.-

No es única. Varios investigadores han presentado soluciones. Entre ellos tenemos:

1. PRANDTL (1920)
2. R. HILL (1941)
3. A.W. SKEMPTON (1951)
4. G.G. MEYERHOF (1953)
5. KARL TERZAGHI (1956)

6.1 METODO DE SUECIA.-

Considerar la superficie de falla de forma circular.

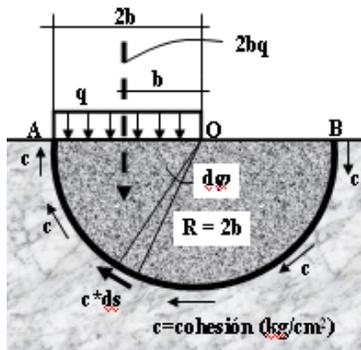


Fig. 11.
 -c = cohesión.
 -R = radio
 -q = carga

$\Sigma M_o = 0$

$2bq(b) = R * (\int c * ds)$

$2b^2 q = R * c * \int R * d\phi = c * R^2 * \pi$

$2b^2 q = c * 4b^2 * \pi$

$q = 2 \pi c$

$q = 6.28 * c$

6.2 TEORIA DE PRANDTL (1920).-

El mecanismo de falla es el siguiente:

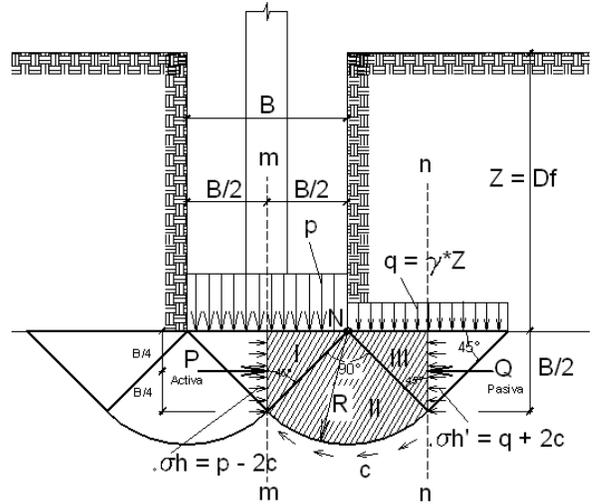


Fig. 12. Mecanismo de Falla de Prandtl.

Y las fuerzas que intervienen son:

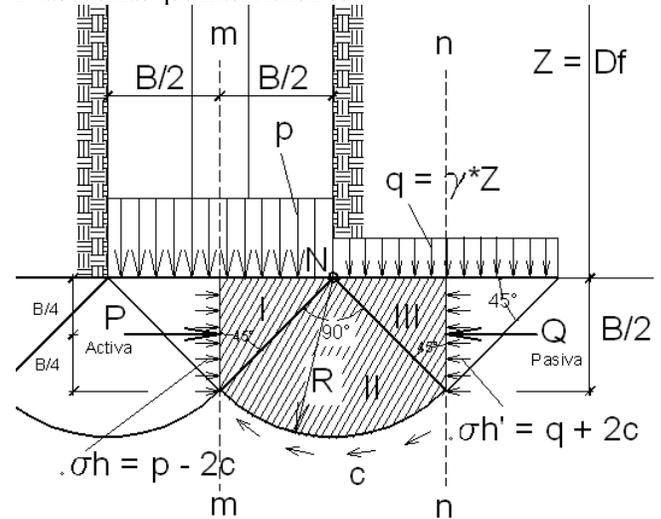


Fig. 13. Fuerzas en el mecanismo de falla de Prandtl.

Según la teoría de Mohr-Coulomb:

Para la rotura en estado activo se cumple:

$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$

Para la rotura en estado pasivo se cumple:

$\sigma'_h = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$

Siendo los coeficientes de empuje activo y pasivo:

$K_a = \tan^2(\pi/2 - \phi/2)$

$K_p = \tan^2(\pi/2 + \phi/2)$

Con $f = 0$, entonces $K_a = 1$, $K_p = 1$. Entonces:
 $.sh = sv - 2c$, en la zona activa, además: $sv = p$, y
 $.sh' = sv + 2c$, en la zona pasiva, además $sv = q$
 Por equilibrio de momentos respecto al punto N, del bloque entre las secciones m-m y n-n, considerando la fuerza de cohesión igual a $c \times pxR/2$, se obtiene:

$$\Sigma M_N = 0$$

Momento actuante:

$$.p \times b/2 \times b/4 + (p - 2c) \times b/2 \times b/4$$

Momento estabilizante:

$$.q \times b/2 \times b/4 + (q + 2c) \times b/2 \times b/4 + c \times p \times (R/2) \times R$$

Se obtiene:

$$.p = q + (p + 2) * c$$

$$.p = q + 5.14 * c$$

$$.p = \gamma * Z + 5.14 * c$$

$$.q_d = c N_c + \gamma Z N_q$$

$$q_d = 5.14 c + \gamma * Z$$

Donde $N_c = 5.14$ y $N_q = 1$



Retrato de Karl von Terzaghi a la edad de **43 años**. Praga, 2 de Octubre de 1883 – Winchester, Massachussets (USA), 25 de Octubre de 1963.

6.3 TEORIA DE TERZAGHI:

El Dr. Terzaghi asume que el mecanismo de falla, está formado por bloques, que actúan como cuerpos rígidos, con movimientos diferentes.

I.- Cuña que se mueve como cuerpo rígido hacia abajo.

II.- Zona de cortante radial de Prandtl, que empuja a la zona III y trata de levantarla. Asume que CD es arco de espiral logarítmica.

III.- Zona de estado plástico pasivo de Rankine. Trata de resistir al levantamiento, con el peso del material de la misma.

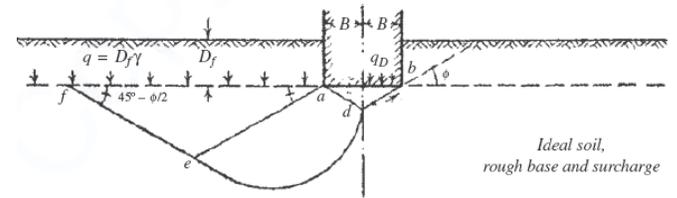


Fig. 14. Modelo de falla usado por Terzaghi, 1943.

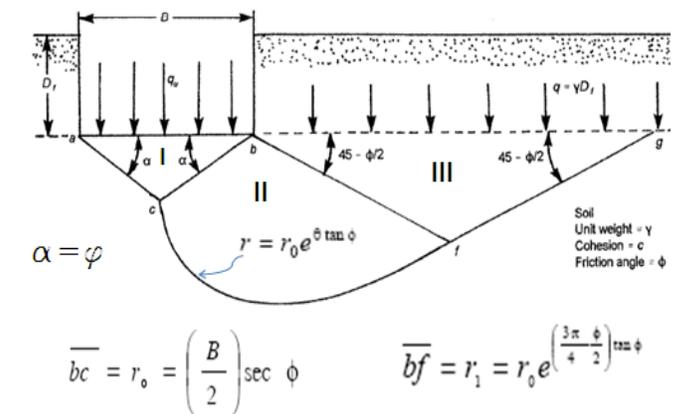


Fig. 15. Mecanismo de falla, según el Dr. Terzaghi. Las zonas II y III ocurren a ambos lados de la zona I.

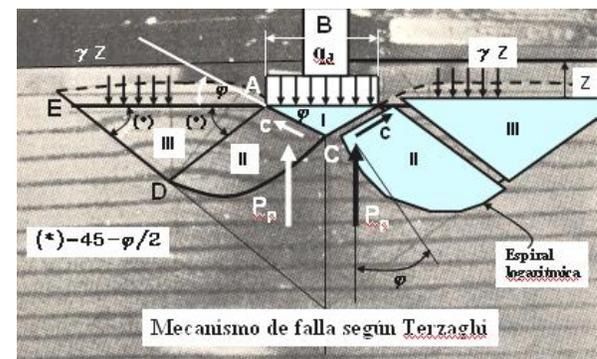


Fig. 16. Mecanismo de falla para la primera ecuación de equilibrio.

Usando las ecuaciones de equilibrio estático, sumado fuerzas:

$$\Sigma F_y = 0$$

$$q_d * B = 2 P_p + 2 C * \text{sen} \phi$$

$C =$ Fuerza de cohesión $= c * (B/2 * \text{sec} \phi)$

P_p se descompone en 3 componentes verticales:

$P_{pc} =$ Debido a la **cohesión** actuante en CDE

$P_{pq} =$ Debido a la **sobrecarga** $\gamma * Z$ que actúa en AE

$P_{py} =$ Debido al **peso propio** de los bloques de suelo.

$$q_d * B = 2 (P_{pc} + P_{pq} + P_{py}) + 2 * C * \text{sen} \phi$$

$$q_d * B = 2(P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma}) + 2 * c * (B/2 * \sec \phi) * \sin \phi$$

$$q_d = (2/B) * (P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} + c * B/2 * \tan \phi) \quad \dots(T.1)$$

Terzaghi obtuvo cada uno de los términos P_{pc} , P_{pq} y $P_{p\gamma}$ por separado, aplicando el *Principio de superposición*.

6.3.1 Para P_{pc} (debido a la cohesión) este su diagrama de fuerzas:

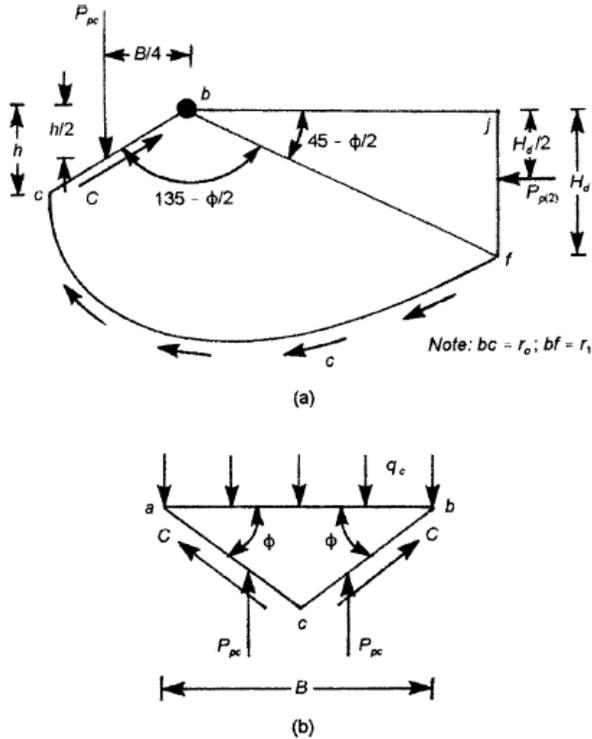


Fig. 17.1. Diagrama de fuerzas para hallar P_{pc} .

El valor de P_{pc} resulta:

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = \left[2cH_d \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{r_1 \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right] + \left(\frac{c}{2 \tan \phi} \right) (r_1^2 - r_0^2) \quad \dots(T.2)$$

6.3.2 Para P_{pq} (debido a la sobrecarga), este es su diagrama de fuerzas:

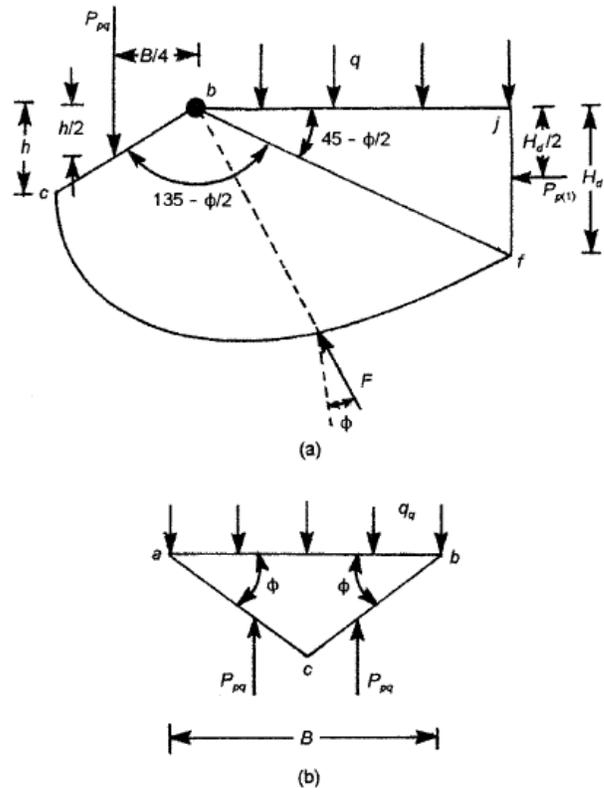
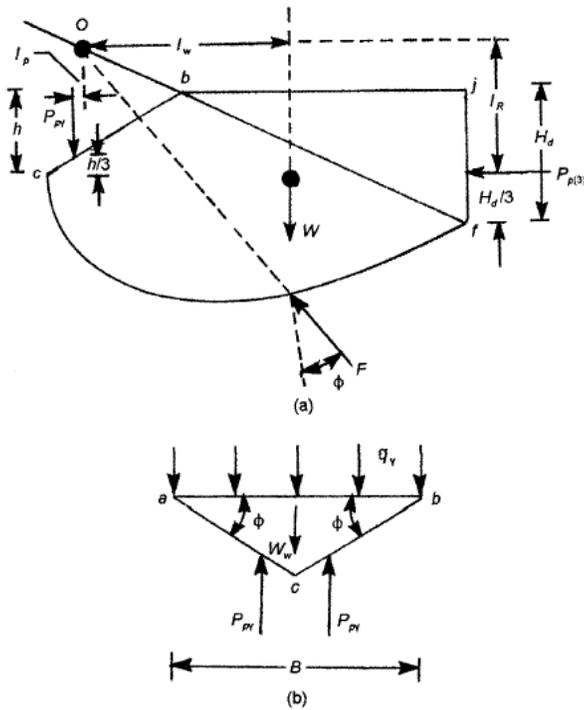


Fig. 17.2. Diagrama de fuerzas para hallar P_{pq} .

El valor de P_{pq} resulta:

$$P_{pq} = qB \sec^2 \phi \left[e^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi} \right] \left[\cos^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] = \frac{qBe^{2 \left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}}{4 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \dots(T.3)$$

6.3.3 Para $P_{p\gamma}$ (debido al peso propio del suelo) este es su diagrama de fuerzas:

Fig. 17.3. Diagrama de fuerzas para hallar P_{pg}

El valor de $P_{p\gamma}$ resulta:

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B \tan \phi}{2} \right)^2 K_{p\gamma}$$

...(T.4)

$$K_{p\gamma} = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

La ECUACION DE TERZAGHI resulta de reemplazar T.2, T.3 y T.4 en T.1:

$$q_d = c * \tan \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{2 \cos \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] +$$

$$+ \gamma D_f \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} +$$

$$+ 0.5 \gamma B * \frac{1}{2} (K_{p\gamma} * \tan \phi - 1) * \tan \phi$$

$$q_d = cN_c + \gamma ZN_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Al primer monomio se le llama término de **cohesión**, el segundo se llama de **sobrecarga** y, al tercero se le denomina de **peso**.

Algunas veces en el segundo monomio, de sobrecarga, se coloca q en vez del término γZ , en la ecuación de Terzaghi.

N_c, N_q, N_γ , se llaman, factores de capacidad de carga, debido a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo. Sus expresiones son:

$$N_c = \tan \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{2 \cos \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right]$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} (K_{p\gamma} * \tan \phi - 1) * \tan \phi$$

Siendo:

$$K_{p\gamma} = \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para N'_c, N'_q, N'_γ las expresiones son las mismas, pero hay que cambiar ϕ por ϕ' , siendo ϕ' un ángulo tal que.

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Los factores N_c, N_q, N_γ y N'_c, N'_q, N'_γ , se han graficado en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ):

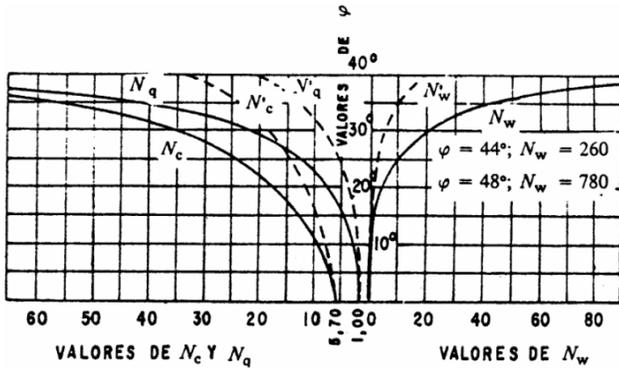
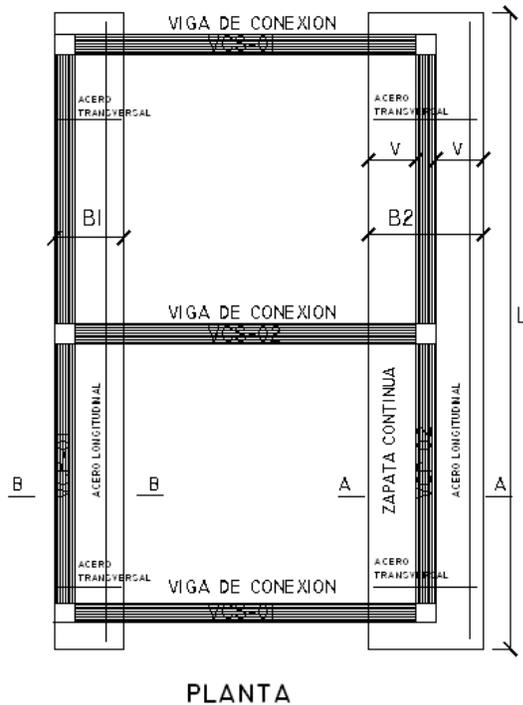


Fig. 18. Gráfica de los factores de carga, de la ecuación de Terzaghi.

ECUACIONES DE TERZAGHI PARA DIVERSOS TIPOS DE CIMIENTOS.-

A. ZAPATA CORRIDA(o continua).-



PLANTA

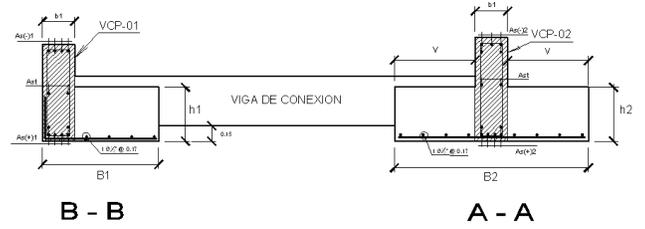


Fig. 19.

A.1 Cuando la falla es por corte general(N del SPT mayor o igual a 15):

$$q_d = cN_c + \gamma ZN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (A.1)$$

A.2 Cuando la falla es por corte local, o punzonamiento(N del SPT menor a 15):

$$q_d = c' N_c' + \gamma ZN_q' + 0.5\gamma BN_\gamma' \quad (A.2)$$

Donde:

q_d = Capacidad de carga limite en kg/m^2 .

c = cohesión del suelo en kg/m^2 .

Z = profundidad de desplante de la cimentación en m.

B = ancho de la zapata (o dimensión menor de la zapata rectangular) en m.

γ = peso unitario del suelo en kg/m^3 .

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga. Se obtienen de la figura siguiente. Dependen solo del ángulo de fricción interna ϕ .

$$c' = (2/3)c.$$

Por ejemplo:

Cuando $\phi=27.5^\circ$.

De la grafica obtenemos:

$$N_c' = 16, N_q' = 6.5, N_\gamma' = 3$$

Cuando $\phi=14.04^\circ$

$$N_c' = 9, N_q' = 2.5, N_\gamma' = 0$$

B. ZAPATA CUADRADA.-

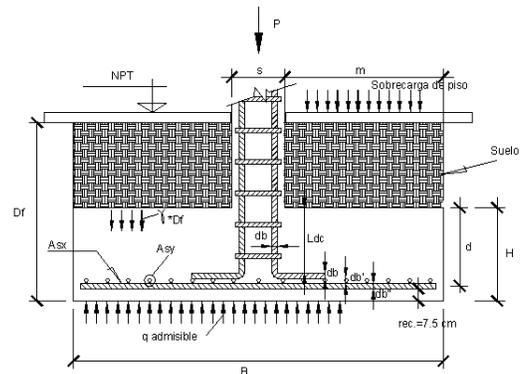


Fig. 20.

B.1. Falla por corte general.-

$$q_d = 1.3cN_c + \gamma ZN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \dots (B.1)$$

B.2 Corte local o punzonamiento.-

$$q_d = 1.3c'N'_c + \gamma'ZN'_q + 0.4\gamma'BN'_\gamma \quad \dots (B.2)$$

Siendo la nomenclatura la misma del caso anterior.

C. ZAPATA CIRCULAR.-



Fig. 21.

C.1 Falla por corte general.-

$$q_d = 1.3cN_c + \gamma ZN_q + 0.6\gamma RN_\gamma \quad \dots (C.1)$$

C.2 Falla por corte local o por punzonamiento:

$$q_d = 1.3c'N'_c + \gamma'ZN'_q + 0.6\gamma'BN'_\gamma \quad \dots (C.2)$$

Aquí R= radio de la zapata. La nomenclatura es igual al caso A.

D. ZAPATA RECTANGULAR.-

D.1 Falla por corte general.-

$$q_d = cN_c \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) + \gamma ZN_q +$$

$$+ 0,5\gamma BN_\gamma \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right)$$

.....(D.1)

D.2 Falla por corte local o por punzonamiento:

$$q_d = c'N'_c \left(1 + 0,3 \frac{B}{L} \right) + \gamma'ZN'_q +$$

$$+ 0,5\gamma'BN'_\gamma \left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right)$$

.....(D.2)

B es la menor dimensión de la zapata.

L es la mayor dimensión de la zapata.

8. PRESENCIA DE AGUA.-

Se presentan tres casos de ubicación del nivel freático. En cada uno de los casos, hay que cambiar el peso específico del segundo y tercer monomio de la ecuación de Terzaghi, según el caso de que se trate, tal como se muestra en las figuras. Se debe recordar que la ecuación, ha sido obtenida usando ecuaciones

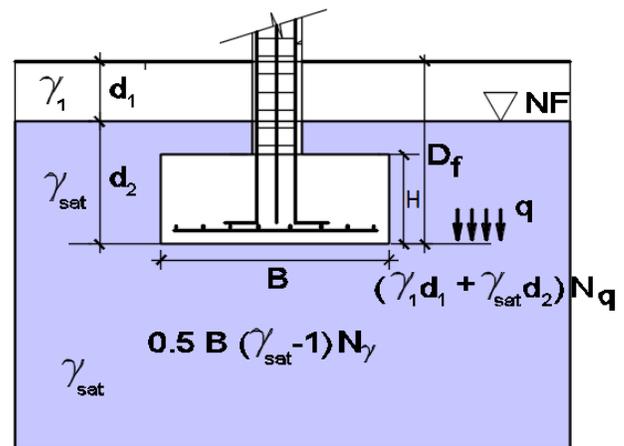
de equilibrio en la que interviene el peso, a través del peso específico, de tal manera, que si está saturado el suelo, hay que disminuir el peso específico, debido al empuje hidrostático, en el componente del peso que es tercer término, e incrementar el peso q del segundo término, que es el de sobrecarga, debido al peso saturado del suelo.

En nuestro medio, se presenta el fenómeno de El Niño, y en esas condiciones desfavorables, debe hallarse la capacidad portante. Corresponde al caso 3. Debe hacerse el ensayo de corte directo en estado saturado. Es decir las muestras se saturan previamente antes de hacer el ensayo, con lo que el peso específico de masa aumenta (por ejemplo, desde 1800 kg/m³, en estado natural, hasta 2100 kg/m³ en estado saturado).

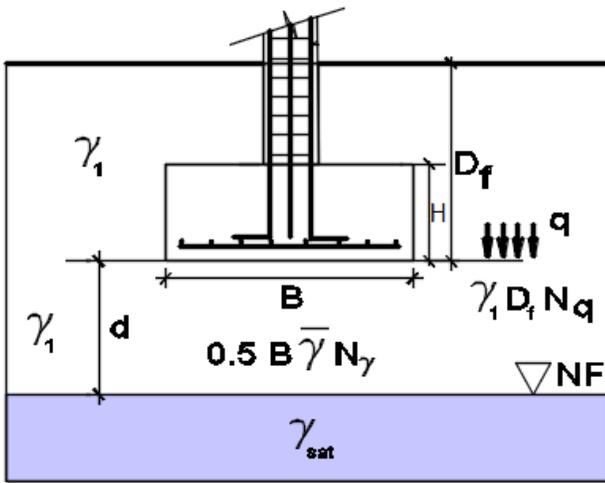
Se debe reemplazar el peso específico natural γ , por el valor:

$(\gamma_{\text{saturado}} - 1000 \text{ kg/m}^3)$,

para considerar, la pérdida de peso del suelo por efecto del empuje hidrostático. En el ejemplo, debemos usar $(2100 - 1000) \text{ kg/m}^3$, como peso específico en las ecuaciones.



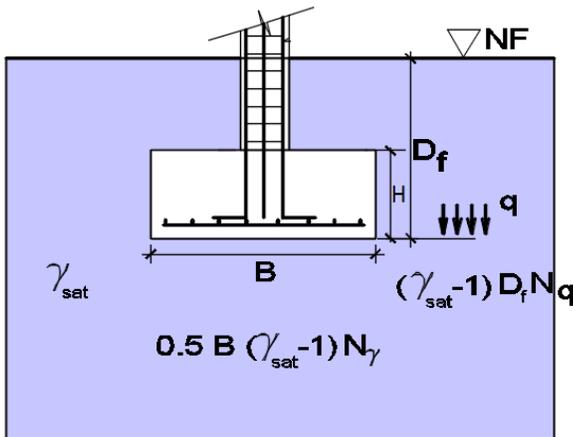
CASO 1



$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma_1 - \gamma')$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 1$$

CASO 2



CASO 3

Fig. 22. Casos de aplicación de la ecuación de Terzaghi, según la ubicación del nivel freático. Se representan el segundo y tercer monomio de la ecuación.

9. CAPACIDAD PORTANTE CON FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN (Ecuación de Meyerhof).

La Ecuación de Terzaghi, ha sido afectada de los factores de forma de la cimentación, de profundidad del cimiento, y de inclinación de carga:

$$q_d = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma Z N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Tabla. Factores de forma Fc, Fq, Fγ

Factor	Relación
Forma*	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_c}{L N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación (L > B)</p>
Profundidad†	<p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0,4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$
Inclinación	$F_{cs} = F_{qs} = \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma s} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p>

.a: Factores de forma empíricos basados en pruebas de laboratorio.

.tan⁻¹. Se expresa en radianes.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

10. EJEMPLO DE CALCULO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

Calcular el valor de la capacidad de carga límite y la capacidad de carga admisible, para un suelo sobre el que se va a cimentar una zapata cuadrada de 1.2x1.2 m² de ancho y que tiene las siguientes características:

$$\phi = 27,5^\circ$$

$$c = 0,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1,7 \text{ ton/m}^3$$

$$D_f = 1,5 \text{ m}$$

Tipo de suelo: Arena arcillosa compresible.

Tipo de Falla: Por punzonamiento.

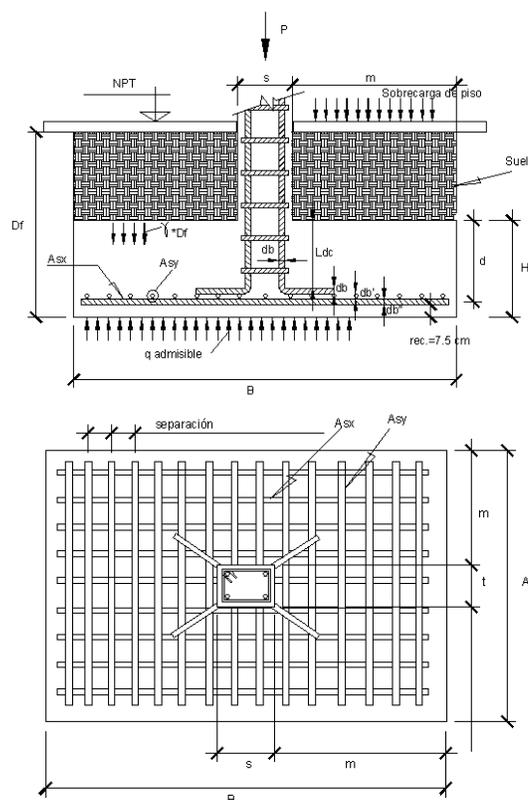


Fig. 23.

Solución:

Como la falla es por punzonamiento, estamos en el caso B.2.

$$q_d = 1.3c' N_c' + \gamma' Z N_q' + 0.4 \gamma' B N_\gamma'$$

$$c' = (2/3) \times c$$

Con $\phi=27.5^\circ$, de la tabla de la fórmula de Terzaghi obtenemos:

$$N_c' = 16 \quad N_q' = 6.5 \quad N_\gamma' = 3$$

Por tanto:

$$q_d = \left[(1.3) \left(\frac{2}{3} \right) \left(1500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) (16) \right] + \left[\left(1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (1.5\text{m}) (6.5) \right] + \left[(0.4) \left(1700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (1.2\text{m}) (3) \right]$$

$$q_d = 39823 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

137 $q_d = 3,98 \frac{kg}{cm^2}$

La capacidad de carga admisible es:

$$q_d = \frac{q_d}{FS}$$

$$q_d = \frac{3,98 \text{ kg}}{3 \text{ cm}^2}$$

$$q_{adm} = 1,33 \frac{kg}{cm^2}$$

La capacidad de carga neta es:

$$q_{\text{neto}} = 1,33 - 1,7 * 1,5 * 0,1 - 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neto}} = 1,03 \text{ kg/cm}^2$$

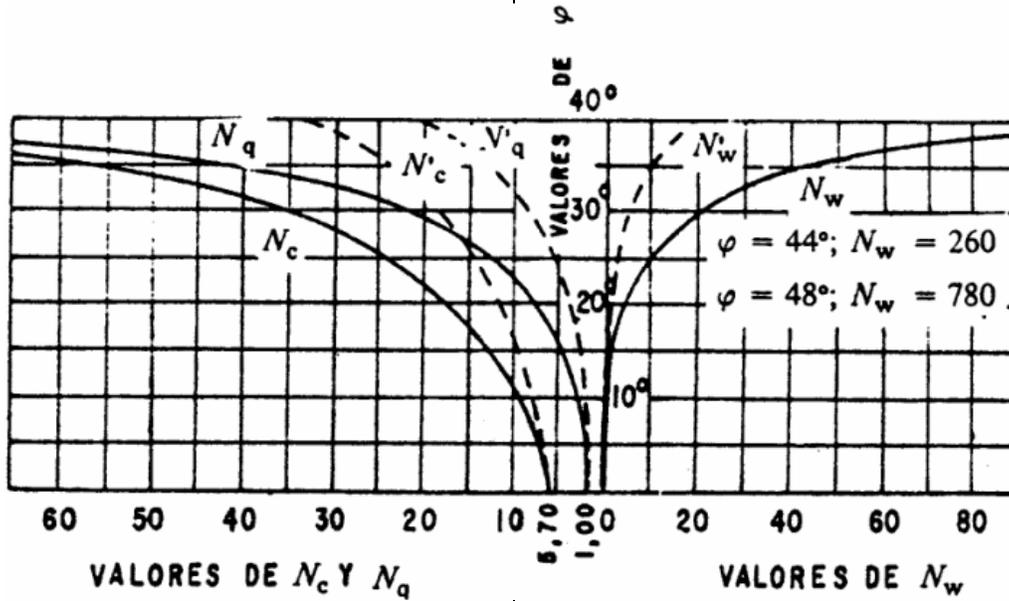


Fig. 24. Gráfica de los factores N_c , N_q y N_w de la ecuación de Terzaghi.

EL COLAPSO DEL SUELO DEBIDO A LAS EXCAVACIONES

1. INTRODUCCION.-

Varios accidentes se producen por el colapso del suelo, ocasionando muertes a los trabajadores. Además se ocasionan daños a las propiedades adyacentes, cuando se hacen excavaciones, para colocar tuberías de agua o desagüe, o para construir cimentaciones. Por tanto, es objetivo, conocer la teoría que explica las fuerzas internas, de una masa de suelo, durante el colapso de los lados de una zanja de excavación, para prevenirlos, mediante el uso de soportes, o haciendo calzaduras. El ingeniero calculista, debe prever la posible falla del suelo, y detallar los soportes y calzaduras en sus diseños, pues también es su responsabilidad aprobar o rechazar el procedimiento constructivo, para la ejecución de su diseño.

Respecto a las excavaciones para las cimentaciones y ademas, Peck, Hanson y Thornburn, en el libro "Ingeniería de Cimentaciones", página 205, afirman lo siguiente: **"Ordinariamente, el ingeniero especialista en cimentaciones no se encarga de elegir el equipo de excavación en un lugar dado, ni de diseñar el apuntalamiento, si se necesita. Se considera que esta operación corresponde al contratista. Sin embargo, generalmente es obligación del ingeniero aprobar o recusar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el proyecto del apuntalamiento"**.



Fig. (1). Daños en edificación por excavación de 4 m para sótano.

2. TEORIA DE MOHR-COULOMB.-

Mohr presentó en 1900, una teoría sobre la ruptura de materiales, según la cual, la falla de un suelo se presenta debido a la combinación crítica de esfuerzos verticales y horizontales.

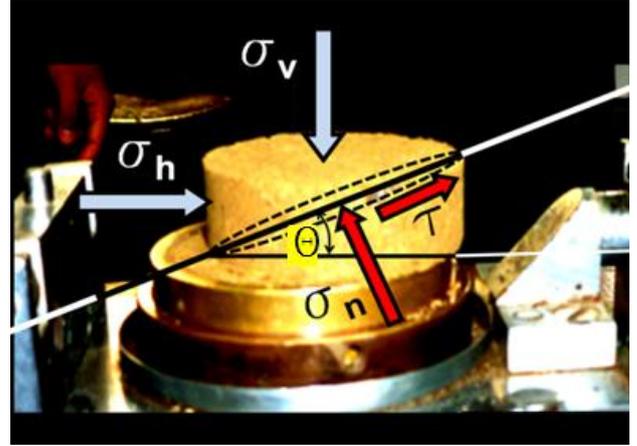


Fig. (2). Esfuerzos normal y cortante, en el interior de un bloque de suelo, producidos por esfuerzos externos: vertical y horizontal.

Del equilibrio de fuerzas en ambas direcciones, del bloque triangular se obtiene:

$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \operatorname{sen} 2\theta \quad \dots(1)$$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad \dots(2)$$

Lo que se puede representar en un diagrama de Mohr:

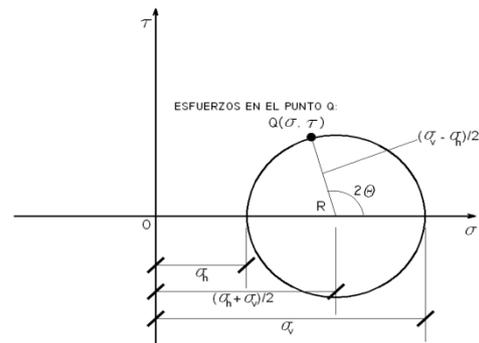


Fig. (3). Diagrama de Mohr.

La teoría de Coulomb, relaciona el esfuerzo cortante t , como función del esfuerzo normal n , la tangente del ángulo de fricción interna, y la cohesión c :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad \dots(3)$$

Fig. (4). Esfuerzos normales y cortantes en un bloque de suelo, que siguen la teoría de Coulomb.

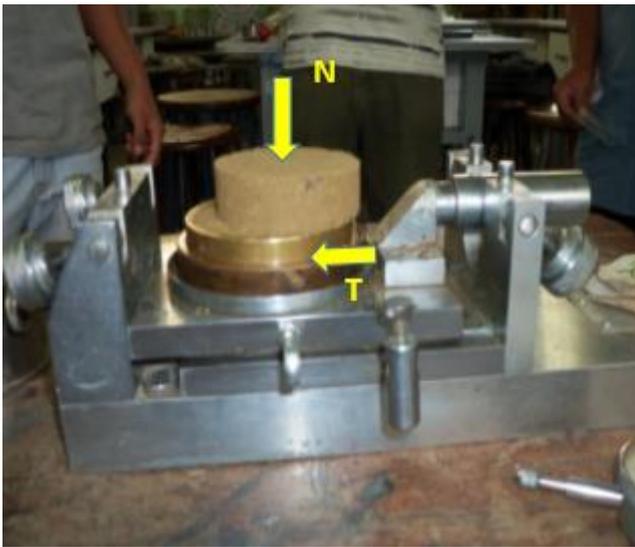


Fig. 4. Fuerzas normales y cortantes, en el ensayo de corte directo.

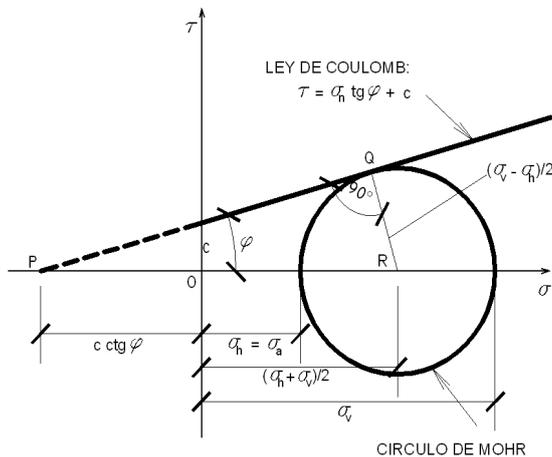


Fig. (5). Envolvente de Mohr y teoría de Coulomb.

De la figura (5) se obtiene:

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + c \cdot \text{ctg } \varphi} \quad \dots(4)$$

Despejando se obtiene el esfuerzo horizontal, en una masa de suelo, en función del esfuerzo normal, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\text{cos } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \quad \dots(5)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \dots(6)$$

Siendo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \quad \dots(7)$$

La ecuación (6) representa, la relación de Mohr-Coulomb, o el estado de esfuerzos en una masa de suelo, cuando hay fuerzas verticales y horizontales. Relaciona los esfuerzos efectivos horizontales, con los esfuerzos verticales, a través de los parámetros, ángulo de fricción interna y la cohesión.

3. ESFUERZOS DURANTE EL COLAPSO DEL SUELO.-

El colapso del suelo, durante las excavaciones se explica, con las ecuaciones de la teoría de Mohr-Coulomb, para el caso de empuje activo de suelo. Aquí el esfuerzo vertical es igual a la presión efectiva de suelo $= \gamma h$. El empuje producido por la fuerza horizontal, tiene dos componentes que se oponen. Este empuje, cambia de sentido a una cierta profundidad.

En esta profundidad crítica, H_c , las dos componentes de la fuerza horizontal se igualan.

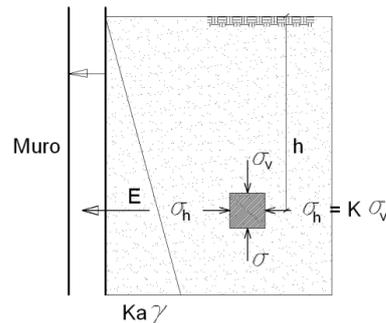


Fig. (6). Muro sometido a empuje horizontal

Durante el colapso, en el punto de falla:

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0 \quad \dots(8)$$

Reemplazando el esfuerzo vertical por γh , en la Ec. (8) y despejando h se obtiene $h = H_{\text{crítica}}$:

$$H_c = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \varphi}{1 - \text{sen } \varphi}} \quad \dots(9)$$

H_c se llama altura crítica.

En términos de esfuerzo, en el fenómeno del derrumbe hay dos tensiones horizontales, que actúan en sentido contrario: Una de empuje y otra de retención. **El empuje crece con la profundidad z , mientras que la componente de cohesión que retiene, se mantiene constante. A cierta profundidad, la primera tensión vence a la segunda.** Ver Fig. (7). A continuación se muestran, los valores de altura crítica, para un peso volumétrico de suelo de 1,8 t/m³, y un ángulo de fricción interna de 30 grados en arenas.

Tabla (1). Altura crítica H_c , obtenida de la ecuación (9), en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Cohesión, c (kg/cm ²)	ARCILLAS φ=0 (m)	ARENAS c=0 (m)	ARENAS CON FINOS (m)
0.06	0.6	0	1.1
0.10	1.1	0	2.2
0.20	2.2	0	4.3
0.30	3.3	0	6.6
0.40	4.4	0	8.7

Se debe dividir estos valores entre un factor de seguridad FS = 2.

Los valores de peso volumétrico (o peso específico de masa), cohesión y ángulo fricción interna se obtienen con el Ensayo de corte directo. El costo de realizar este ensayo, es muy bajo, comparado con el costo de reparar una edificación dañada por la excavación, o el causado por la muerte de un trabajador.

4. COLOCACION DE SOPORTES Y CALZADURAS.-

M.J. Tomlinson, en su libro: Cimentaciones: Diseño y Construcción, página 385, sobre el tema de excavación de zanjas, haciendo referencia a las especificaciones del Reglamento de la construcción de Gran Bretaña, dice: **“El procedimiento comúnmente aceptado es proporcionar algún tipo de soporte, no importando las condiciones del suelo, siempre que la zanja tenga la profundidad suficiente para que su colapso pueda ocasionar daños a los trabajadores. Esto significa soporte para las zanjas de más de 1.2 m”**

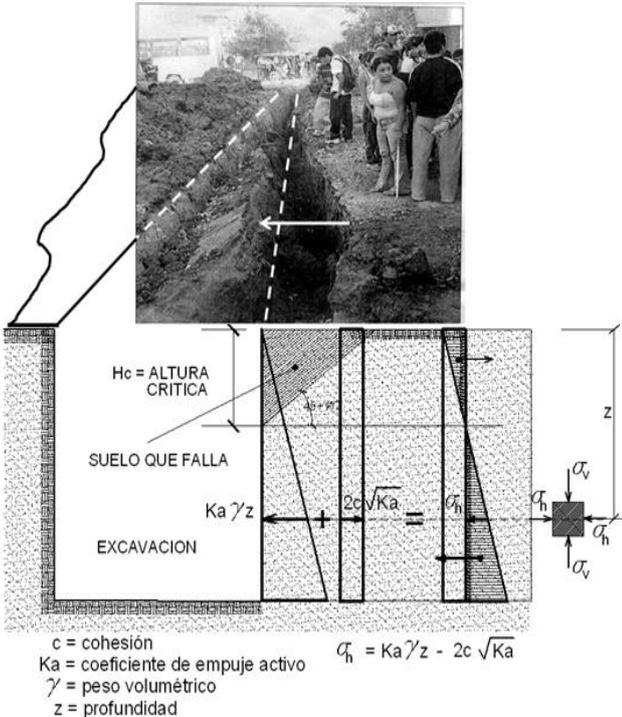


Fig. (7). Fuerzas que intervienen durante el colapso del suelo. A partir de la altura crítica, ya no hay fuerza que equilibre el empuje actuante:

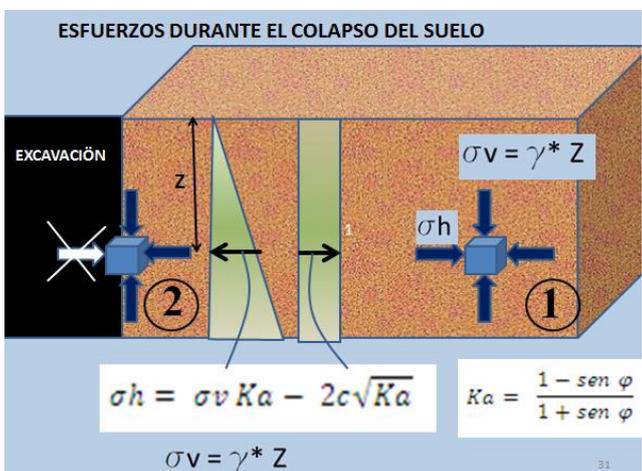


Fig. (8). En el estado 1, las fuerzas verticales y horizontales están en equilibrio, mientras que en el estado 2, la fuerza

horizontal no es equilibrada. La fuerza horizontal tiene dos componentes opuestas.

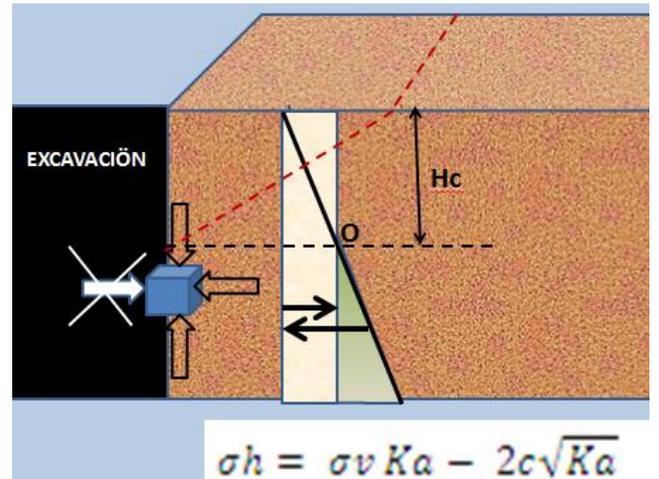


Fig. (9). A la profundidad Hc, la componente de retención debida a la cohesión (hacia la derecha), es vencida por la fuerza del empuje (hacia la izquierda).

Cuando se prevean daños a las edificaciones vecinas, es necesario hacer calzaduras, las cuales consisten en reemplazar el suelo debajo de la cimentación vecina, con concreto, a manera de muro ciclópeo, hasta la profundidad de excavación requerida. Estas deben realizarse por etapas, alternando los picados cada dos bloques a ejecutar, o empezando por lados extremos.

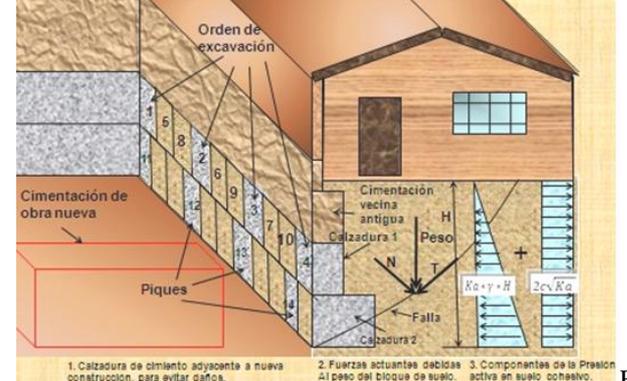


Fig. (10). Detalle de calzaduras. Los piques se hacen alternados, cada dos bloques, empezando por un extremo.



Fig. (11). Ejecución de calzadura en obra de Chiclayo. Cuando hay agua, hay que usar bomba. La excavación se hizo con retroexcavadora

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

1. El estudio de Mecánica de Suelos.- Van a afectar el diseño de cimentaciones: el tipo de suelo (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad), la variación de estratos, la consistencia (media, blanda, dura), las propiedades físicas y mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión), la ubicación del nivel freático, la profundidad de cimentación, la capacidad portante por resistencia, la capacidad portante por asentamientos máximos, el esfuerzo neto, los asentamientos diferenciales y totales, los agentes agresivos (sales, cloruros, sulfatos), la expansibilidad y fuerza expansiva del suelo, la estabilidad del talud de la excavación, la geodinámica interna y externa, las especificaciones de las Normas peruanas de estructuras, etc. Sólo si conocemos esto procedemos a diseñar la cimentación, en caso contrario el diseñador se convierte en un peligro público.

“En vista de que no hay gloria en las cimentaciones, y de que las fuentes del éxito o fracaso están escondidas profundamente en el terreno, las cimentaciones de los edificios son tratados como hijastros y las consecuencias debidas a esa falta de atención son por lo general, muy penosas” dijo el Dr. Terzaghi en el Building Research Congress, en Londres, en 1951.



.Fig. 1. Desmoronamiento de un talud en suelo arenoso con poca cohesión en la ciudad universitaria de Lambayeque.

2. Tipo de cimentaciones.-

Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- 2.1 Zapata aislada.
- 2.2 Zapata combinada.
- 2.3 Zapata conectada.
- 2.4 Zapata corrida (o continua).
- 2.5 Platea de cimentación.

3. ZAPATAS AISLADAS.- Su estudio es la base para realizar el diseño de los otros tipos de cimientos.

Mencionamos algunos aspectos importantes, referentes al pre-dimensionado y diseño de zapatas aisladas.

Se tiene que calcular las dimensiones en planta (AxB), el peralte (H) y el acero (Asx y Asy).

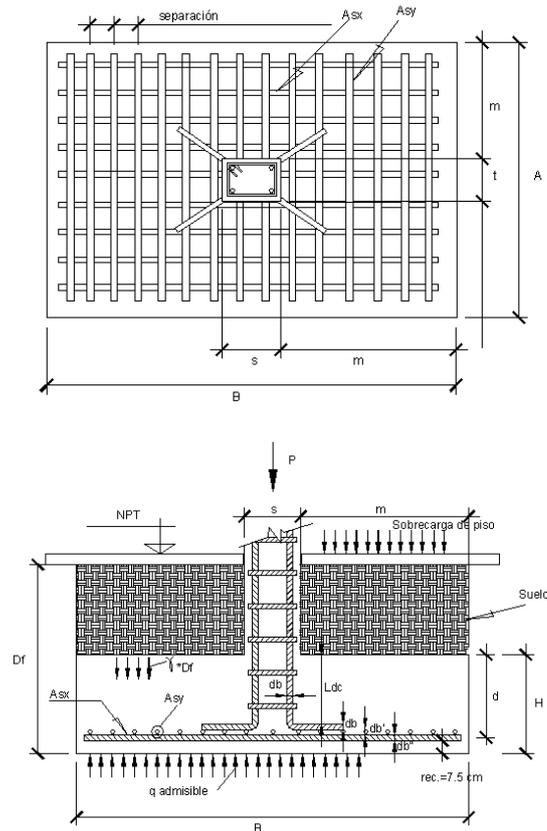


Fig. 2. Planta y elevación de zapata aislada.

Pre-dimensionado.-

$$\text{De } n = Pz / P,$$

$$P + Pz = q \text{ neto} \times A, \text{ y}$$

$$Pz = \gamma_c \times A \times B \times H,$$

Siendo:

- γ_c = Peso volumétrico del concreto armado.

A, B, H = dimensiones en planta y elevación de la zapata.

-q neto = esfuerzo neto

Se obtiene: $n = \frac{1}{\frac{q_{\text{neto}}}{\gamma_c \times H} - 1}$... (ZA-1)

Con el peso volumétrico del concreto de 2,4 t/m³ y H = 0,60 m, se obtiene lo siguiente:

Tabla (1). Peso de zapata en función del peso de la superestructura.

q neto, kg/cm ²	Proporción, n = Pz/P	Porcentaje, n*100
0,50	0,404	40,4
0,85	0,204	20,4
1,00	0,168	16,8
1,25	0,130	13,0
1,50	0,106	10,6
2,00	0,078	7,8
2,50	0,061	6,1
3,00	0,050	5,0
3,50	0,043	4,3
4,00	0,037	3,7

La tabulación y representación de la Ec.(ZA-1), se encuentra en la Tabla ZA-01 y figura ZA-01 del Anexo, para diversos valores de peralte de zapata.

3.1 Dimensiones en planta.- Se necesita la capacidad portante y el *esfuerzo neto* (lo que queda de la capacidad portante, para la superestructura).

$$q_{\text{neto}} = q_{\text{admisible}} - g * Df - \text{sobrecarga de piso}$$

g = peso volumétrico del suelo.
sobrecarga de piso = 500 kg/m²

$$A = \sqrt{(Azap)} - (s - t)/2$$

$$B = \sqrt{(Azap)} + (s - t)/2$$

3.2 El peralte.- Se calcula procurando que la zapata no falle por:

- 3.2.1 Longitud de Anclaje
- 3.2.2 Punzonamiento
- 3.2.3 Cortante por flexión

3.2.1 Longitud de anclaje.- Se espera que el espesor del concreto sea tal, que la varilla de la columna pueda desarrollar los esfuerzos en el concreto:

La longitud de desarrollo a compresión (ld), esta dada por:

$$ld = 0.08 * fy * db / \sqrt{f'c}$$

$$ld = 0.004 db * fy$$

ld = 20 cm. El que sea mayor.

db = Diámetro de la varilla.

3.2.2 Peralte por punzonamiento.- Se calcula al resolver la ecuación siguiente, y despejar el peralte “d”:

v (actuante) = v (resistente por punzonamiento)

$$q_u * [A * B - (s+d)*(t + d)] / [2d*(s + t + 2*d)] = \phi * 0.27(2 + 4/B) \sqrt{f'c} \quad \text{El}$$

$$\text{ó} \quad \phi * 1.1 \sqrt{f'c}$$

menor

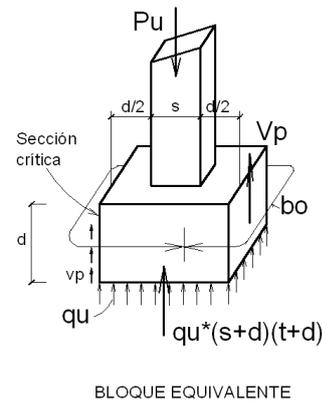
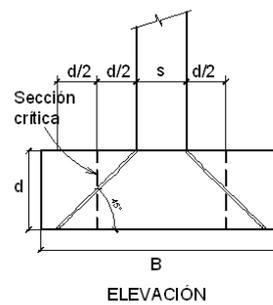
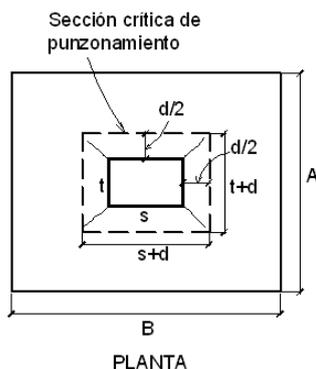
β = s/t (lado mayor a lado menor de columna)

φ = 0.85

qu = Pu/(AxB)

Pu = 1.5*(Carga muerta) + 1.8*(Carga viva), RNE

Pu = 1.2*(Carga muerta) + 1.6*(Carga viva), ACI



Bloque equivalente para falla por punzonamiento.

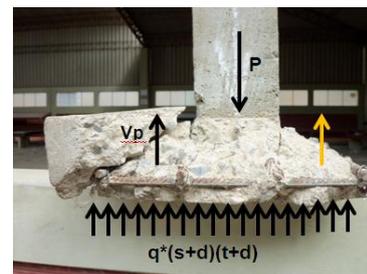


Fig. 3. Falla por punzonamiento. Ensayo efectuado en el Laboratorio de Ensayo de materiales de la UNPRG.

3.2.3 Esfuerzo cortante por flexión.- Se verifica a la distancia "d" de la cara de la columna. Hay que despejar de las siguientes ecuaciones la incógnita “d”:

v actuante = v admisible

$$q_u * B * (m - d) / (B * d) = \phi * 0.53 \sqrt{f'c}$$

φ = 0.85, m = longitud del volado

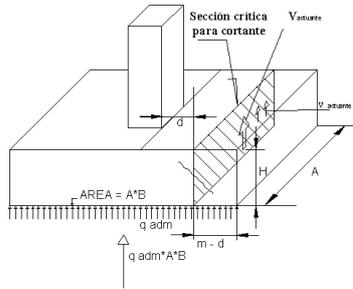


Fig. 4. Cortante por flexión o cortante unidireccional.

3.3 El acero por flexión.- Se calcula con, el momento producido por la reacción del terreno en la cara de la columna:

$$Mu = (qu/2) * m^2 * B$$

Hay que solucionar las fórmulas del acero:

$$As = Mu / 0.9 fy (d - a/2)$$

$$.a = As * fy / (0.85 * f'c * B)$$

4. ZAPATA COMBINADA.- Ocurre cuando una zapata es ocupada por dos o más columnas. En el caso de que haya una columna de borde y una centrada, es necesario darle un volado "a", para que la resultante R, caiga en el centro del área de la zapata. El modelo clásico es el siguiente:

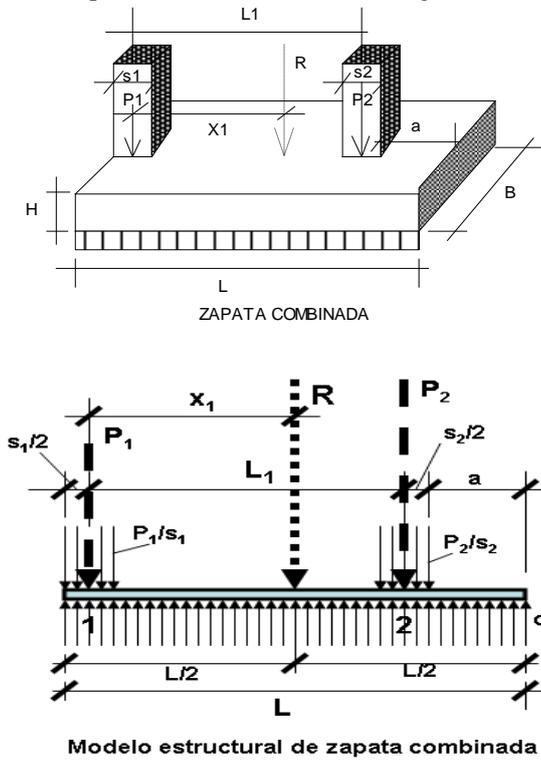


Fig. 5. Cargas en zapata combinada.

Sus diagramas de cortante y momento en la dirección longitudinal, son los siguientes:

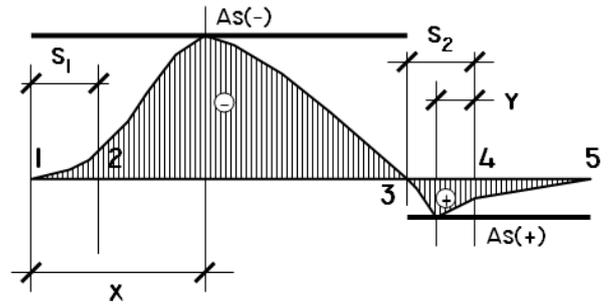
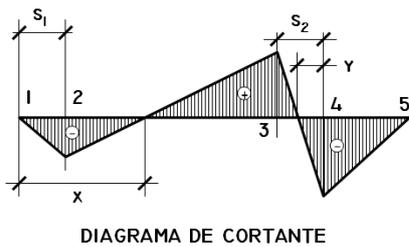


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Fig. 6. Diagrama de cortantes y momentos en zapata combinada.

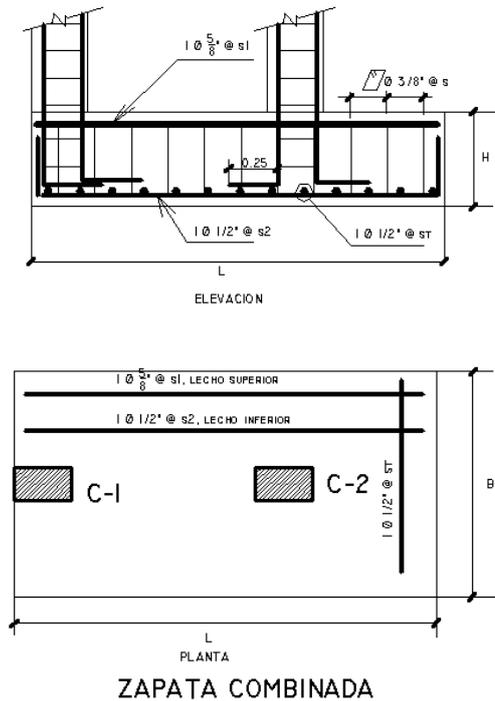


Fig. 7. Acero en zapata combinada.

5. ZAPATAS CONECTADAS.- Consiste en dos zapatas unidas por vigas de conexión. Esta viga trata de impedir principalmente el desplazamiento lateral y vertical de las zapatas. En zonas sísmicas debe colocarse en ambas direcciones formando una cuadrícula. El modelo y su diagrama de momento son:

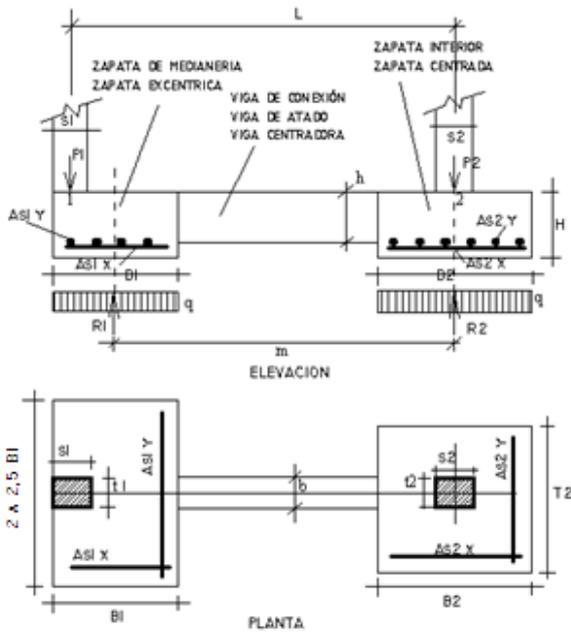


Fig. 8. Elevación y planta de zapata conectada.

Pre-dimensionado.-

$$Azap1 = P1 / q_{neto}$$

...(ZC.1)

Usando inicialmente la proporción: $T1 = 2B1$

$$2B1 * B1 = Azap1$$

$$B1 = \sqrt{Azap/2}$$

...(ZC.2)

5.1. EL MODELO ESTRUCTURAL.-:

Un modelo estructural simple, de zapatas conectadas, se muestra en el esquema siguiente, donde $P1$ y $P2$ son las cargas actuantes, $R1$ y $R2$, son las reacciones del suelo, $s1$ es el ancho de columna, L es la separación entre cargas, y x es la distancia al punto de momento máximo.

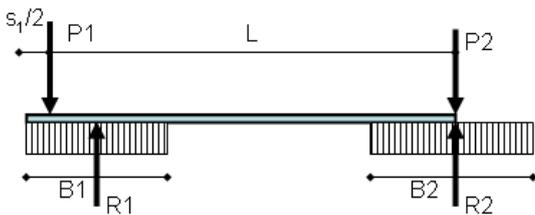


Fig. 8.1. Modelo estructural de zapatas conectadas.

Tomamos momentos respecto al punto 2, resulta:

$$R1 = P1 * L / m$$

...(ZC.3)

Como $L > m$, entonces $R1 > P1$

Calculamos $T1$:

$$T1 = R1 / (q_{neto} * B1)$$

...(ZC.4)

5.2. MAYORACIÓN DE CARGAS.-

Las combinaciones de carga se mayoran según el reglamento a usar:

Reglamento Nacional de Edificaciones (2005):

$$Pu = 1.5 * CM + 1.8 * CS$$

$$Pu = 1.25 * (CM + CV +/- CS)$$

Reglamentos del ACI, Normas 318-71, 77, 83, 89, 95, 99:

$$Pu = 1.4 * D + 1.7 * L$$

$$Pu = 0.75 * (1.4 * D + 1.7 * L + 1.87 * EQ)$$

Reglamentos del ACI, Normas: 318-02, 318-05, 318-08:

$$Pu = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$Pu = 1.2 * D + 1.0 * L + 1.4 * E$$

Se mayoran las cargas ($P1u$ y $P2u$), y se calculan la reacción ($R1u$) y esfuerzo último del suelo ($qu1$). Se obtendrá un diagrama similar al del modelo mostrado, pero con las cargas mayoradas:

Tomando otra vez momentos respecto al punto 2:

$$R1u = P1u * L / m$$

...(ZC.5)

La reacción última del suelo, como carga uniformemente repartida vale:

$$qu1 = R1u / B1$$

...(ZC.6)

5.3. EL MOMENTO MÁXIMO DE DISEÑO.-

Hallamos "x", el punto de cortante cero y de momento máximo:

$$qu1 * x - P1u = 0$$

$$x = P1u / qu1$$

...(ZC.7)

$$Mu_{máx} = - P1u * (x - s1/2) + qu1 * x^2 / 2$$

...(ZC.8)

El diagrama de momentos nos sirve para calcular el acero de la viga de conexión que, como se observa, es mayor en el lecho superior de la viga. El diseño de variados tipos de zapatas conectadas se muestra en el anexo en la figura ZC-01.

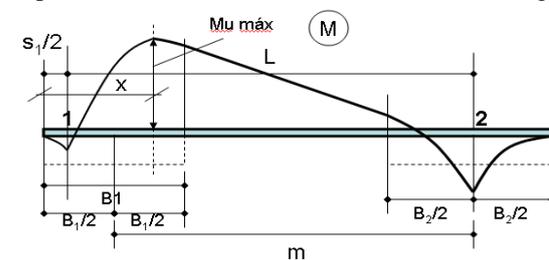


Diagrama de momentos

Fig. 8.2. Diagrama de momentos en zapata conectada.

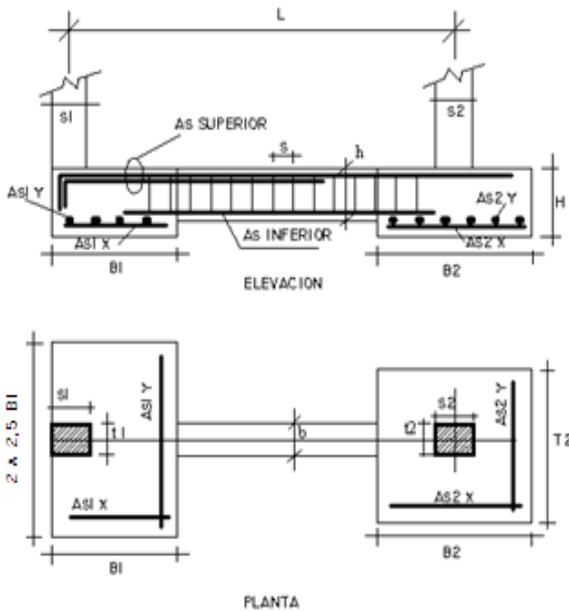


Fig. 8.3. Colocación de acero en zapatas y viga de conexión de zapatas conectadas..

6. ZAPATA CONTINUA.- Son zapatas en la que se cumple que su longitud es mucho mayor que su ancho. Hay que analizarlas en las direcciones longitudinal y transversal. En la dirección longitudinal el modelo usual es:

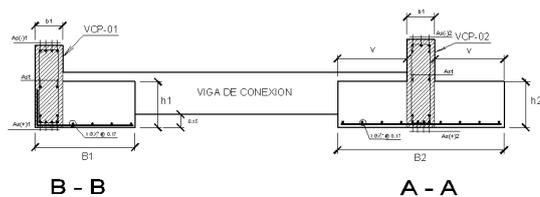
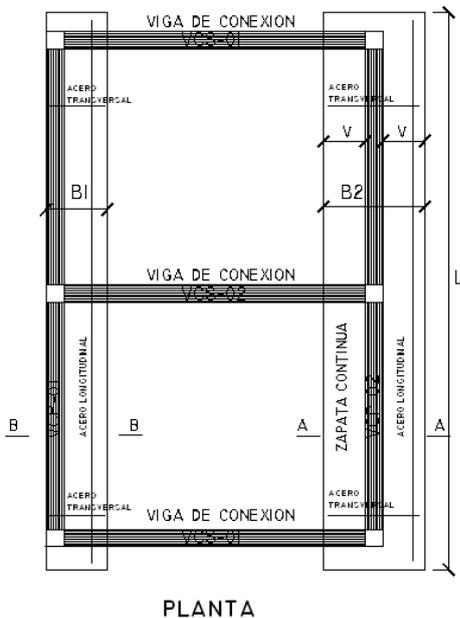


Fig. 9. Planta y elevación de zapata corrida.

Un cimiento es rígido, si se verifica la relación, dada en la Norma ACI 336.2R 88 “Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats”, reprobado en el 2002, y que nos remiten a Fritz Kramrisch y Paul Rogers

(Simplified Design of Combined footing, 1961), y Kramrisch (Footings, 1984):

En la dirección transversal.-

Separación para luces de volados:

$$L \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(ZCC-1)$$

En la dirección longitudinal.-

Separación de columnas adyacentes (L):

$$L \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(ZCC-2)$$

Donde:

t = espesor de la zapata.

V = longitud del volado

b = ancho del cimiento

Ec = 15000 √fc

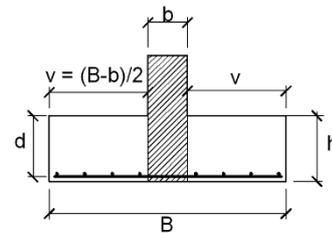
Ec = 2.17 x 10⁶ ton/m², para fc = 210 kg/cm².

K = q / d = Módulo (o coeficiente) de balasto = Coeficiente de Winkler = Módulo de reacción de sub-rasante.

Pre-dimensionado.-

6.1 RELACION VOLADO/CANTO, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME, SOBRE EL SUELO.-

6.1.1 EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.-



Corte A-A

Fig. 10. Sección de cimentación continua.

Para voladizos, usando la ecuación (ZCC-1):

L = v = longitud del volado

Em = Ec/2 = 108 685 kg/cm², y

h = 1.1 d, se obtiene:

EXPRESIÓN GENERAL DE VOLADO/CANTO:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{13.04}{\sqrt[4]{k_c * d}} \quad \dots(ZCC-2)$$

6.1.1.1. CIMENTACIONES EN ARENAS:

-k = k₃₀ (B + 0,30)² / (2B)²

-k es aproximadamente = 0.25 * k₃₀ ... (ZCC-3)

La relación Volado vs. Canto vs. K₃₀ en arenas es:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{18.44}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(ZCC-4)$$

La Ec.(ZCC-4) se representa en la figura ZCC-01

6.1.1.2. CIMENTACIONES EN ARCILLAS.-

Para cimentaciones rectangulares de dimensiones BxL:

L = longitud de la zapata corrida.

Para valores prácticos se reduce a:

$$k_c = 20 * \frac{k_{30}}{B} \quad \dots(ZCC-5)$$

Esto en la relación de vuelo canto, Ec. (ZCC-02), se convierte en:

Relación Volado vs. Canto vs. K₃₀ en arcillas:

Haciendo B aprox. = 2*v

Se obtiene:

$$\frac{v^{3/4}}{d} \leq \frac{7.34}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-6})$$

La Ec. (ZCC-6) se representa en la figura ZCC-2.:

6.2 RELACION SEPARACION DE COLUMNAS/PERALTE, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES.-

6.2.1 EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.-

6.2.1.1.1 EN ARENAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{36.67}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-7})$$

Esta relación está resuelta en la figura ZCC-03.

6.2.1.1.2 EN ARCILLAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{27.14}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-8})$$

Esta relación está representada en la figura ZCC-04.

Las Figuras ZCC-03 y ZCC-04, sirven también para pre-dimensionado de plateas de cimentación.

Chequeo de esfuerzos en el suelo.-

Se deben chequear los esfuerzos transmitidos al suelo con:

$$q1 = (R / BxL) (1 - 6 e / B)$$

$$q2 = (R / BxL) (1 + 6 e / B)$$

Luego se obtienen los esfuerzos últimos del suelo con cargas mayoradas. Luego se resuelve la estructura, y se obtiene el diagrama de momentos:

$$q1u = (Ru / BxL) (1 - 6 e / B)$$

$$q2u = (Ru / BxL) (1 + 6 e / B)$$

Con el diagrama de momentos se halla el acero requerido. Estos momentos son resistidos por la viga de cimentación VCP.

El peralte de la viga se pre-dimensiona con:

$$d = \sqrt{\frac{Mu(+)}{\phi * fy * \rho * b(1 - 0.59 * \rho * \frac{fy}{fc})}}$$

Usar la cuantía $\rho = 0.004$

Con el peralte de la viga bw x d se calcula el acero de viga.

Con el momento máximo negativo se halla el acero negativo.

Con el momento positivo se halla el acero positivo.

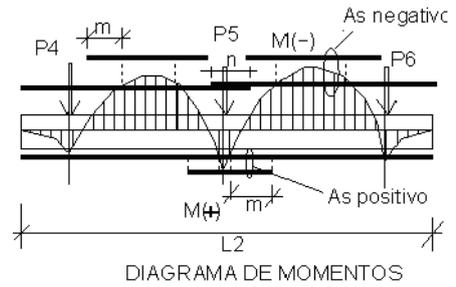
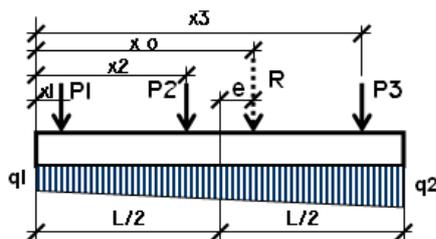


Fig. 11. Diagrama de momentos en cimentación continua.

En la dirección transversal se modela como viga en voladizo:

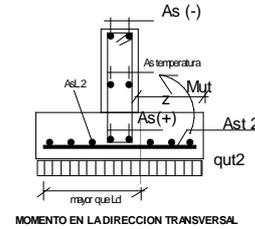


Fig. 12. Sección transversal de zapata corrida y momento actuante en la dirección transversal.



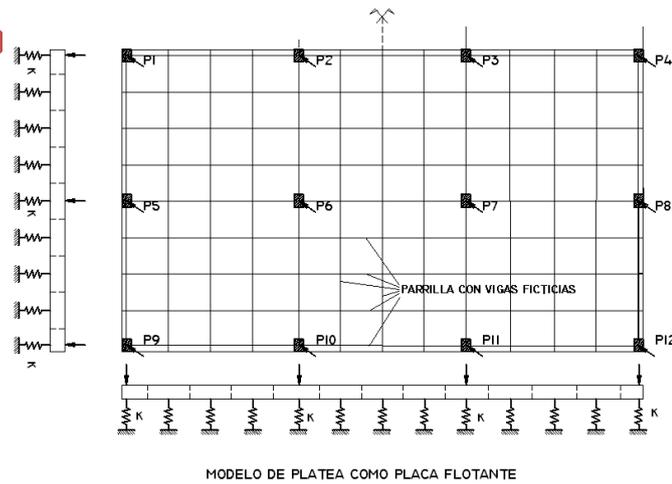
Fig. 13. Zapatas corridas en edificación Panadería Don Beny en Chiclayo.

7. PLATEA DE CIMENTACION.- Es una losa de concreto armado, que ocupa todo el área del terreno de la edificación. Tiene armadura en el lecho superior e inferior de la losa y en dos direcciones.

EL MODELO ESTRUCTURAL.- Existen modelos como viga continua y modelo como placa flotante.

7.1 MODELO COMO PLACA FLOTANTE.- Un modelo suficientemente correcto, consiste en calcular la losa, como placa flotante sobre apoyos elásticos, en la que el apoyo elástico está constituido por resortes o muelles, a los que hay que asignarle una constante elástica. La constante del resorte se obtiene multiplicando el coeficiente de balasto por la sección de la columna.

La placa a su vez se sustituye por un emparillado, sobre apoyos elásticos equivalente. La parilla está formada por una retícula vigas ficticias, en dos direcciones.



7.2 MODELO COMO VIGA CONTINUA.- Consiste en seccionar la placa de tal manera que se comporte como zapata combinada en ambas direcciones. La tarea consiste entonces en calcular los esfuerzos que se producen debajo de cada columna, por acción de las cargas y momentos.

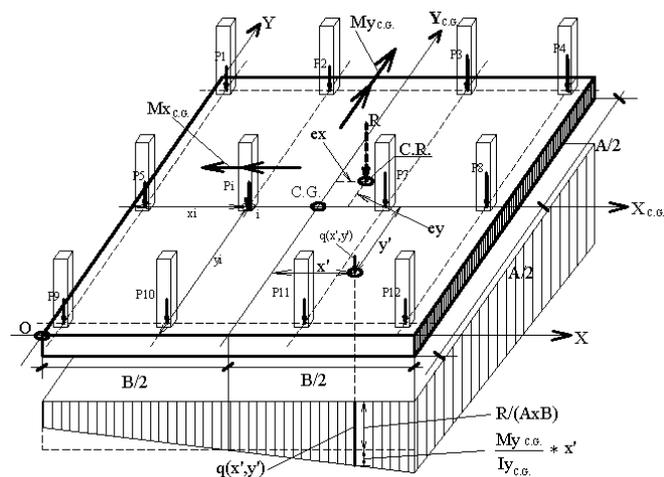


Fig. 14. Elementos de la placa de cimentación.

Hay que chequear los esfuerzos transmitidos al suelo. Calcular el esfuerzo $q(x,y)u$ que producen las cargas de las columnas mayoradas (P_i), debido a que se va a calcular el concreto y el acero.

$$X_R = (\sum P_i * x_i)u / (\sum P_i)u$$

$$Y_R = (\sum P_i * y_i)u / (\sum P_i)u$$

Las excentricidades respecto al centro de gravedad de la cimentación AxB valen:

$$e_x = X_R - X_{cg}$$

$$e_y = Y_R - Y_{cg}$$

X_{cg}, Y_{cg} = coordenadas de los centros de gravedad

-Se calculan los esfuerzos sobre el suelo $q(x',y')$:

$$R_u = \sum P_u$$

$$Area = A * B$$

$$M_{xu} = R_u * e_x$$

$$M_{yu} = R_u * e_y$$

$$I_x = B * A^3 / 12$$

$$I_y = A * B^3 / 12$$

$$q(x', y')u = \frac{R_u}{Area} \pm \frac{M_{xu} * y'}{I_x} \pm \frac{M_{yu} * x'}{I_y} \quad \dots(25)$$

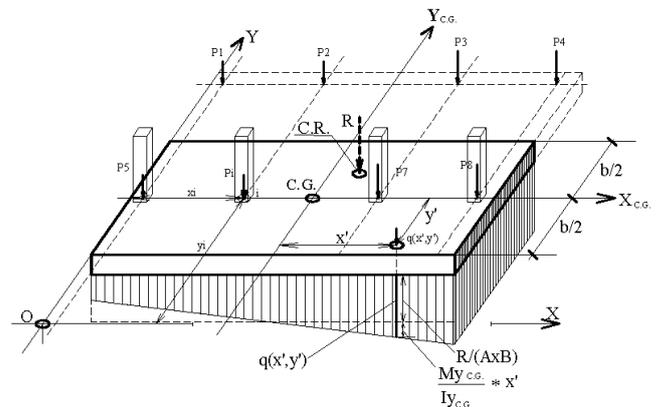


Fig. 15. Modelo de placa como viga continua. Esfuerzos en una franja de columnas.

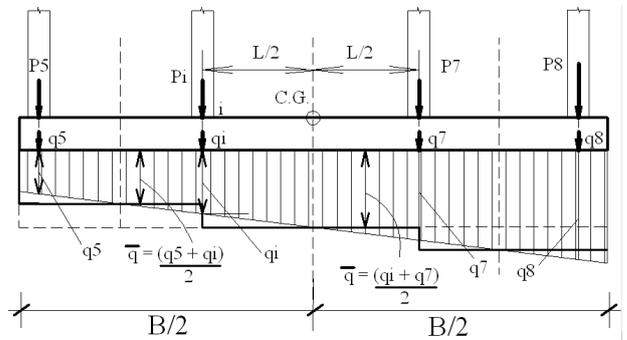


Fig. 16. Diagrama de esfuerzos promedio, bajo las columnas, para placa como viga continua. Caso de placa normal.

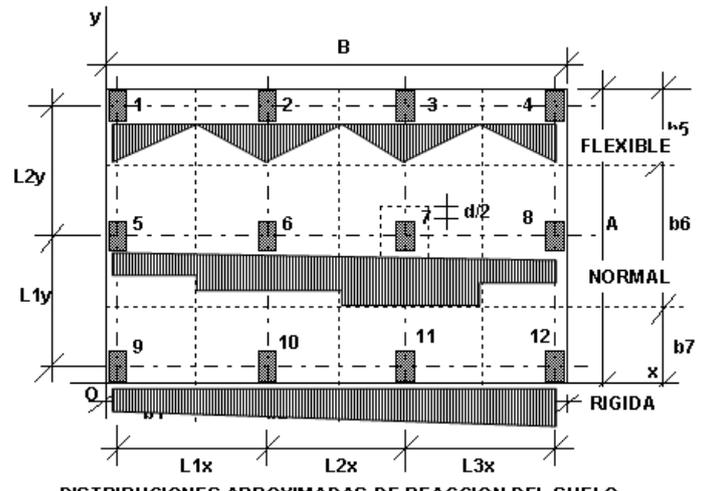
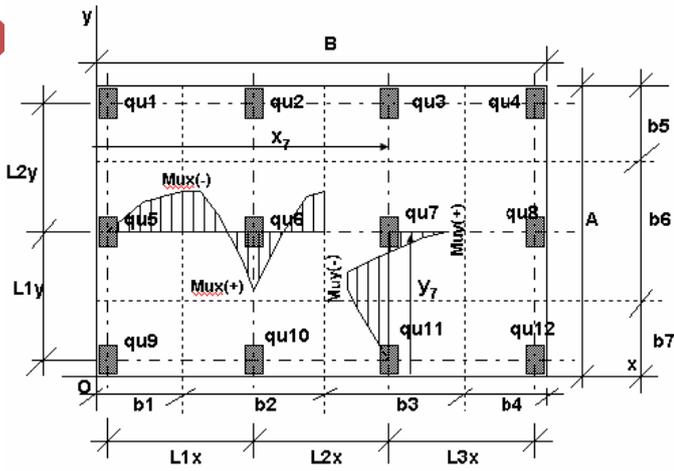


Fig. 17. Tipos de distribución de esfuerzos en plateas.

-Con la ecuación (25), calculamos los esfuerzos e las coordenadas correspondientes al eje cada columna.



ESFUERZOS ULTIMOS Y MOMENTOS

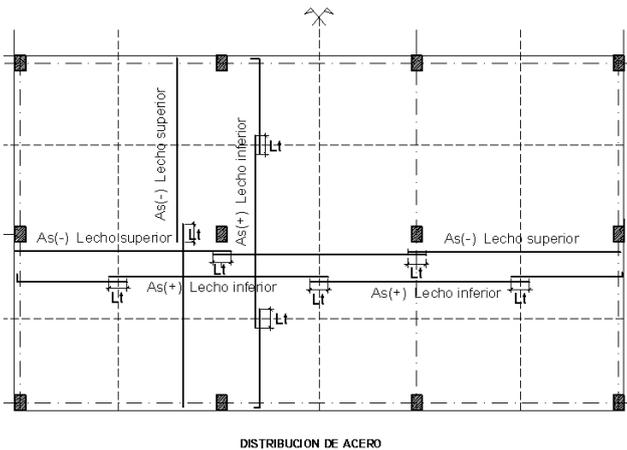
Fig.18. Diagrama de momentos flectores en dos direcciones.

Con los esfuerzos q_u , calculamos los momentos actuantes mayorados, y calculamos los aceros con las fórmulas correspondientes:

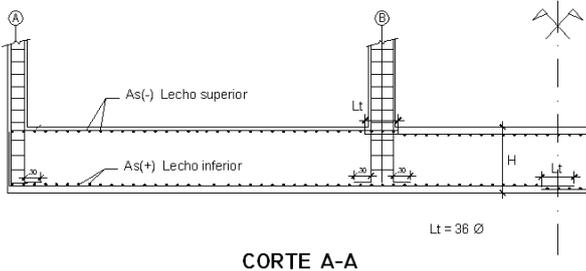
$$A_s = M_u / [\phi f_y (d-a/2)],$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f_c b)$$

Ubicar adecuadamente los traslapes, según el diagrama de momentos.



DISTRIBUCION DE ACERO



CORTE A-A

Fig. 19. Esquema estructural de una platea de cimentación



Fig. 20. Platea de cimentación de la Sede central de las fiscalías de Lambayeque.



Fig. 21. Sede central de las fiscalías de Lambayeque. Perú.

ANEXO

A. ZAPATA AISLADA.-

Tabla ZA-01.

Peso de zapata aislada, como porcentaje de la Carga de servicio

$$P_{zapata} = \% \times P_{servicio} / 100$$

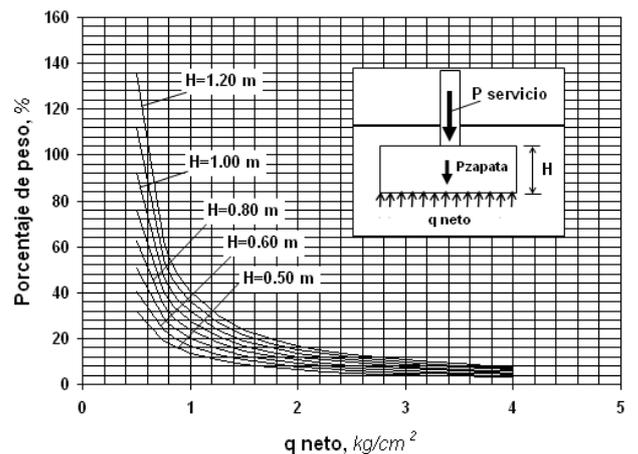
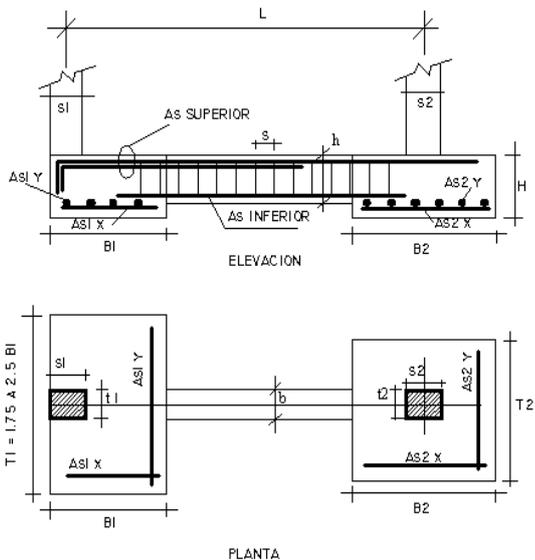


Fig.ZA-01. Peso de zapata aislada como porcentaje de la carga de servicio.

B. ZAPATAS CONECTADAS.-



q neto = 2.00 kg/cm²

N	L (m)	B1x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.34x0.67	0.67x0.67	0.11	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.45x0.91	0.89x0.89	0.83	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.56x1.15	1.11x1.11	2.29	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
2	3	0.67x1.38	1.33x1.33	4.73	30x35	4ø 1/2"	3ø 1/2"
	4	0.47x0.98	0.94x0.94	1.08	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.63x1.32	1.25x1.25	3.67	25x30	4ø 1/2"	2ø 1/2"
3	3	0.79x1.66	1.56x1.56	8.47	25x40	4ø 5/8"	3ø 1/2"
	4	0.95x2.01	1.87x1.87	16.13	30x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
	6	1.16x2.50	2.28x2.28	31.53	30x65	6ø 3/4"	3ø 5/8"
4	3	0.58x1.22	1.15x1.15	2.57	25x30	3ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.77x1.65	1.52x1.52	7.72	25x40	4ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	0.97x2.00	1.90x1.90	16.97	25x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
5	3	0.67x1.43	1.32x1.32	4.45	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.89x1.93	1.75x1.75	12.67	25x45	5ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.12x2.44	2.19x2.19	27.25	30x60	6ø 3/4"	2ø 3/4"
6	3	1.34x2.94	2.62x2.62	49.46	30x70	5ø 1"	2ø 3/4"
	4	0.75x1.62	1.47x1.47	6.64	25x40	3ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.00x2.19	1.95x1.95	18.38	25x55	4ø 3/4"	3ø 5/8"
7	4	1.25x2.76	2.43x2.43	38.96	30x60	5ø 1"	2ø 3/4"
	6	1.50x3.33	2.92x2.92	70.88	30x80	6ø 1"	3ø 3/4"

C. ZAPATAS CORRIDAS O CONTINUAS.-

TABLA ZC-01

q neto = 0.85 kg/cm²

N	L (m)	B1x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.51x1.07	1.02x1.02	0.66	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.69x1.44	1.35x1.35	2.12	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.86x1.82	1.69x1.69	4.78	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	1.03x2.19	2.02x2.02	9.00	30x50	5ø 1/2"	4ø 1/2"
2	3	0.73x1.57	1.43x1.43	2.54	25x35	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.97x2.12	1.90x1.90	7.07	25x40	3ø 5/8"	3ø 1/2"
	5	1.21x2.67	2.36x2.36	16.04	25x50	5ø 5/8"	2ø 5/8"
3	3	1.40x3.22	2.83x2.83	27.41	30x55	6ø 3/4"	3ø 5/8"
	4	0.89x1.98	1.73x1.73	5.10	25x40	4ø 1/2"	3ø 1/2"
	5	1.19x2.67	2.30x2.30	13.61	25x50	5ø 5/8"	2ø 5/8"
4	5	1.49x3.37	2.87x2.87	28.38	30x60	6ø 3/4"	3ø 5/8"
	6	1.78x4.07	3.44x3.44	51.12	30x65	6ø 1"	3ø 3/4"

q neto = 1.25 kg/cm²

N	L (m)	B1x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.42x0.87	0.84x0.84	0.39	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.57x1.17	1.12x1.12	1.48	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.71x1.47	1.40x1.40	3.55	25x35	3ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	0.85x1.78	1.68x1.68	6.88	30x45	4ø 1/2"	4ø 1/2"
2	3	0.60x1.26	1.18x1.18	1.82	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.80x1.71	1.57x1.57	5.40	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	1.00x2.15	1.96x1.96	11.81	25x50	4ø 5/8"	3ø 1/2"
3	3	1.20x2.59	2.35x2.35	21.87	30x55	5ø 3/4"	3ø 5/8"
	4	0.73x1.58	1.44x1.44	3.86	25x40	3ø 1/2"	3ø 1/2"
	5	0.98x2.14	1.91x1.91	10.74	25x50	4ø 5/8"	2ø 5/8"
4	3	1.22x2.70	2.39x2.39	22.82	25x55	5ø 3/4"	3ø 5/8"
	4	1.47x3.26	2.86x2.86	41.57	30x65	5ø 1"	3ø 3/4"
	5	1.70x3.84	3.28x3.28	64.77	30x75	6ø 1"	3ø 3/4"

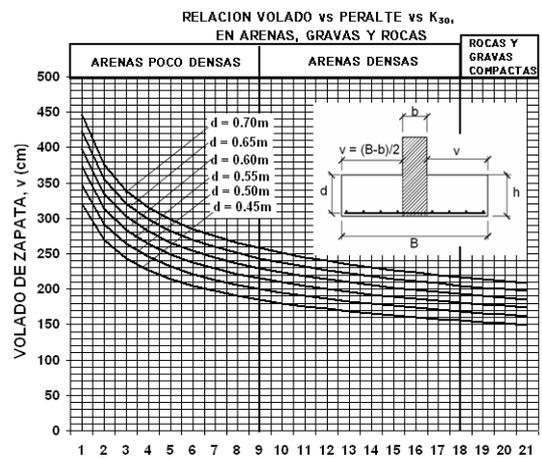


Fig. ZCC-01.
Ing. W. Rodriguez S.

RELACION VOLADO vs PERALTE vs K₃₀ EN ARCILLAS

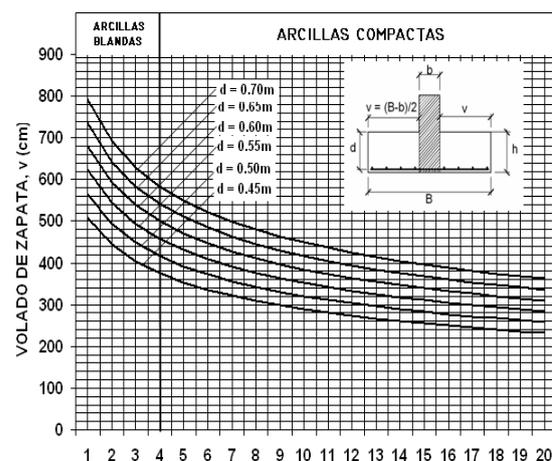


Fig. ZCC-02.
Ing. W. Rodriguez S.

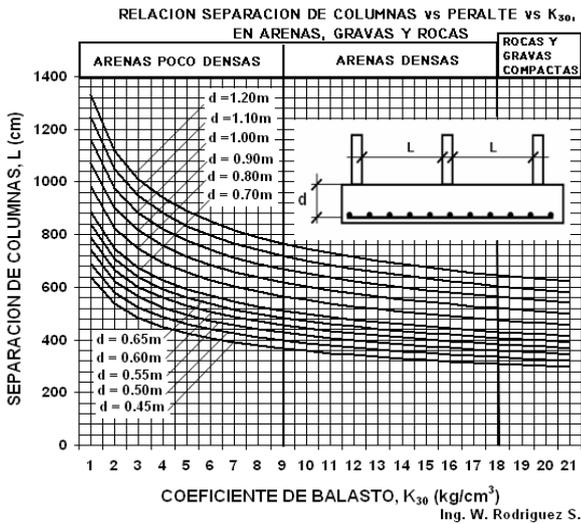


Fig. ZCC-03.

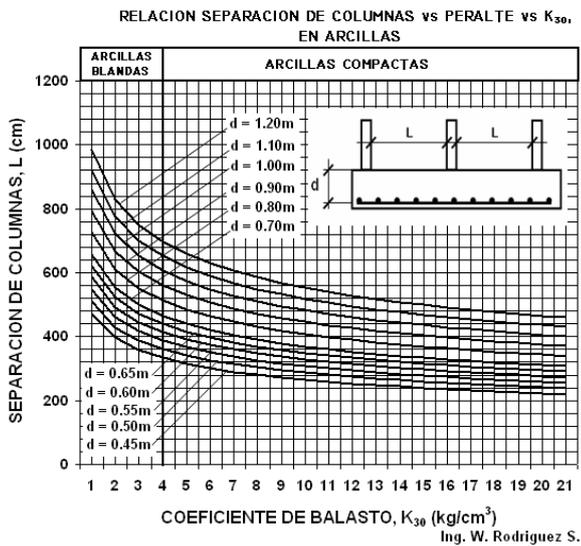


Fig. ZCC-04.

EL PROCESO CONSTRUCTIVO.-Se debe considerar el aspecto constructivo en el diseño de cimentaciones. Hay problemas éticos, legales y de calidad profesional del diseñador, cuando ocurre un accidente o falla en la obra. Por ello, es necesario conocer la responsabilidad del diseñador y del constructor, o del diseñador estructural respecto a los demás profesionales (sanitarios, mecánico-eléctricos).

Es peligroso excavar sin soportes. A veces la edificación vecina es de adobe, y su nivel de cimentación es más alto que la nueva cimentación. Si falla la edificación vecina, ¿la responsabilidad es del constructor, del diseñador o del que hizo el estudio de suelos?

La presencia de napa freática en una edificación con sótano obliga a colocar obras de drenaje. A quién le corresponde esta decisión, ¿al ingeniero sanitario, al diseñador estructural o al constructor?. Hay que colocar impermeabilizantes, water-stop, cementos hidráulicos, etc.

Respecto a las excavaciones para las cimentaciones y ademes, Peck, Hanson y Thornburn, en el libro "Ingeniería de Cimentaciones", página 205, afirman lo siguiente: **"Ordinariamente, el ingeniero especialista en cimentaciones no se encarga de elegir el equipo de**

excavación en un lugar dado, ni de diseñar el apuntalamiento, si se necesita. Se considera que esta operación corresponde al contratista. Sin embargo, generalmente es obligación del ingeniero aprobar o recusar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el proyecto del apuntalamiento".

A. CALZADURA.-

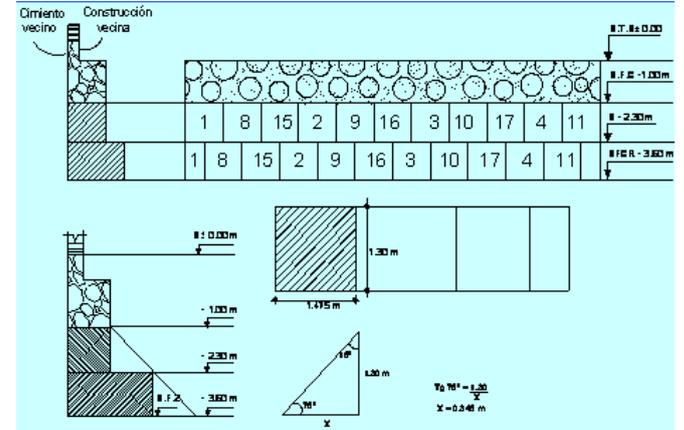


Fig. 22. Calzadura según el Ing. G. Delgado Contreras.



Fig. 23. .Detalle de ejecución de calzadura, previo a la excavación de cimentaciones.



Fig. (24). Excavación alternada para hacer calzadura en la edificación vecina al proyecto nuevo.

B. EXCAVACION ALTERNADA

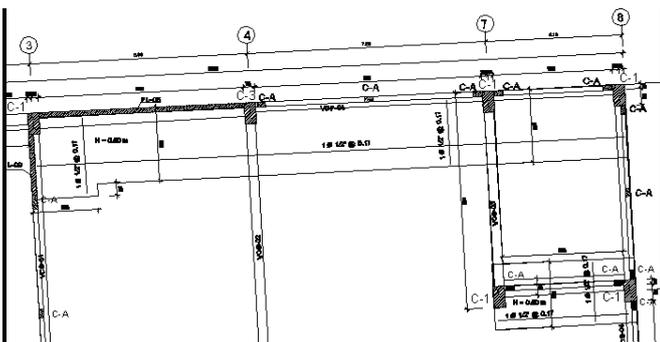


Fig. 25. Plano de cimentación de un Albergue en Pimentel. Se debe construir una zapata continua, que colinda con una construcción existente.

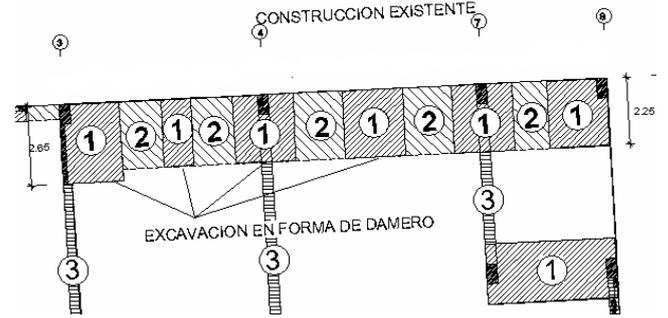


Fig. 26. Especificación del proceso constructivo a realizar en el Albergue, debido a la existencia de construcción vecina, para no dañar la edificación vecina.



Fig. 27. Colocación de armadura de cimentación por tramos, por edificación de adobe vecina. Proyecto: Hostal Camgo en Chiclayo.



Fig. 28. Concreto vaciado en cimentación por tramos, por edificación de adobe vecina. Proyecto: Hostal Camgo en Chiclayo.

C. DRENAJE.- Es importante, cuando hay que evitar la infiltración del agua freática en sótanos, por ejemplo. Se colocan debajo y alrededor de la cimentación, colocando tubos, rodeados de material granular, los cuales son conducidos a una cámara de evacuación de las aguas.



Fig. 29. Colocación de sistema de drenaje, antes y debajo de la cimentación. Proyecto: Sede Central de las Fiscalías del Distrito Judicial de Lambayeque. Chiclayo.



Fig. 30. Detalle del sistema de drenaje.

D. CIMENTACION.-



Fig. (17). Platea de cimentación de la Sede central de las fiscalías de Lambayeque.



Fig. 31. Sede central de las fiscalías de Lambayeque.

9. La Inspección de los proyectos diseñados.- Es importante inspeccionar la construcción de los proyectos diseñados, aun cuando no estemos contratados para ello, para detectar posibles fallas en la colocación de armaduras, mejorar el proyecto, subsanar alguna omisión en el diseño o en la construcción, o para rectificar algún error de diseño. Todo proyecto es perfectible y el diseñador tiene ingerencia y autoridad, para detener una construcción o cambiar las secciones y armaduras de los elementos estructurales, hasta antes del vaciado del concreto de la estructura. La función del diseñador estructural y de cimentaciones, no termina con la entrega de planos.



Fig. 32. Inspección de la cimentación de la Iglesia del Movimiento Misionero Mundial en Chiclayo.



Fig. 33. Socavación local en pilar de puente con pilotes.



Fig. 34. Colocación de caisson (cimentación profunda) para pilar de puente.



Fig. 35. Fondo del caisson del Puente Pítipo, Ferreñafe, Perú, ejecutándose el ensayo de SPT.



Fig. 36. Grupo de pilotes pre-fabricados, para la cimentación del Poder Judicial de Chiclayo. Perú.



Fig. 37. Cimentación circular de tanque Elevado de Ciudad Eten, Lambayeque, Perú.

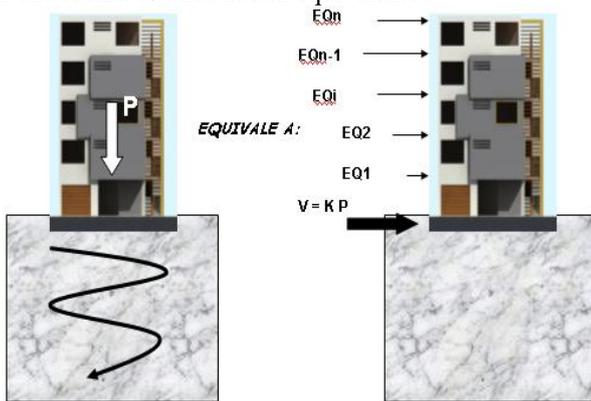
EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO

1. Objetivo.- Se presentan las consideraciones básicas, que se deben tener en cuenta para el diseño estructural, de una edificación de concreto armado.

2. El análisis sísmico.- Los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de edificios sismorresistentes se clasifican en:

- Análisis estático
- Análisis dinámico.

En el análisis estático, se usa el *Método de la Fuerza lateral equivalente*, que consiste en reemplazar la fuerza sísmica por una fuerza estática lateral equivalente:



Existen cuatro etapas que son:

1. Cuantificar el cortante basal V: Calcular el valor numérico de la fuerza que actúa en la base.
2. Distribuir la fuerza total en cada piso: Calcular la fuerza EQ_i que va en cada piso.
3. Resolver la estructura: Calcular las fuerzas en cada viga y columna.
4. Diseñar los elementos estructurales: Calcular el acero y el concreto de las vigas, columnas, cimentación, placas, con las fuerzas de cada elemento.

Se cuantifica V con:

$V = K * P$, siendo P el peso total de la edificación.

En el Perú se usan las Normas Peruanas de estructuras, según éste K se calcula con:

$$K = (ZUSC/R)$$

Z = Factor de zona

U = Factor de uso e importancia

S = Factor de suelo

C = Factor de amplificación sísmica

R = Coeficiente de reducción de solicitación sísmica

P = Peso total de la edificación

Para un edificio aparcado, de oficinas de 6 niveles, en la costa Norte del Perú, con luces de vigas que varían entre 5m y 6m, para un suelo compresible K vale 0.175. El coeficiente

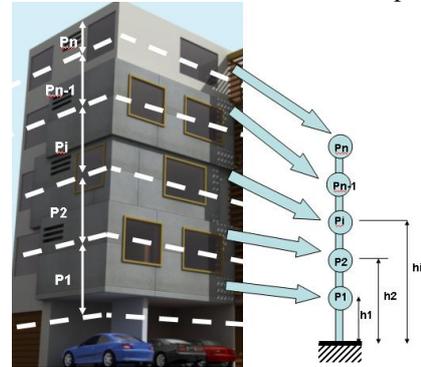
sísmico suele cambiar conforme los sismos que se presentan, nos indican que debe aumentar.

Determinar el coeficiente sísmico de acuerdo a sus variables. Para este trabajo considerar las especificaciones sísmicas de oficinas.

3. El peso de la edificación (P).-

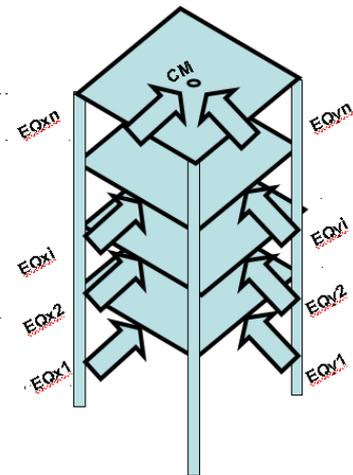
En edificaciones para viviendas, hoteles y oficinas, se usará el 25 % de la carga viva.

Las masas se asumen concentradas en los entrepisos:



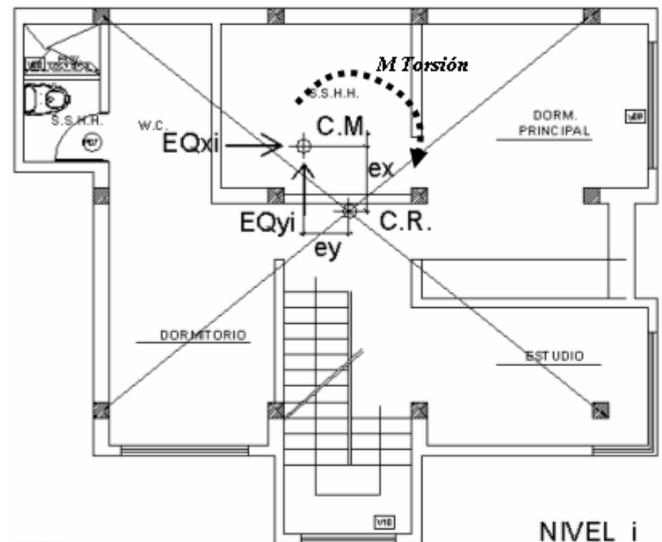
La fuerza en cada piso se calcula con:

$$EQ_i = [P_i * h_i / (\sum P_i * h_i)] * V$$



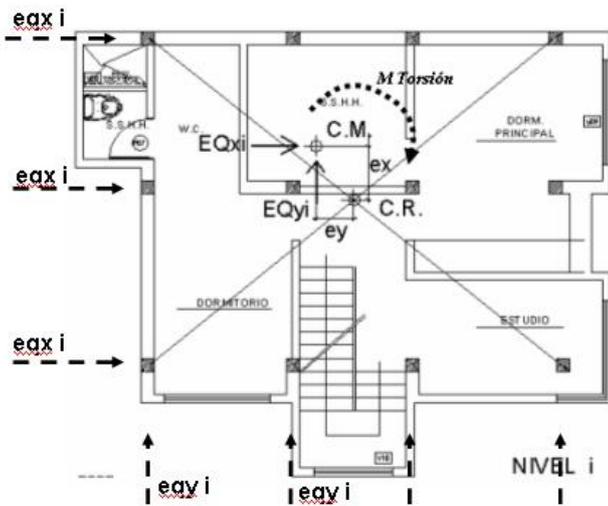
Hay que aplicarla en ambas direcciones X e Y.

Si el Centro de masas no coincide con el Centro de rigidez, se produce un Momento torsor.

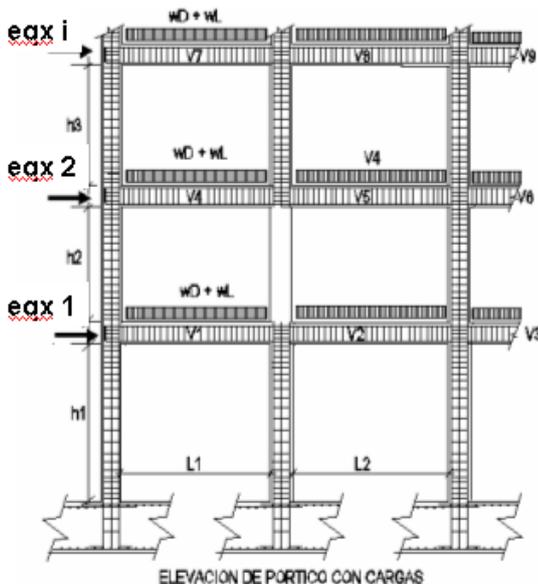


La fuerza sísmica de cada piso se reparte proporcionalmente a la rigidez (D_i) de cada columna, de cada piso. De tal manera que cada columna soportará igual cortante $(D_i/\Sigma D) * EQ_{xi}$, en la dirección X.

Para la gráfica que se muestra, si las D son iguales y se tienen 3 pórticos en la dirección X (en la figura) y 4 pórticos en la dirección Y, cada columna soportará $EQ_{xi}/(4*3)$ del sismo en esa dirección en el piso i . Cada pórtico en la dirección X soportará $eq_{xi} = 4*EQ_{xi}/(4*3) = EQ_{xi}/3$, y en la dirección Y soportará $eq_{yi} = 3*(EQ_{yi}/4*3) = EQ_{yi}/4$, ambos en cada piso i .



4. Las cargas muerta y viva.- Además hay que cuantificar las cargas muerta y viva del edificio. Recordar para verificar los cálculos, que el peso aproximado, de 1 m^2 de construcción varía entre 1 a 1.2 ton/m^2 .

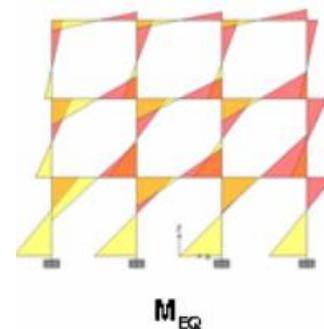
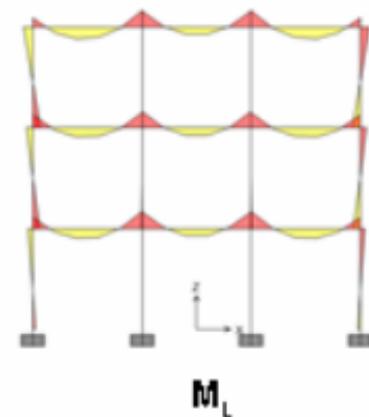
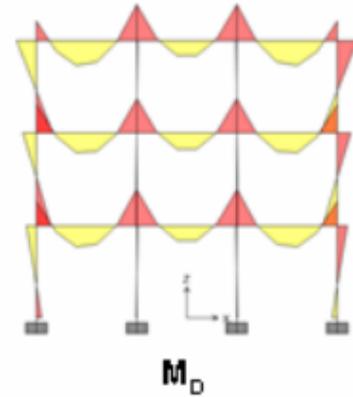


5. Resolución de la estructura.- Para resolver este pórtico se usan métodos que se basan en la teoría elástica. Existen métodos matriciales de resolución, que se han desarrollado en programas de cómputo como:

- Structural Analysis Program, llamado SAP-80, SAP-90, SAP 2000. USA.

- ETABS. Extended three dimensional analysis of building systems. USA.
- PAEM. Programas de estructuras. Mexicano.
- Analysis. Computer analysis of structural systems. Belga.
- PPLAN-6R, PPLANW. Argentino.
- Turbo Structure. Español.
- AMET. Peruano.

También cada diseñador puede usar lenguajes de programación (Turbo C, C++, Visual C, Qbasic, Visual Basic), para desarrollar sus propios programas de estructuras.



6. Diseño de elementos estructurales.-

Para el diseño de vigas, columnas, aligerados, placas, etc. se usan los valores de las fuerzas que actúan sobre el pórtico ya resuelto. Existen dos métodos:

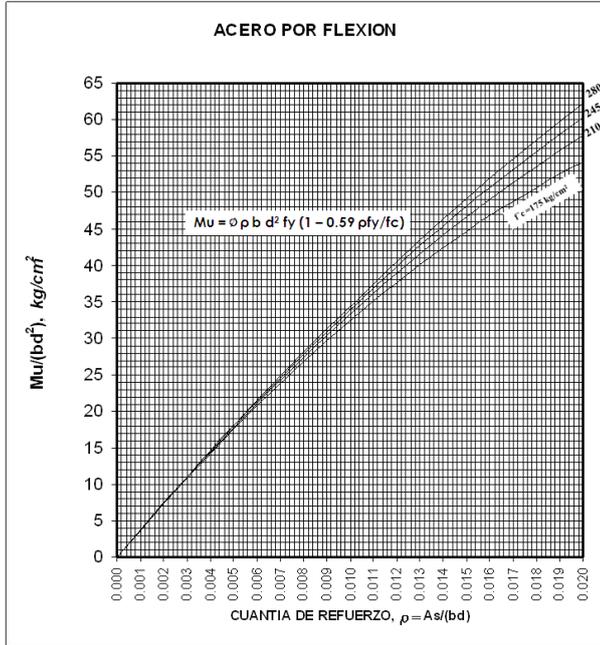
- Diseño por esfuerzos de trabajo.
- Diseño por resistencia última o rotura.

$$M_u = 0.75 * (1.4 M_D + 1.7 M_L + 1.87 M_{EQ})$$

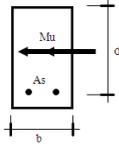
Para calcular el acero de vigas, por el método de la rotura, se usan las ecuaciones:

- $A_s = M_u / [\phi f_y (d - a/2)]$
- $a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Estas ecuaciones del acero para vigas se pueden representar en gráficas como se muestra a continuación:



Ejemplo:
 $M_u = 993.000 \text{ kg-cm}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 25 \text{ cm}$
 $d = 45 \text{ cm}$
 $M_u / (b d^2) = 19.6 \text{ kg/cm}^2$
 De la gráfica:
 $\rho = 0.00555$
 Luego:
 $A_s = \rho b d$
 $A_s = 0.00555 \times 25 \times 45 \text{ cm}^2 = 6.24 \text{ cm}^2$

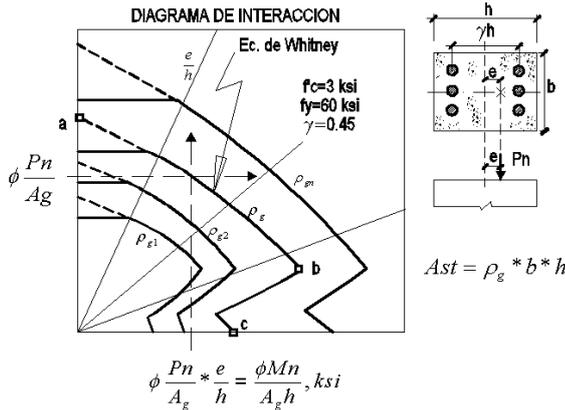


$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.85 f'_c (d - a/2)}$$

Ing. W. Rodríguez S.

Para el diseño de columnas se usan los diagramas de interacción.



7. Las reglas de diseñadores.- La sección de acero requerida es directamente proporcional al momento flector, por tanto debe usarse el diagrama de momentos, como un diagrama a escala de áreas de acero requeridas. Esto se demuestra así:

$$\Sigma M_{c-c} = 0$$

$$(M + dM) - M + T * z - (T + dT) * z = 0$$

$$dM - dT * z = 0$$

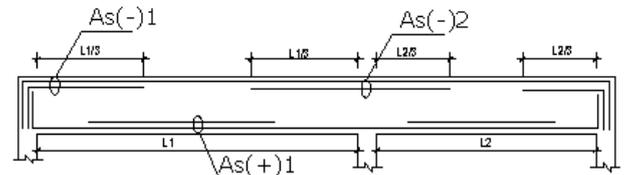
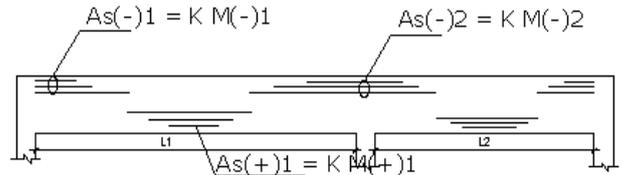
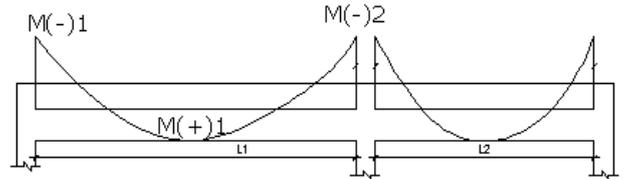
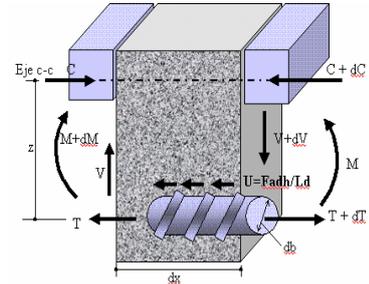
$$dT = (dM) / z$$

$$dT = dA_s * f_y$$

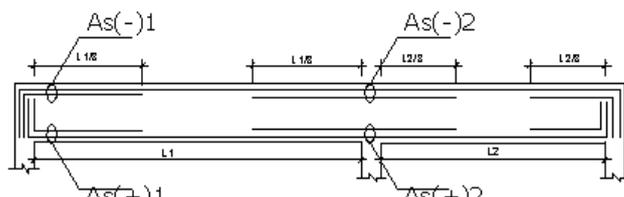
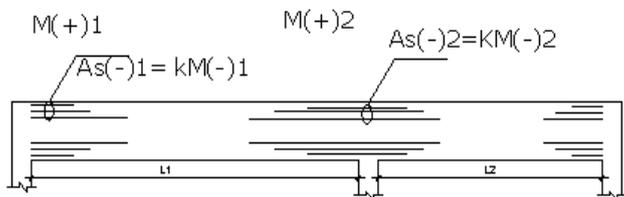
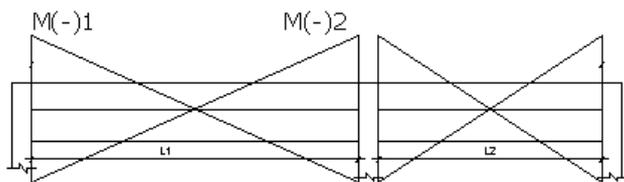
$$A_s = M / (f_y * z)$$

Si z es aproximadamente constante, la ecuación anterior nos indica que el diagrama de momentos flectores, representa a

escala el diagrama de aceros. Winter y Nilson dan recomendaciones prácticas de cortes de varillas de acero. En este trabajo se harán cortes a L/3 para ambas vigas: VP y VS.



VIGA PARA CARGAS MUERTA Y VIVA



VIGA PARA ENVOLVENTE DE SISMO

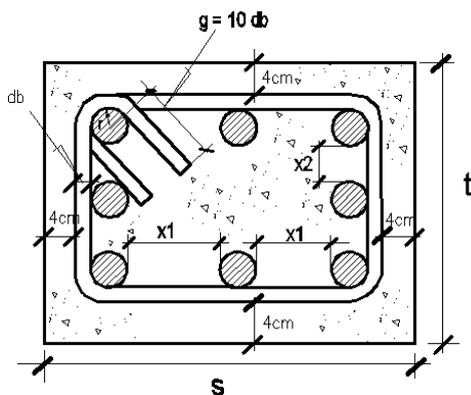
8. Los Reglamentos de diseño.-

Para colocar los aceros en los planos, se deben cumplir las especificaciones de hormigón dadas por los reglamentos de cada país:

- Building Code Requirements for Structural Concrete**, que publica el American Concrete Institute (ACI), especialmente la Norma ACI318. Americano.
- California Building Code. (Código de California)
- Eurocódigo 2. España
- British standar, BS8110 97. Inglaterra.
- Chinese 2002.
- Indian IS 456-2000
- Italian DM 14-2-92
- Reglamento Nacional de Edificaciones. Peruano.

Disposiciones especiales para columnas sujetas a flexocompresión que resisten fuerzas de sismo:

- La resistencia especificada del concreto $f'c$ no será menor que 210 kg/cm^2
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero Grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm^2).
- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm .
- La relación de la distancia menor a la mayor de la sección transversal de las columnas no será menor que 0.4 .
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06 . Cuando la cuantía exceda de 0.04 los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura.
- El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, y 6 barras en caso de que se usen espirales.



$$t \geq 0.4 s$$

$$x1, x2 \leq 15 \text{ cm}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06, \quad \rho = A_s / (s \cdot t)$$

Considerar las especificaciones dadas para pórticos dúctiles dadas al final.

9. Memoria de cálculo.-

Debido al uso extendido de la computadora, se suelen presentar los cálculos, especificaciones y planos en diversos programas, así por ejemplo:

1. Predimensionado (Excel)
2. Coeficiente sísmico (Excel)
3. Metrado de cargas (Excel)
4. Determinación del cortante basal (Excel)
5. Fuerza sísmica por nivel (Excel)
6. Fuerza sísmica por pórtico (Excel)
7. Carga muerta por pórtico (Excel)
8. Carga viva por pórtico (Excel)

9. Pórticos a resolver por carga muerta, viva y sismo (Autocad)
10. Resolución de pórticos (SAP)
11. Diagrama de momentos (SAP)
12. Diagrama de cortantes (SAP)
13. Diagrama de axiles (SAP)
14. Envolvente de momentos (SAP)
15. Envolvente de cortantes (SAP)
16. Envolvente de axiles (SAP)
17. Diseño de vigas "principales": Flexión y cortante (Excel)
18. Diseño de vigas "secundarias": Flexión y cortante (Excel)
19. Diseño de columnas: flexocompresión (Excel)
20. Plano de Aligerado (Autocad)
21. Plano de vigas principales (con aceros) (Autocad)
22. Plano de vigas secundarias (con aceros) (Autocad)
23. Plano de columnas (Autocad)
24. Metrado y presupuesto (Excel).
25. Especificaciones técnicas de construcción (Word).

10. Especificaciones Técnicas a colocar en los planos de estructuras.-

Deben contener:

- El $f'c$ del solado, cimientos y sobrecimientos corridos.
- El $f'c$ del concreto de cada elemento estructural.
- El f_y del acero a usar.
- El sistema estructural: aporticado, placas, dual.
- Los valores de los parámetros sísmicos de diseño usado: Z, U, S, C, R.
- Desplazamientos absolutos y relativos en ambas direcciones.
- Recubrimientos de concreto del acero.
- Traslapes del acero de vigas, columnas y placas.
- Especificaciones del ladrillo a usar.
- Longitudes de ganchos del acero longitudinal y de estribos.
- Procedimiento de excavación, por el peligro de derrumbes, y daño a las edificaciones vecinas, o a los que realizan la excavación. Ejemplo: *Hacer calzaduras y excavar en forma de damero*. (Importante para deslindar responsabilidades con el que hace el estudio de suelos).
- Procedimiento constructivo. (Se diseñan pórticos o arcos continuos, que a veces son llenados parcialmente).
- Capacidad portante del suelo.
- Nivel de cimentación. Este puede ser cambiado por el diseñador, a otro más profundo, para dar más seguridad a la obra.
- Nivel freático.
- Resumen del estudio de suelos y nombre del responsable. (Importante para fijar límites entre la responsabilidad del Ing. Estructural y el de Suelos).
- Si no hay estudio de suelos, colocar una nota exigiendo la realización del mismo.
- Tipo de cemento a usar, y si hay agresión de elementos químicos por efecto del suelo.
- Colocación de impermeabilizantes, aditivos, water-stop, para evitar el paso del agua, especialmente en sótanos, en la unión platea-muro de contención. Siempre se va a presentar el fenómeno de El Niño.
- Colocación de drenaje, en obras ubicadas en zonas inundables, o con nivel freático alto.
- Proporción del mortero de la junta.
- Sobrecargas de diseño.
- Tiempos de remoción de encofrados.
- Ensayos a realizar de concreto, acero, madera, ladrillos y muros.
- Especificaciones de los agregados.

- Especificaciones de compactación del terreno.
- Especificaciones del uso de geotextiles.
- Especificaciones de madera.
- Especificaciones de acero.
- Especificaciones de pinturas.
- Especificaciones de soldadura.
- Reglamentos a cumplirse durante la construcción: **Building Code Requirements for Structural Concrete**, específicamente la norma del ACI 318, Normas peruanas de estructuras, Reglamento Nacional de Edificaciones.

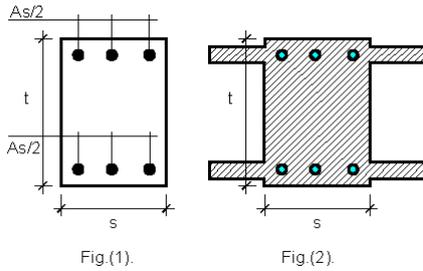
11. Los productos y las marcas del mercado.- No se confíe a primera vista, en todos los productos que ofrecen las marcas del mercado. Hay experiencias de llenado de concreto con mixer, que no impermeabilizan lo prometido por los que ofrecen el producto, la aparición considerable de muchas grietas en los aligerados, y cangrejeras en las placas, que después son justificadas, desde por la cantidad de estribos de las vigas que impiden la sedimentación de los agregados, hasta por la dirección en que sopla el viento. Normalmente cuando esto ocurre, no asumen la responsabilidad de demoler la estructura y suelen repararla con materiales epóxicos, sin presentar ensayos de verificación de resistencia a la tracción, cuando lo correcto es entregar un producto de primera calidad, y no un elemento estructural reparado. Los productos que aminoran el peso de los ladrillos del aligerado, y que son justificadas por ingenieros de renombre en nuestro país, no mencionan que hay que colocar mallas de gallinero, porque no se adhiere el concreto durante la colocación del cielo raso, ni que el personal que construye, durante la colocación de aceros, tuberías y accesorios, aplastan el producto, y el espesor de losa superior de concreto a llenar, aumenta, produciéndose pérdidas económicas.

DISEÑO DE COLUMNAS

A. MARCO TEORICO.-

Son miembros sujetos a cargas axiales y momentos provenientes de carga directa o rotación de sus extremos. A partir de un estudio hecho por el Comité del ASCE-ACI, de 1970 sobre columnas, se estimó que el 90 % de las columnas contraventeadas y el 40 % de las columnas no contraventeadas, pueden diseñarse como columnas cortas.

B. CARGA AXIAL EN EL ESTADO ELASTICO.-



Sección real = la de la Fig.(1).
 Sección bruta = $A_g = s * t$
 Área del acero = A_s
 Sección neta de concreto = $A_c = A_g - A_s$... (1)
 Sección transformada = $A_t =$ la de la Fig.(2).

Se cumplen las siguientes relaciones:

$$\epsilon_c = \epsilon_s$$

$$\frac{f'_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c$$

$$f_s = n f'_c \quad \dots(2)$$

$$A_s f_s = A_s (n f'_c) = (n A_s) f_c$$

$$A_s \text{ (de acero)} = n A_s \text{ (de concreto)} \quad \dots(3)$$

De la Ec.(3) se deduce que la sección de acero se puede transformar con una sección equivalente de concreto.
 De la Fig.(2) se obtiene:

$$A_t = A_c + A_s$$

Usando la expresión (3)

$$A_t = A_c + n A_s$$

Con la expresión (1):

$$A_t = A_g - A_s + n A_s$$

$$A_t = A_g + A_s(n - 1) \quad \dots(4)$$

Con lo que la carga axial resistente vale:

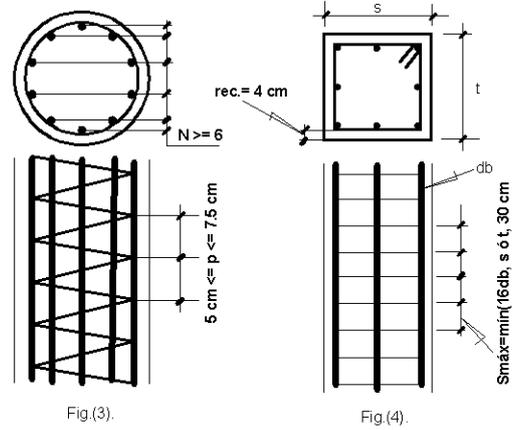
$$P = f'_c * A_t$$

$$P = f'_c * [A_g + A_s(n - 1)] \quad \dots(5)$$

C. TIPOS DE COLUMNAS.-

Existen dos tipos principales de columnas:

1. Columnas Zunchadas.- Fig.(3).
2. Columnas Estribadas.- Fig.(4).

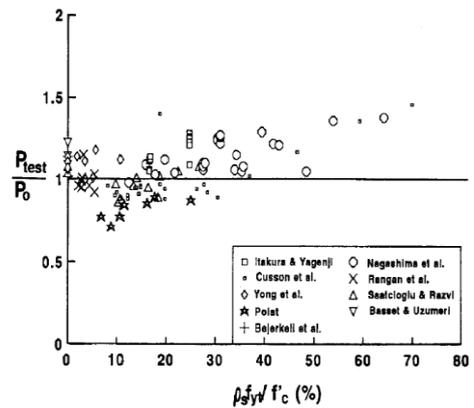


D. CARGA AXIAL EN EL ESTADO DE ROTURA.-

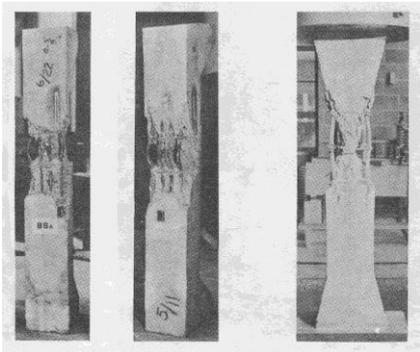
Experimentalmente se ha obtenido la siguiente expresión:

$$P'u = \phi(0.85 f'_c A_c + f_y A_s) \quad \dots(6)$$

$\phi = 0.70$, para columnas con estribos rectangulares
 $\phi = 0.75$, para columnas con espirales



El concreto se rompe por aplastamiento y deslizamiento hacia fuera a lo largo de planos inclinados.
 El acero longitudinal se pandea hacia fuera entre los estribos.



E. ESPECIFICACIONES DEL ACI.-

Disposiciones especiales para columnas sujetas a flexocompresión que resisten fuerzas de sismo:

-La resistencia especificada del concreto $f'c$ no será menor que 210 kg/cm²

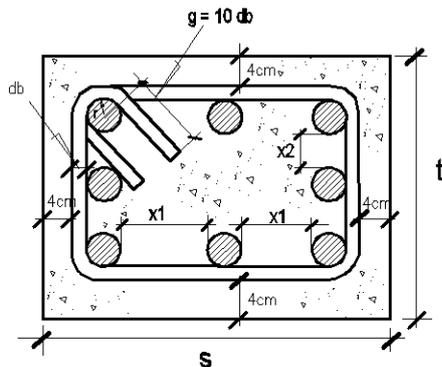
-La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero Grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm²).

-El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.

-La relación de la distancia menor a la mayor de la sección transversal de las columnas no será menor que 0.4.

-La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06. Cuando la cuantía exceda de 0.04 los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura.

-El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, y 6 barras en caso de que se usen espirales.



$$t \geq 0.4 s$$

$$x1, x2 \leq 15 \text{ cm}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06, \quad \rho = A_s / (s \cdot t)$$

F. TIPOS DE COLUMNAS SEGÚN SU ESBELTEZ.-

Columnas cortas.-

Aquellas cuyo análisis se hace solamente en función de la carga y momento último.

$$\frac{kLn}{r} \leq 22 \quad (\text{sin arriostramiento lateral}) \quad \dots(7)$$

k = Coeficiente de esbeltez. Se obtiene con el diagrama de Jackson y Morland.

L_n = altura libre de columna.

r = radio de giro en el sentido de la flexión = $\sqrt{I/A}$

$r = 0.3 s$ (sección rectangular)

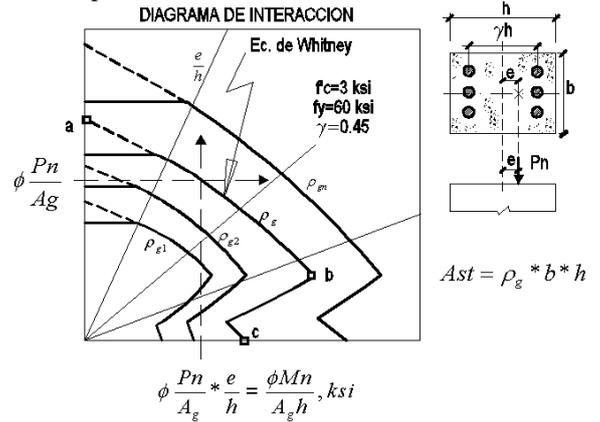
Columnas largas.-

Aquellas que en su análisis hay necesidad de considerar los efectos de esbeltez.

$$\frac{kLn}{r} > 22 \quad \dots(8)$$

G. DIAGRAMA DE INTERACCION.-

Representan la variación de los valores de carga y momento resistentes, para una determinada distribución de acero.



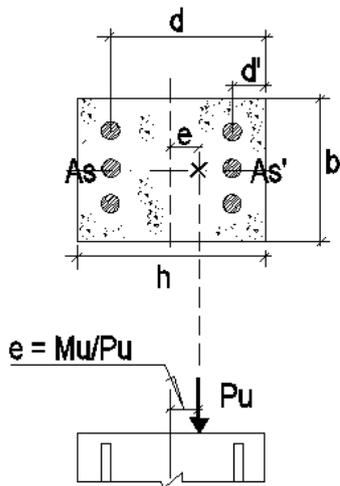
En la parte ab, la falla es a compresión; en la parte bc, la falla es a tracción.

Donde la falla es a compresión, o sea el momento es pequeño, se cumple la Ecuación de Whitney:

$$Pu = \phi \left[\frac{A's \cdot fy}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} + \frac{f'c \cdot b \cdot h}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1.18} \right]$$

...(9)

De esta ecuación se despeja $A_s = A's$.



Considerar las equivalencias:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 3000 \text{ lb/pulg}^2 = 3000 \text{ psi} = 3 \text{ ksi.}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 60\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 60\,000 \text{ psi} = 60 \text{ ksi.}$$

$$\# (\text{kg/cm}^2) = (\# \text{ kg/cm}^2) * 14.22 = (\# * 14.22) \text{ lb/pulg}^2 = \# * 14.22 \text{ psi.}$$

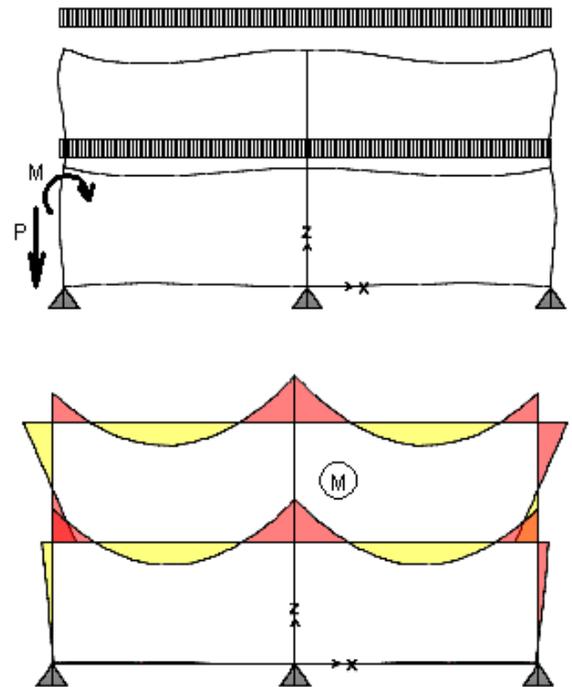
H. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS.-

Se cumple que: $\frac{kLn}{r} \leq 22$

1. Calcular $Pu/Ag = Pu/(b*h)$
2. Calcular $Mu/(Ag*h) = Mu/(b*h^2)$
3. Determine $\gamma = (h - 2*6) / h$
4. Con lo encontrado en (1) y (2) leer ρg del diagrama de interacción.
5. Encontrar el área de acero con:

$$Ast = \rho g * b * h$$

I. EJEMPLO DE CALCULO.-



$$PD = 25 \text{ ton-m}$$

$$PL = 6.25 \text{ ton}$$

$$MD = 5 \text{ ton-m}$$

$$ML = 2.4 \text{ ton-m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$bxh = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

$$Pu = 1.5 PD + 1.8 PL = 48.75 \text{ ton}$$

$$Mu = 1.5 MD + 1.8 ML = 11.82 \text{ ton-m}$$

$$1. \ Pu/(b*h) = 48750/(30 \times 35) = 46.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 46.4 * 14.22 \text{ lb/pulg}^2 = 659 \text{ psi} = 0.66 \text{ ksi}$$

$$2. \ Mu/(b*h^2) = 11.82 * 105 \text{ kg*cm} / (30 \times 35^2 \text{ cm}^3) = 30.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 30.6 * 14.22 \text{ lb/pulg}^2 = 435 \text{ psi} = 0.44 \text{ ksi}$$

$$3. \ \gamma = (35 - 12) / 35 = 0.65$$

4. Leemos en el diagrama de interacción:

$$\text{Para } \gamma = 0.60, \ \rho g = 0.03 \text{ y}$$

$$\text{Para } \gamma = 0.75, \ \rho g = 0.021$$

Interpolamos y calculamos ρg para $\gamma = 0.65$:

$$\rho g = 0.03 - [0.05 * (0.03 - 0.021) / 0.15]$$

$$\rho g = 0.027$$

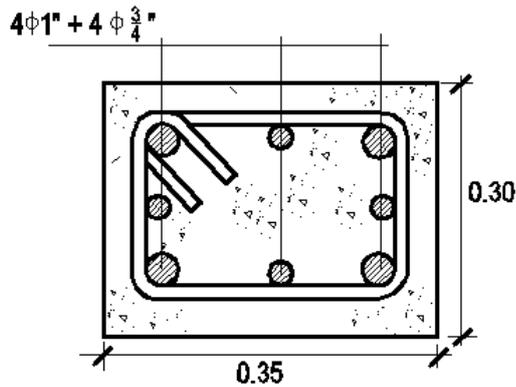
$$0.01 \leq \rho g \leq 0.06$$

5. Calculamos Ast :

$$Ast = \rho g * b * h$$

$$Ast = 0.027 * 30 / 35 = 28.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usamos } 4 \ \emptyset 1'' + 4 \ \emptyset 3/4'' = 31.76 \text{ cm}^2.$$



Falla de pilar por cortante

Separación de estribos:

Se diseña además por cortante. Usar

: Considerar las siguientes separaciones mínimas para elementos sismoresistentes:

Si L_n = luz libre de columna = 3.0 m

El primer estribo se coloca a 0.05 m.

Longitud de la zona de confinamiento, L_{c1} :

$$L_{c1} = L_n/6 = 0.5 \text{ m, en ambos extremos de la columna}$$

En L_{c1} usar $sc1$:

$$sc1 = \min[\min(s/2, t/2) = 15 \text{ cm}, 10 \text{ cm}]$$

$sc1 = 10 \text{ cm}$.

$$\text{Numero de estribos} = (50 - 5) / 10 = 4.5 \rightarrow 5$$

Longitud de la zona intermedia, L_{c2} :

$$L_{c2} = 3.00 - 0.5 * 2 = 2.0 \text{ m}$$

En L_{c2} usar $sc2$:

$$sc2 = \min[16 \text{ db}, \min(s, t) = 30 \text{ cm}]$$

$sc2 = 30 \text{ cm}$

Usamos: $\square \phi 3/8''$: 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, resto @ 0.20

J. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS.-

Se cumple: $\frac{kLn}{r} > 22$

El proceso consta de tres etapas:

i. Determinar K para verificar esbeltez: Pasos (1) a (5).

ii. Determinar los factores de amplificación db (por carga permanente) y ds (sismico): Pasos (6) a (9).

iii. Calcular el acero con los momentos M_u amplificados por db y ds, y P_u . Paso (10).

Daremos los pasos para diseñar la columna C5 del esquema.

Se conocen:

$P_D, P_L, P_{EQ}, M_D, M_L, M_{EQ}$, de todas las columnas.

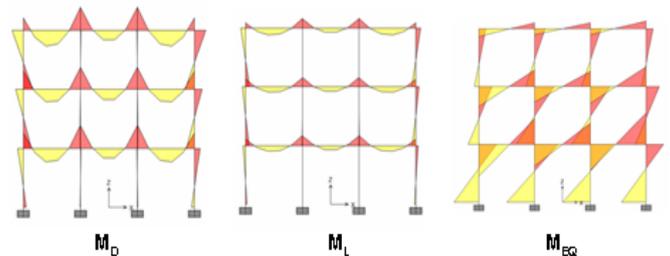
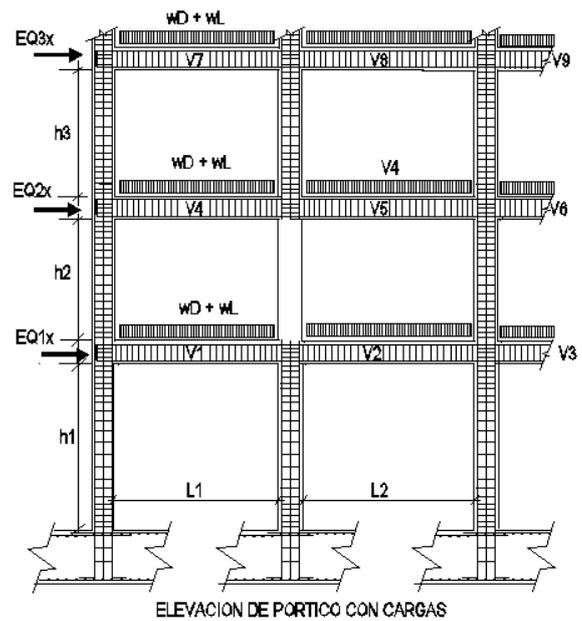
$h1, h2, h3$.

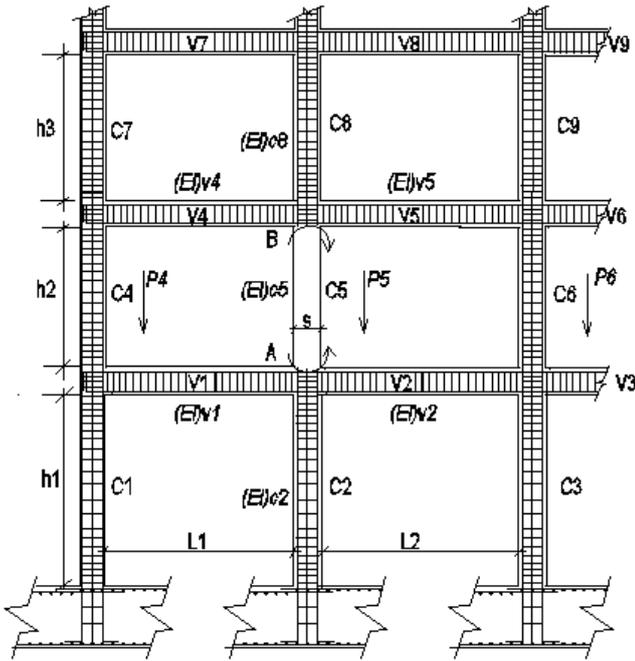
$L1, L2, L3$.

Sección de tanteo sxt .

"s" es paralela a la dirección que resiste la flexión.

"t" en la dirección perpendicular a la dirección que resiste la flexión.





ELEVACION DE PORTICO

1. Determinar el EI de cada una de las columnas C2, C5, C8:

$$EI_{columna} = \frac{Ec * Ig}{1 + \beta_d} \quad \dots(1)$$

Ec = Módulo de elasticidad del concreto
 Ec = 15 000 √f'c = [kg/cm2]
 Ig = Momento de inercia de la sección de columna.

$$Ig = t * s^3 / 12$$

bd = Factor de flujo plástico del concreto

bd = Carga muerta máxima de diseño / Carga total máxima de diseño.

$$\beta_d = \frac{1.4P_D}{1.4P_D + 1.7P_L}$$

$$0 \leq bd \leq 1$$

Se puede empezar con bd = 0

2. Determinar el EI de vigas adyacentes a los nudos "A" y "B":

(EI)v1, (EI)v2, (EI)v4, (EI)v5 con la siguiente expresión:

$$EI_{viga} = 0.5 * Ec * Ig$$

$$Ec = 15\,000 \sqrt{f'c} = [kg/cm^2]$$

$$Ig = b * h^3 / 12 = [cm^4]$$

3. Determinar los Grados de empotramiento, GA y GB:

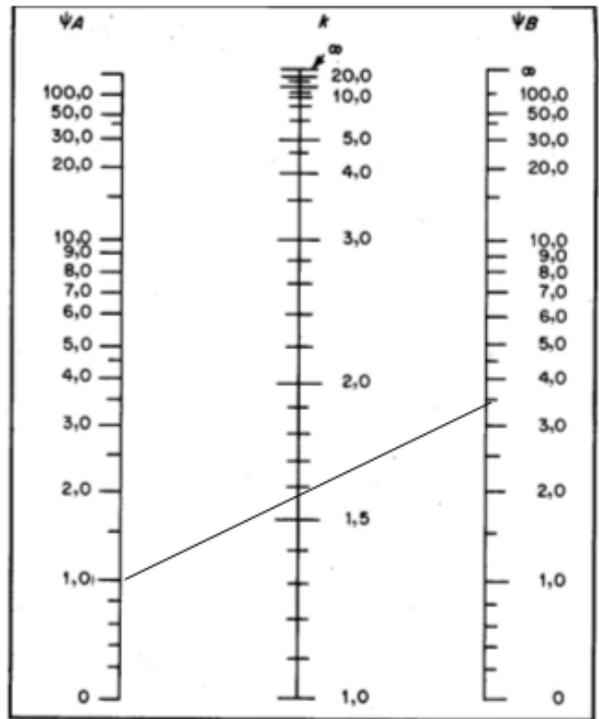
$$GA = \frac{\sum (EI/h) \text{ de columnas adyacentes a A}}{\sum (EI/L) \text{ de vigas adyacentes a A}} \quad \dots(3)$$

$$GA = \frac{\frac{(EI)_{C2} + (EI)_{C5}}{h1} + \frac{(EI)_{C8}}{h2}}{\frac{(EI)_{V1}}{L1} + \frac{(EI)_{V2}}{L2}}$$

$$GA = \frac{\sum (EI/h) \text{ de columnas adyacentes a B}}{\sum (EI/L) \text{ de vigas adyacentes a B}}$$

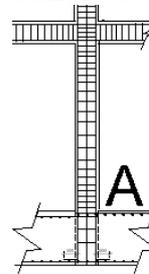
$$GB = \frac{\frac{(EI)_{C5} + (EI)_{C8}}{h1} + \frac{(EI)_{C2}}{h2}}{\frac{(EI)_{V4}}{L1} + \frac{(EI)_{V5}}{L2}}$$

4. Con GA y GB obtener K del Nomograma de Jackson y Morland.



K5 = Y, está determinado.

Cuando se tenga empotramiento usar GA = 1.0



5. Verificar si $k * Ln / r > 22$, hay que hacer corrección por esbeltez.

Para el ejemplo se tiene:

$$K Ln / r = (K_{C5}) * h2 / (0.3 * s)$$

6. Determinar de manera similar los K de todas las columnas, del piso de la columna que estamos diseñando. Usar la Ec.(1).

Entonces $K_{C4}, K_{C5}, K_{C6} = Y$, están determinados.

7. Hallar la **Carga de pandeo crítico** (de Euler), P_c , de todas las columnas, del piso donde se encuentra la columna que se diseña:

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(K * Ln)^2} \quad \dots(5)$$

$$(P_c)_{C4} = \frac{\pi^2 (EI)_{C4}}{(Kh_2)^2}, \quad P_c(C5) = Y, \quad P_c(C6) =$$

Y

8. Hallar el factor de amplificación **db por carga permanente** de la columna a diseñar:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}}$$

C_m = Factor del efecto de extremo

$C_m = 0.6 + 0.4 (M1/M2) \geq 0.4$ para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral.

$C_m = 1$ para pórticos no arriostrados lateralmente.

$M1$ = el más pequeño de los momentos últimos en los extremos de las columnas, positivos si el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo si en curvatura doble.

$M2$ = el mayor de los momentos últimos en los extremos de la columna, y siempre positivo.

$$\phi = 0.70$$

$$P_u = 1.5 PD + 1.8 PL$$

En nuestro ejemplo para la columna C5:

$$(P_u)_{C5} = (1.4 P_D + 1.7 P_L)_{C5}$$

$$(P_c)_{C5} = \text{Obtenida en paso (7)}.$$

$$P_u \text{ amplificado} = \delta_b * (P_u)_{C5}$$

9. Hallar el factor de amplificación **ds por carga lateral (sismo)**:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \quad \dots(7)$$

ΣP_u = Suma de todas las cargas últimas, de las columnas del piso donde se encuentra la columna de diseño.

ΣP_c = Suma de todas las cargas de pandeo crítico, de las columnas del piso donde se encuentra la columna de diseño.

$$\phi = 0.70.$$

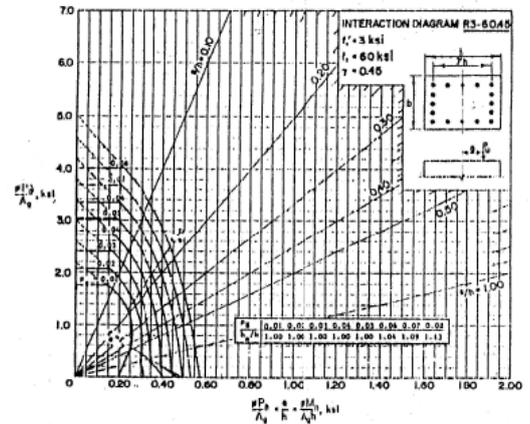
10. Hallar el **Momento amplificado de diseño**, de la columna:

$$M_u \text{ amplificado} = \delta_b * (M_D + M_L)_u + \delta_s * (M_{EQ})_u \quad \dots(8)$$

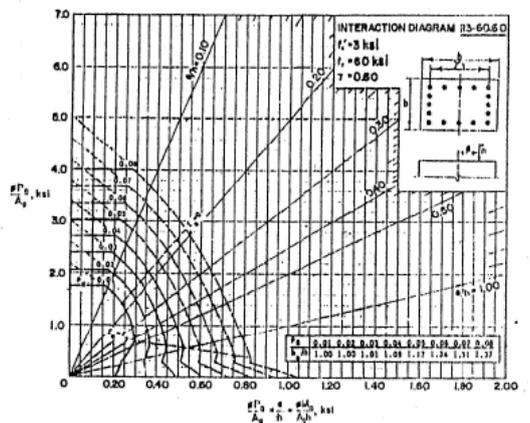
Osea:

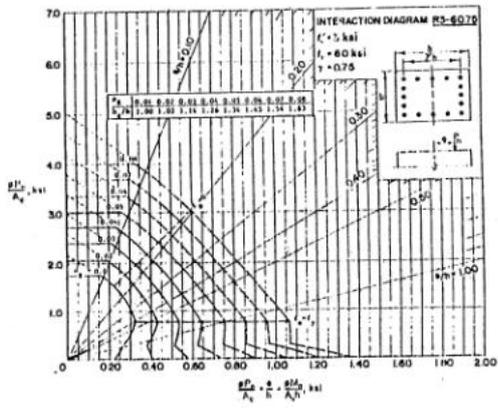
$$M_u \text{ amplificado} = 0.75 * [\delta_b * (1.4 * M_D + 1.7 * M_L) + \delta_s * (1.87 M_{EQ})]$$

11. Con P_u y M_u amplificados se diseña usando **PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNAS CORTAS (PASO H)**

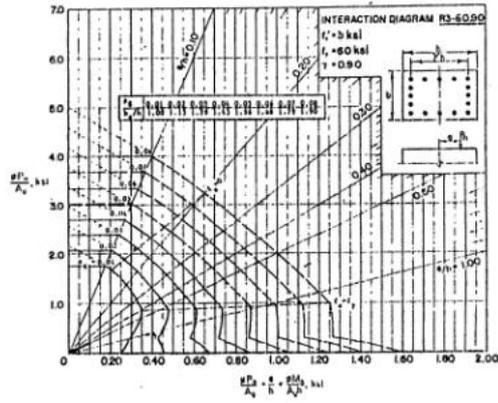


COLUMNS 7.3.2—Load-moment strength interaction diagram for R3-60.1 columns





COLUMNS 7.3.4—Load-moment strength interaction diagram for R3-60.90 columns



DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ZAPATAS AISLADAS

1. Las zapatas aisladas, son elementos estructurales de concreto armado, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo, de tal manera que la resistencia del suelo las soporte. Se deduce que suelos de buena resistencia tendrán zapatas de menor dimensión, con respecto a las construidas en suelos de menor resistencia.
2. Su diseño sirve de base para otro tipo de cimentaciones. Los otros tipos de cimientos fallan por mecanismos similares a los de éstas zapatas: por flexión, adherencia y anclaje, cortante punzonante y cortante por flexión. También hay que verificar la falla por aplastamiento.
3. El diseño consiste en calcular, la forma y dimensiones del concreto, así como la cantidad y tipos de acero de la zapata.
4. Se necesita, como datos, conocer: la carga axial de la superestructura, la sección y aceros de la columna que soporta, y la resistencia admisible del suelo (q_{adm}), sobre el que se diseña la zapata.

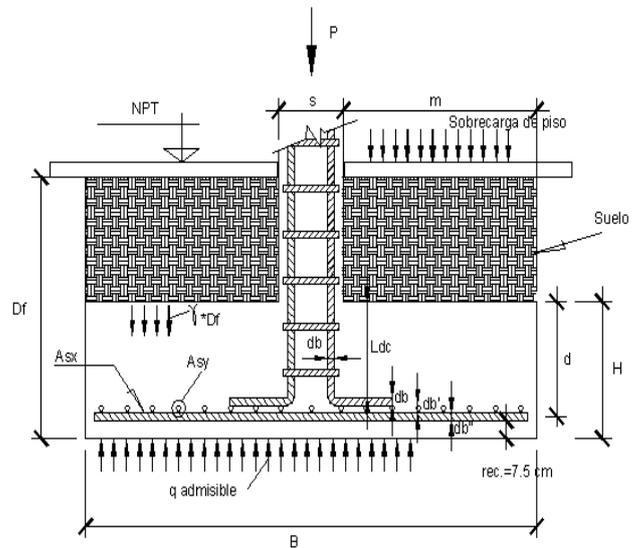
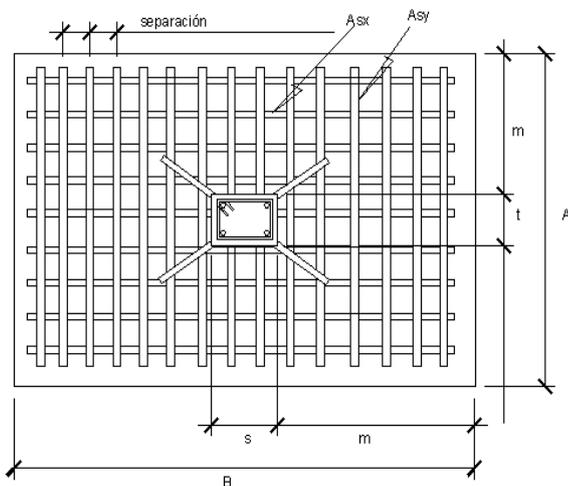


Fig.1. Elementos para el diseño de zapata aislada.

ELEMENTOS BASICOS:

- A, B = Dimensiones en planta de la zapata
- s, t = Dimensiones en planta de la columna
- m = Longitud del volado de la zapata
- H = peralte de la zapata
- P = carga axial actuante
- q_{adm} = capacidad de carga admisible del suelo
- L_{dc} = longitud de anclaje por compresión (o tracción) del acero de columna
- γ = Peso específico promedio del relleno
- Df = profundidad de cimentación
- s/c piso = sobrecarga de piso = 500 kg/m^2

5. Hay que encontrar el esfuerzo neto (q_{neto}) que soporta el suelo:

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma * Df - s/c \text{ piso}$$

El esfuerzo neto, significa que la capacidad portante de un suelo, se da a una profundidad D_f . Luego hay que restarle, los pesos que permanentemente va a soportar el suelo, como el peso del relleno y la sobrecarga de piso. Lo que queda de resistencia del suelo, es lo que va a soportar la superestructura.

6. Hay que calcular el peso total P_t de la superestructura que llega al suelo, incluyendo el peso propio de zapata:

Se va a encontrar la proporción n , entre el peso de zapata P_z y la carga de servicio P , o sea el peso total de cargas de la superestructura, sin mayorar como función del esfuerzo neto, el peso específico del concreto y la altura o peralte de la zapata:

$$\text{Se define la proporción } n = P_z / P,$$

Se hace equilibrio de fuerzas. Se equilibra el peso de la superestructura y la zapata y, se equilibra con la resistencia neta del suelo multiplicada por el área de la zapata:

$$P + P_z = q_{\text{neto}} \times A, \text{ y}$$

Siendo el peso propio de la zapata:

$$P_z = \gamma_c * A * B * H,$$

Donde:

- γ_c = Peso volumétrico del concreto armado, 2400 kg/m³

A, B, H = dimensiones en planta y elevación de la zapata.

- q_{neto} = esfuerzo neto

$$\text{Se obtiene: } n = \frac{1}{\frac{q_{\text{neto}}}{\gamma_c * H} - 1} \quad \dots(\text{ZA-1})$$

1)

Se puede determinar el peso de la zapata, en una primera aproximación, como una fracción del peso de la superestructura, a través de:

Peso de zapata = n x P de servicio

La carga de servicio, se obtiene del metrado, es decir de la suma de cargas de la superestructura. El coeficiente n, se obtiene de la Fig. 2.

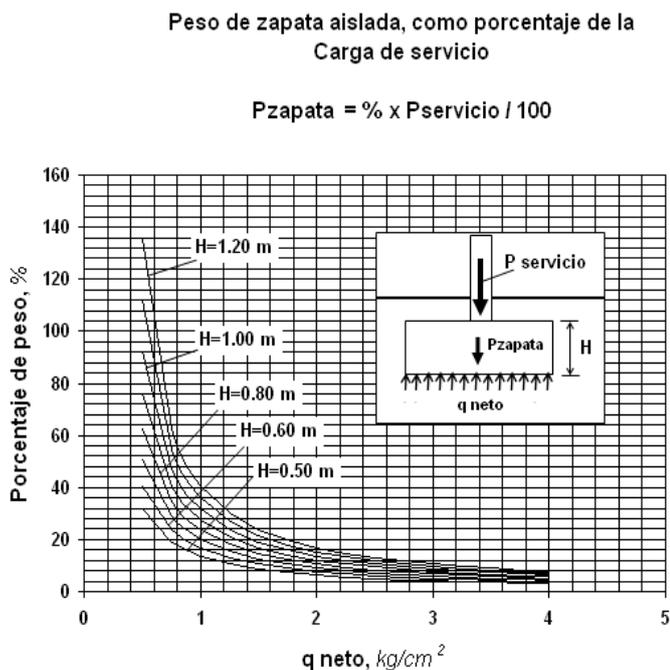


Fig. 2. Gráfica para pre-dimensionado de zapata aislada.

Se suele usar:

$P_t = P + (n) P$, el $n P$ se obtiene de la Fig. 2, o de la ecuación ZA-1.

7. Determinamos el área de zapata requerida:

$$A_{\text{zapata}} = (P_t) / q_{\text{neto}}$$

8. Como se busca que en ambos sentidos la zapata tenga el mismo volado:

$$(s + 2m)(t + 2m) = A_{\text{zapata}}$$

Resolviendo la ecuación se obtiene m aproximadamente:

$$m = \left(\sqrt{A_{\text{zapata}} / 2} \right) - (s + t) / 4$$

9. Luego las dimensiones de A y B son:

$$A = 2m + t$$

$$B = 2m + s$$

$$A = \sqrt{A_{\text{zapata}}} - (s-t) / 2$$

$$B = \sqrt{A_{\text{zapata}}} + (s-t) / 2$$

Notar que si $s = t$, o sea, si la columna es cuadrada, las dimensiones resultan iguales y de valor igual a la raíz cuadrada del área de zapata.

Como se puede observar, no se han incluido los momentos que por lo general existen, en dos direcciones, de manera conjunta con la carga axial. Esto conlleva a un aumento en los esfuerzos sobre el suelo, en ambas direcciones, debido a la excentricidad que produce la adición de momentos. El tema de la flexión bidireccional, se trata en el artículo: Plateas de cimentación, de este autor.

10. Luego dimensionamos el peralte de zapata H : H se calcula cuando se determine el peralte efectivo "d", mediante la verificación por:

-Longitud de desarrollo

-Cortante por punzonamiento

-Cortante por flexión

11. La longitud de desarrollo a compresión está dada por:

$$l_d = 0.08 * f_y * d_b / \sqrt{f_c} \quad \dots \text{Norma ACI-318}$$

$$l_d = 0.004 d_b \cdot f_y, \text{ o}$$

$l_d = 20 \text{ cm}$, el que sea mayor.

d_b = diámetro de la varilla de la columna

d_b' = diámetro de la varilla superior de la parrilla

d_b'' = diámetro de la varilla inferior de la parrilla

El reglamento del ACI, especifica que se debe probar, para diseño de estructuras resistentes a sismo, la longitud de desarrollo a tracción también. En este caso, por tratarse de un diseño clásico, estamos usando la longitud de desarrollo a compresión.

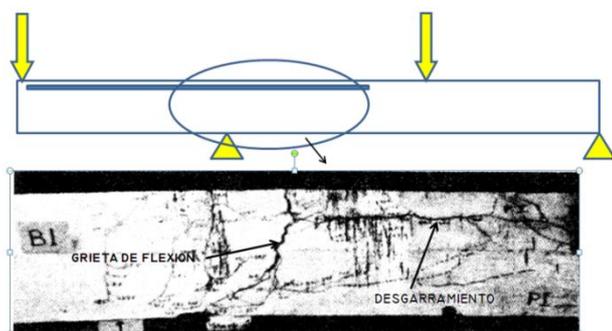


Fig. 3. Falla por adherencia.

Por tanto H deberá ser igual a:

$$H = l_d + d_b' + d_b'' + \text{recubrimiento.}$$

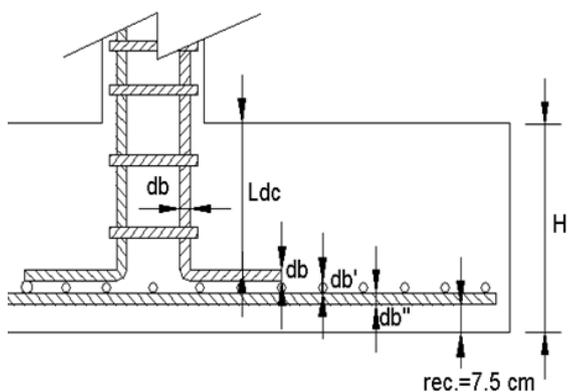


Fig. 4. Elementos que componen el peralte de la zapata por longitud de desarrollo.

12. Hay que calcular la reacción última (q_u) del suelo:

$$P_u = 1.5 D + 1.8 L \quad (\text{Normas peruanas})$$

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L \quad (\text{Normas ACI-318})$$

$$q_u = P_u / (A \cdot B)$$

13. El esfuerzo cortante por punzonamiento se calcula con:

$$V_p = V_u - 2 \cdot (s+d) \cdot (t+d) \cdot d$$

$$-v \text{ actuante} = V_p / (\text{perímetro} \cdot d)$$

$$v \text{ actuante} = q_u \cdot [A \cdot B - (s+d) \cdot (t+d)] / [2d \cdot (s + t + 2 \cdot d)] \dots(A)$$

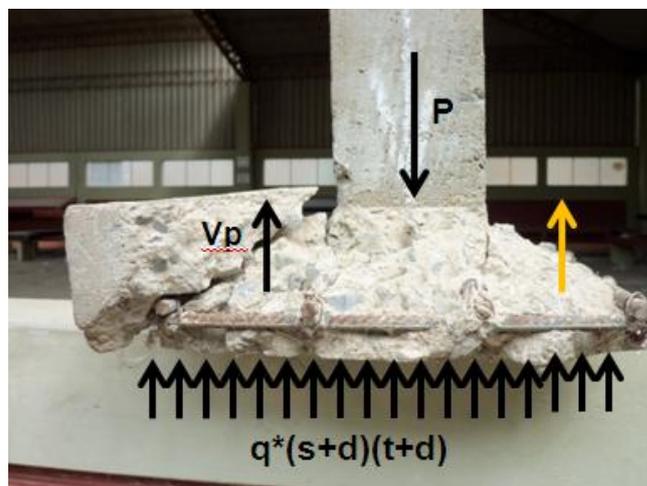
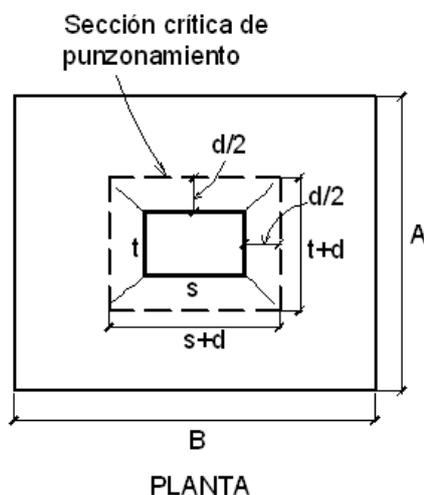


Fig. 5. Falla por punzonamiento. Ensayo en la Universidad Pedro Ruiz Gallo de Lambayeque, Perú.



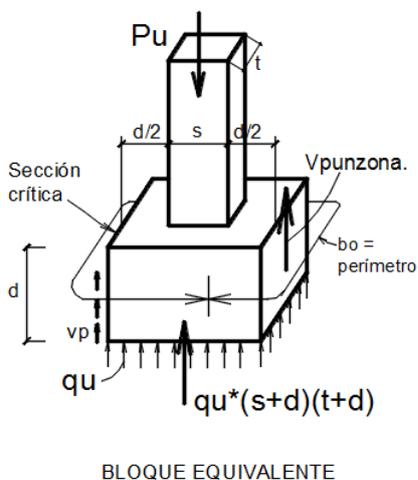
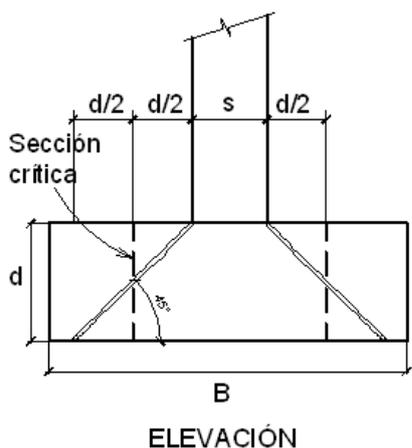


Fig. 6. Falla por punzonamiento y bloque equivalente.

14. El que tendrá que ser menor o igual que el esfuerzo cortante admisible:

$$v \text{ admisible} = \phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f_c} \quad \dots \text{Norma ACI 318}$$

$\beta = s/t$ (lado mayor a lado menor de columna)
o también:

$$v \text{ admisible} = \phi * 1.1 \sqrt{f_c}, \quad \phi = 0.85 \quad \dots \text{Norma ACI 318} \quad \dots(B)$$

El que sea menor.

15. "d₂" se obtiene al igualar las expresiones
(A) = (B)

$$qu * [A * B - (s+d)*(t+d)] / [2d*(s+t+2*d)] = \phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f_c}$$

$$\text{ó } \left\{ \begin{array}{l} \phi * 1.1 \sqrt{f_c} \end{array} \right.$$

Tener cuidado con las unidades:

$$[A] = \text{ton/m}^2$$

$$[B] = \text{kg/cm}^2$$

16. El **esfuerzo cortante por flexión (o cortante unidireccional)**, se verifica a la distancia "d" de la cara de la columna:



Fig. 7. Falla por cortante. Ensayo en la UNPRG. Lambayeque, Perú.

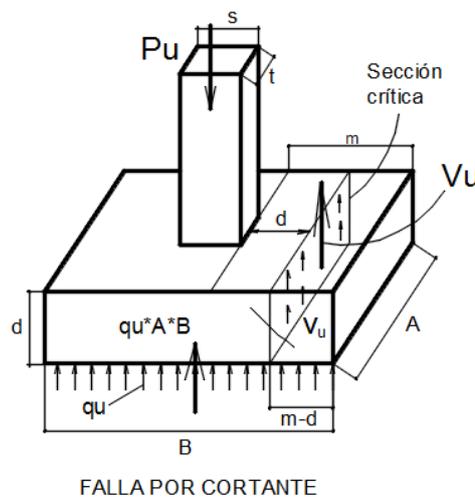


Fig. 8. Elementos para el cálculo de la resistencia al cortante por flexión.

En el eje x:

$$v \text{ act} = qu * A * (m - d) / (A * d)$$

En el eje y:

$$v \text{ act} = qu * B * (m - d) / (B * d)$$

El que debe ser menor o igual al esfuerzo admisible del concreto al cortante:

$$v \text{ adm} = \phi * 0.53 \sqrt{f_c}$$

$$\phi = 0.85$$

Entonces d_3 se obtiene de:

$$q_u(m-d)/d = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c}$$

17. De los d_1 , d_2 y d_3 hallados se escoge el mayor.
fa

Si $d_m = \text{máximo}(d_1, d_2, d_3)$

$$H = d_m + db''/2 + \text{recubrimiento.}$$

18. Verificación por aplastamiento (o transferencia de esfuerzos), en la base de la columna.-

El Código del ACI, especifica que el esfuerzo de aplastamiento actuante f_a , sea menor que el esfuerzo de aplastamiento resistente $\phi * f_{au}$:

$$f_a \leq \phi f_{au}$$

Esfuerzo de aplastamiento actuante, en la base de la columna:

$$f_a = \frac{P_u}{A_1}$$

Esfuerzo de aplastamiento resistente:

$$f_{au} = \phi * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c) \quad \dots(a)$$

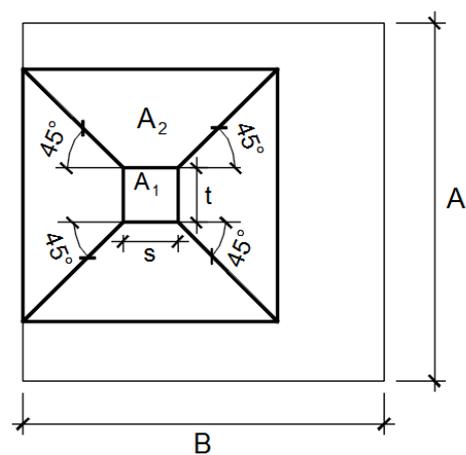
$$f_{au} = \phi * 2(0.85 f'_c) \quad \dots(b)$$

$$\phi = 0.65$$

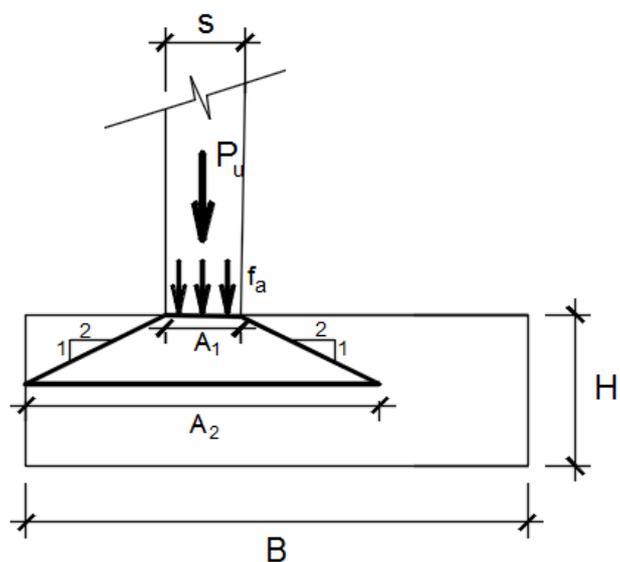
f_{au} el que sea menor de los dos: (a) y (b).

f'_c = resistencia del concreto de la zapata.

A_1 y A_2 se obtienen tal como se muestra en la figura adjunta:



PLANTA



ELEVACION

Fig. 9. Planta y elevación de zapata, donde se muestra la manera de obtener las superficies A_1 y A_2 . Ambas secciones deben ser geoméricamente concéntricas en planta.

Cuando no se cumple que:

$$f_a \leq \phi f_{au}$$

se deben colocar varillas denominadas espigas o bastones como se muestra:

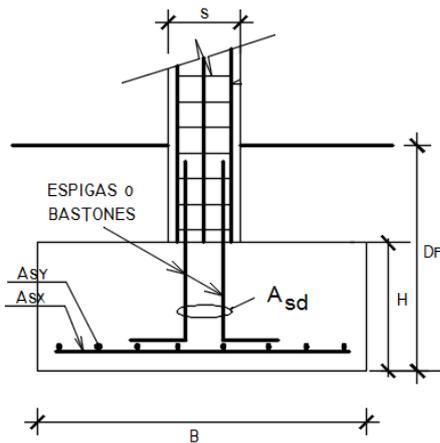


Fig. 10. Colocación de espigas o bastones, para evitar la falla por aplastamiento.

El área de espigas se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{sd} = \Delta F / (\varphi * f_y)$$

$$\Delta F = (f_a - f_{au}) A_1$$

$$\varphi = 0.65 \text{ para arranques en compresión}$$

$$\varphi = 0.90 \text{ para arranques en tracción}$$

Acero mínimo de bastones:

$$A_{sd} \geq 0.005 A_1$$

19. Cálculo del acero:

El acero por flexión se calcula, con el momento producido por la reacción del terreno en la cara de la columna:

En el eje x:

$$M_u = (qu/2) * m^2 * B$$

En el eje y:

$$M_u = (qu/2) * m^2 * A$$

Hay aplicar las fórmulas del acero, o usar la gráfica dada al final:

$$A_s = M_u / (0.9 * f_y * (d - a/2))$$

$$a = A_s f_y / (0.85 * f_c * B)$$



Fig. 11. Falla por flexión de losa. Ensayo en la U. Católica. Perú.



Fig. 12. Falla por flexión de zapata. Ensayo UNPRG. Perú. Se aprecia la flexión bidireccional, losa con curvatura doble..

20. Cuantía mínima de acero por flexión.-

El A_s encontrado debe ser mayor o igual al A_s mínimo:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.7 \sqrt{f_c} / f_y$$

$$-A_s \text{ mín} = (0.7 \sqrt{f_c} / f_y) B * d$$

A pesar de que la cuantía mínima en losas es 0.0018, se usa la cuantía mínima de elementos en flexión, considerando que la zapata, va a estar sometida a esfuerzos mayores que los producidos por cambios de temperatura, tales como punzonamiento y cortante por flexión.

21. Con el área de acero hallado se calcula el Número de varillas:

$$N_v = A_s / A_b$$

A_b = área de la varilla a usar

Ab	Varilla a usar
= 0.71	Nro. 3 (3/8")
= 1.29	Nro. 4 (1/2")
= 2.00	Nro. 5 (5/8")
= 2.84	Nro. 6 (3/4")
= 3.87	Nro. 7 (7/8")
= 5.10	Nro. 8 (1")

Con el Número de varillas calculado se calcula la separación (s) de varillas:

$$(N_v - 1) * s = B - 2r - db$$

$$s = (B - 2 \text{ recub.} - db) / (N_v - 1)$$

B = Longitud de Zapata

db = diámetro de la varilla usada

rec = 5 cm o 7.5 cm, según esté o no en contacto con el suelo.

Nvar = número de varillas usadas

22. Se usará: 1 \varnothing Varilla @ s

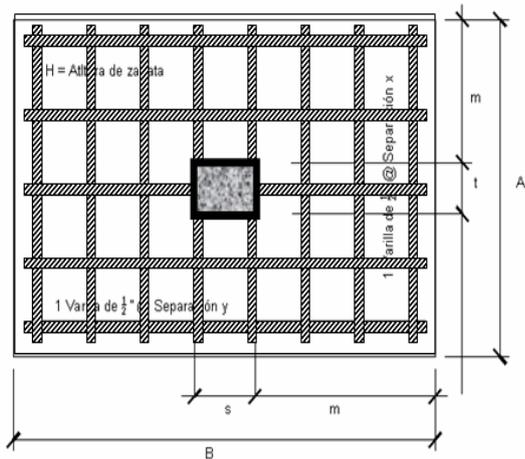
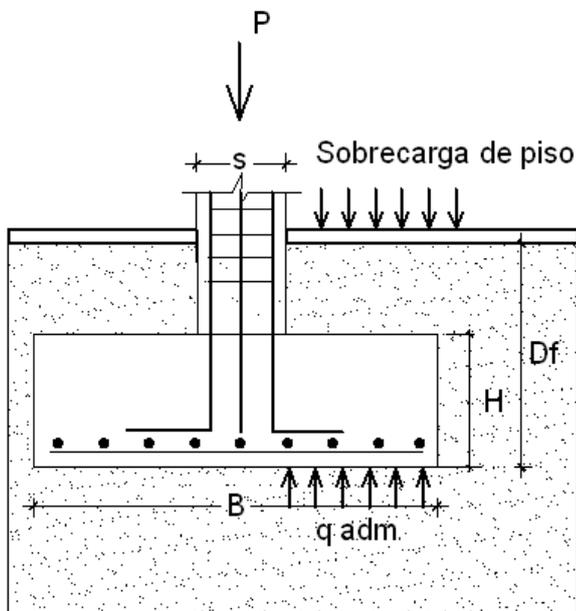


Fig. 13. Detalle en planta de los aceros en una zapata una vez calculados.

EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Diseñar la zapata aislada, de concreto armado, cuyos parámetros se muestran:



DATOS

$$\left. \begin{array}{l} P_b = 140 \text{ t} \\ P_L = 35 \text{ t} \end{array} \right\} P = 140t + 35t = 175t$$

$$\gamma = 1.8 \frac{t}{m^3} \text{ (PESO ESPECÍFICO PROMEDIO DEL RELLENO)}$$

$$q_{adm} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 =$$

$$1.5 \frac{kg}{cm^2} * \frac{1t}{1000kg} * \frac{1cm^2}{(10^{-2})^2 m^2} = 15 \frac{t}{m^2} = 3097 \text{ psf}$$

$$D_f = 1.5m$$

$$\text{Sobrecarga de piso} = 500 \text{ kg/m}^2 = 0.5 \text{ t/m}^2$$

Sección de columna:

$$.sxt = 40 \times 40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\phi 1''$$

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$e_{solado} = 0.10m$$

1. CÁLCULO DE AREA DE ZAPATA.-

Hay que encontrar el esfuerzo neto:

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

$$q_{neto} = 15 \frac{t}{m^2} - (1.8 \frac{t}{m^3} * 1.5m) - 0.5 \frac{t}{m^2}$$

$$q_{neto} = 11.8 \frac{t}{m^2} = 1.18 \frac{kg}{cm^2} = 2436 \text{ psf}$$

Determinaremos el Área de la zapata requerida:

$$A_{ZAP} = \frac{(Pt)}{q_{neto}}$$

$$A_{ZAP} = \frac{175t}{11.8 \frac{t}{m^2}}$$

$$A_{ZAP} = 14.83m^2$$

Se busca que en ambos sentidos la zapata tenga el mismo volado

$$(s+2m)(t+2m) = A_{ZAPATA}$$

Resolviendo la ecuación se obtiene m aproximadamente:

$$m = \left(\sqrt{A_{ZAP} / 2} \right) - (s+t) / 4$$

Entonces las dimensiones de la zapata A y B son

$$A = 2m+t$$

$$B = 2m+t$$

$$A = \left(\sqrt{A_{ZAP}} \right) - (s-t) / 2$$

$$B = \left(\sqrt{A_{ZAP}} \right) + (s-t) / 2$$

$$A = \left(\sqrt{A_{ZAP}} \right) = \sqrt{14.8m^2} = 3.85m = 12.7 \text{ feet}$$

$$B = \left(\sqrt{A_{ZAP}} \right) = \sqrt{14.8m^2} = 3.85m = 12.7 \text{ feet}$$

Se adopta zapata cuadrada de 3,85 x 3,85 m².

2. CALCULO DEL PERALTE DE LA ZAPATA.-

Dimensionamos la elevación H, esta se halla cuando determinamos el peralte efectivo "d", mediante la verificación por:

- LONGITUD DE DESARROLLO
- CORTANTE POR PUNZONAMIENTO
- CORTANTE POR FLEXIÓN

2.1 LONGITUD DE DESARROLLO POR COMPRESION (cm).-

$$Ld = 0.08 * \frac{f_y * db}{\sqrt{f'c}}$$

$$a. \quad Ld = 0.08 * \frac{4200kg/cm^2 * 2.54cm}{\sqrt{210kg/cm^2}}$$

$$Ld = 58.59cm \cong 59cm$$

$$Ld = 0.004db * f_y$$

$$b. \quad Ld = 0.004(2.54cm) * (4200kg/cm^2)$$

$$Ld = 42.7cm \cong 43cm$$

$$c. \quad Ld = 20cm$$

Calcularemos la reacción última del suelo (q_u)

$$P_U = 1.5 P_D + 1.8 P_L$$

$$P_U = 1.5(140t) + 1.8(35t)$$

$$P_U = 273t$$

$$q_U = P_U / A * B$$

$$q_U = \frac{273t}{3.85m * 3.85m}$$

$$q_U = 18.5 \frac{t}{m^2}$$

2.2 EL ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO, SE CALCULA CON:

$$-v_{\text{actuante}} = q_u * \frac{[A * B - (s + d) * (t + d)]}{2d * (s + t + 2 * d)}$$

El que tendrá que ser menor o igual que el esfuerzo cortante admisible:

$$-v_{\text{admisible}} = \phi * 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) * \sqrt{f'c}; \text{ Donde } \beta \text{ es lado}$$

mayor lado menor de la columna

O también:

$$-v_{\text{admisible}} = \phi * 1.1 \sqrt{f'c}; \phi = 0.85$$

$$-v_{\text{adm}} \begin{cases} \phi * 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} \\ \phi * 1.1 \sqrt{f'c} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0.85 * 0.27(2 + 4/1) * \sqrt{210} = 19.95 \frac{kg}{cm^2} \\ 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} = 13.55 \frac{kg}{cm^2} (\text{menor}) \end{cases}$$

$$q_u * [A * B - (s + d) * (t + d)] / (2d * (s + t + 2 * d))$$

$$= 135.5 \frac{t}{m^2}$$

$$18.5 * [3.85 * 3.85 - (0.40 + d) * (0.40 + d)] /$$

$$2d * (0.4 + 0.4 + 2 * d) = 135.5 \frac{t}{m^2}$$

$$d_2 = 0.52 \text{ _ } m$$

$$d_2 = 52 \text{ _ } cm$$

2.3 ESFUERZO CORTANTE POR FLEXIÓN.-

CORTANTE ACTUANTE:

$$V_u = q_u (m - d) * A$$

ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE:

$$v_u = \frac{V_u}{A * d}$$

$$v_u = \frac{q_u(m - d) * A}{A * d}$$

$$v_u = \frac{q_u(m - d)}{d}$$

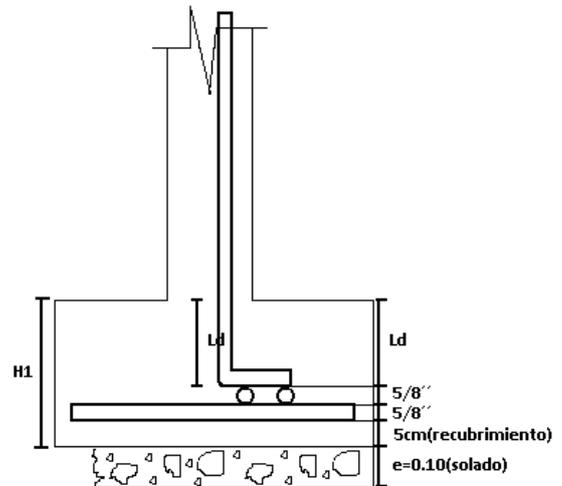
$$v_u = \frac{18.5t/m^2(1.725 - d)}{d}$$

$$65.3t/m^2 = \frac{18.5t/m^2(1.725 - d)}{d}$$

$$d_3 = 0.38m$$

$$d_3 = 38cm$$

De los tres peraltes d_1 , d_2 y d_3 se escoge el mayor:



$$H = d + db' + db'' + \text{recubrimiento}$$

$$H = 58.9cm + \frac{5}{8} * 2.54cm + \frac{5}{8} * 2.54cm + 5cm$$

$$H = 67.075cm = 26 \text{ _ } inch$$

La varilla de 5/8" es asumida, como cálculo preliminar

3. CALCULO DEL ACERO.-

$$M_u = \frac{q_u * m^2 * B}{2}$$

$$M_u = \frac{18.5t/m^2}{2} * (1.725)^2 * 3.85$$

$$M_u = 105.97 * 10^5 kg - cm$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{105.97 * 10^5}{385 * 59^2}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 7.9 \frac{kg}{cm^2}$$

De la gráfica adjunta dada al final, para $f'c = 210$

kg/cm^2 , se obtiene,

$\rho = 0,0022$. Esta cuantía requerida, se compara con la cuantía mínima

para elementos en flexión.

$$\rho_{\min_para_flexión} = 0.7 \sqrt{f'c} / f_y, \text{ ni}$$

$$\rho_{\min_para_flexión} = 14 / f_y = 0,0033$$

$$\rho = 0.0033$$

$$A_s = \rho * b * d$$

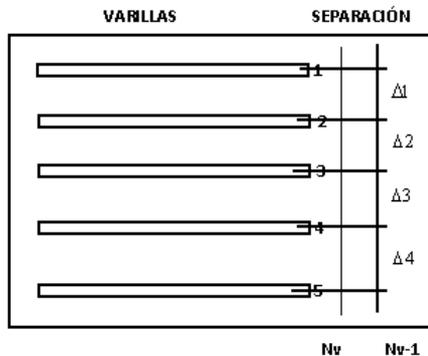
$$A_s = 0.0033 * 385 * 59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 74,96 \text{ cm}^2$$

Elegimos varilla de 7/8"

$$N_{\text{varillas}} = 74,96 / 3,87$$

$N_{\text{varillas}} = 19,37$. Se usarán 20 varillas



$$(N_{\text{varillas}} - 1) * s + db + 2rec. = B$$

$$s = \frac{385 - 1 * 2.54 - 2 * 5}{20 - 1}$$

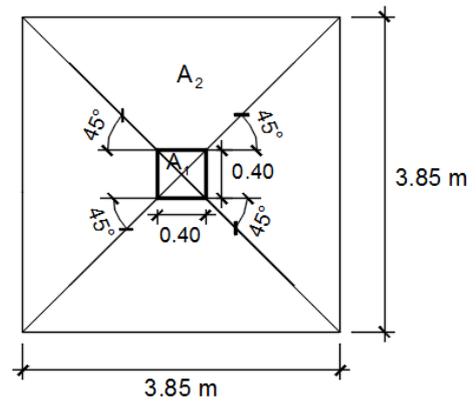
$$s = 19,6 \text{ cm}$$

Verificación por aplastamiento.-

Esfuerzo de aplastamiento actuante:

$$f_a = \frac{P_u}{A_1} = \frac{273\,000 \text{ kg}}{40 \times 40 \text{ cm}^2} = 170.6 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de aplastamiento resistente:



PLANTA

$$-f_{au} = \phi * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c) = \phi$$

$$\sqrt{\frac{385 \times 385}{40 \times 40}} (0.85 f'_c)$$

$$= \phi * 9.6 (0.85 f'_c) \quad \dots(a)$$

$$-f_{au} = \phi * 2(0.85 f'_c) \quad \dots(b)$$

$$\phi = 0.65$$

Se toma el menor:

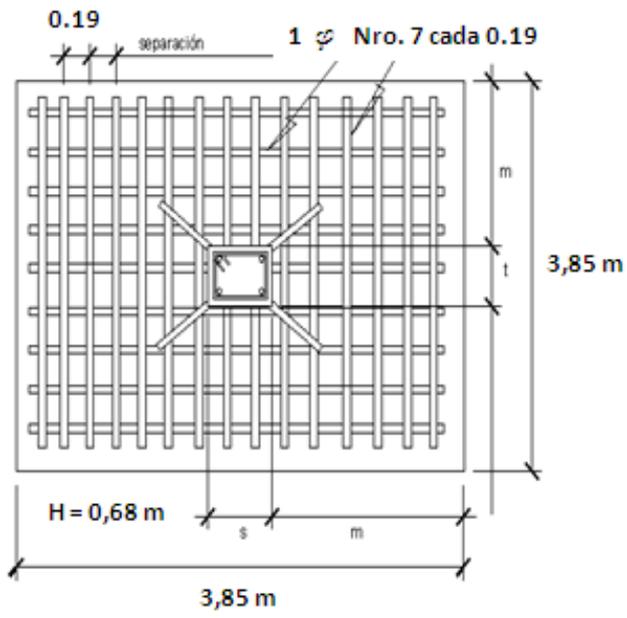
$$f_{au} = 0.65 \times 2 (0.85 \times 210) \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 232 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple que:

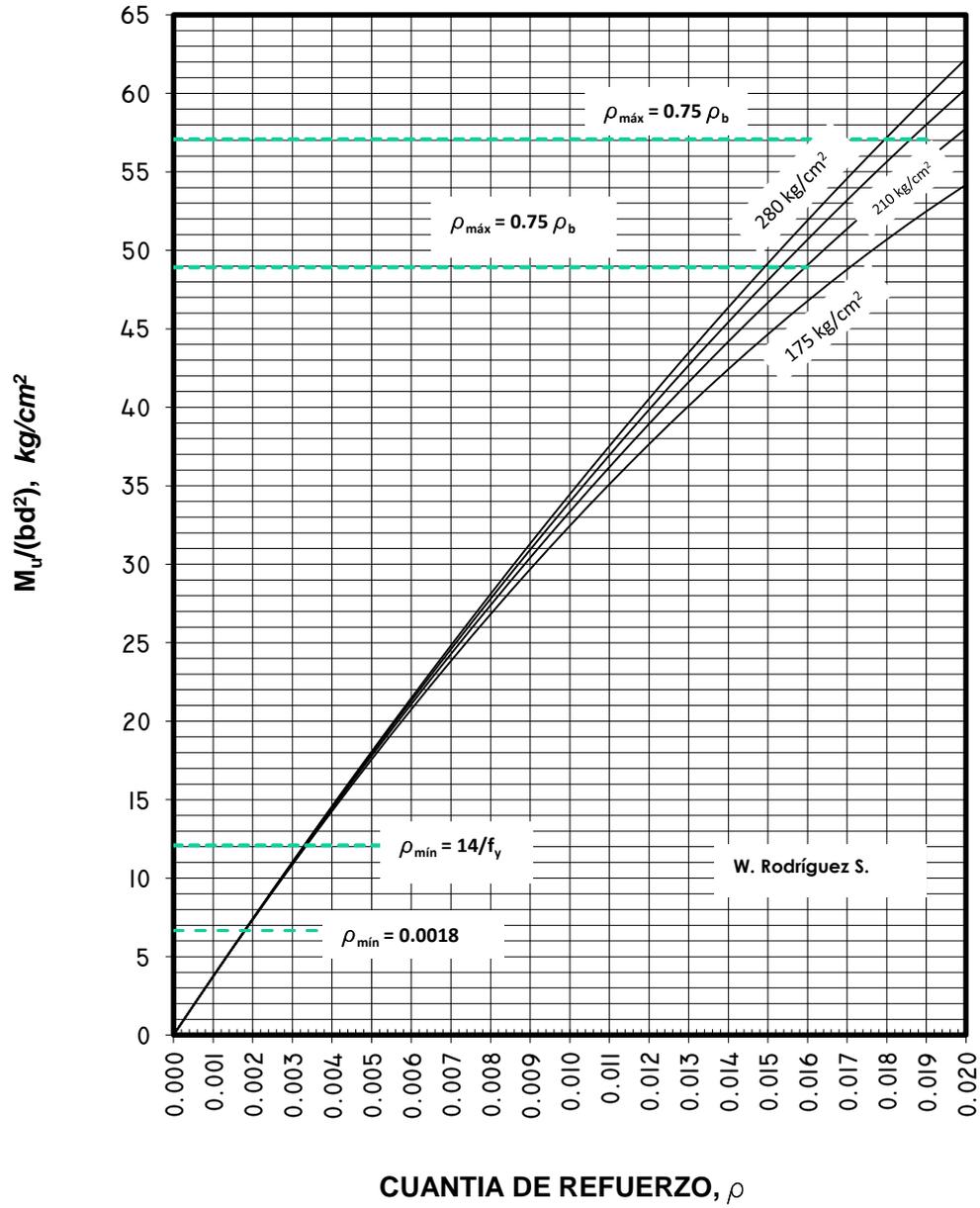
$$f_a \leq \phi f_{au}$$

Por tanto, no se necesitan bastones.

Los resultados se detallan en el plano de cimentaciones, incluyendo los resultados del estudio de suelos, las especificaciones del concreto y el acero, y las pruebas de rotura a realizar.



ACERO POR FLEXION

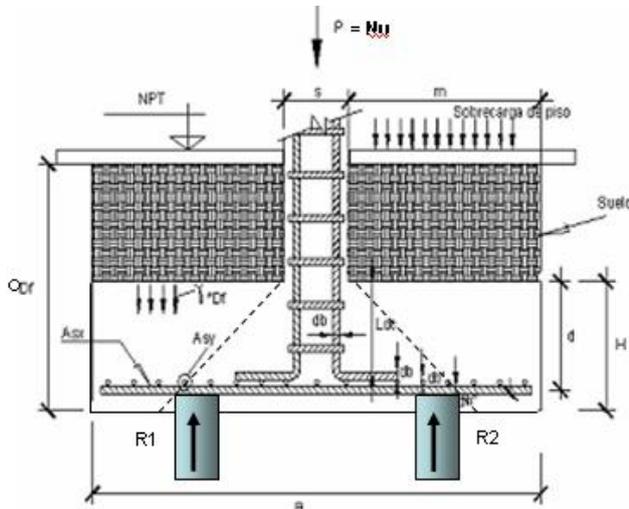


22. ENCEPADO DE PILOTES.-

Existen dos tipos de encepados:

-**Encepados rígidos.**- Cuando $m \leq 1,5 * H$

-**Encepados flexibles.**- Cuando $m > 1,5 * H$



Cuando la zapata es un encepado de pilotes, hay que probar:

- Por longitud de anclaje de la columna. (similar a la zapata aislada)
- Por punzonamiento.
- Por cortante por flexión.
- Por flexión

23. Cortante por punzonamiento.-

$$V_p = N_u - (R_1 + R_2)$$

N_u es la carga axial total mayorada.

$$-v \text{ actuante} = V_p / (\text{perímetro} * d)$$

$$[N_u - (R_1 + R_2)] / [(4s + 4d) * d] = v \text{ admisible}$$

Aquí se ha considerado $s = t$

$$\text{Si hacemos } R_1 = R_2 = 0$$

Estamos asumiendo conservadoramente que toda la carga de la columna, es la fuerza punzonante:

Queda la ecuación cuadrática:

$$.d^2 + s*d - N_u / (4 * v \text{ admisible})$$

Se despeja d:

$$.d = (-s/2) + (1/2) * \sqrt{s^2 + (N_u / v \text{ admisible})}$$

$$v \text{ admisible} = \phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f'c}$$

$$\beta = s/t \text{ (lado mayor a lado menor de columna)}$$

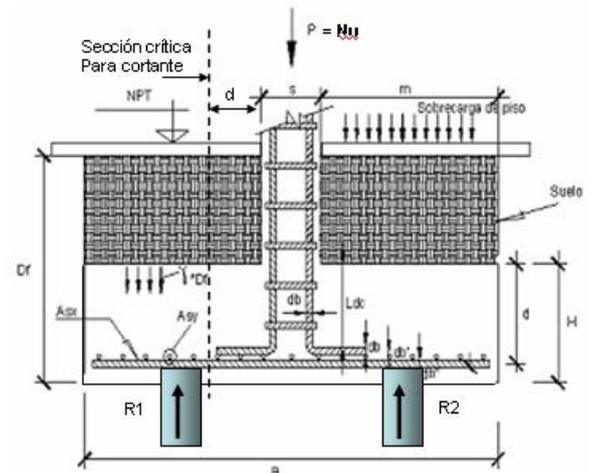
ó

$$v \text{ admisible} = \phi * 1.1 \sqrt{f'c} \text{ , } \phi = 0.85$$

Que es la ecuación para determinar el peralte del encepado en primera tentativa.

24. Cortante por flexión.-

La sección crítica ocurre a la distancia "d", de la cara de la columna:

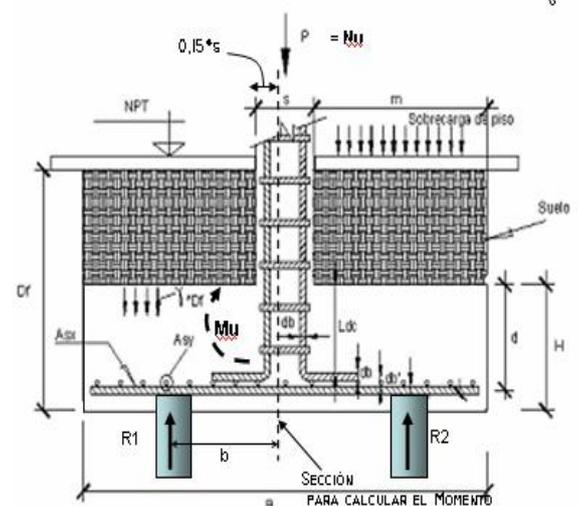


Para zapata cuadrada $A = B$:

$$\Sigma F \text{ izquierda de la sección crítica} \leq v_{\text{admisible}} * B * d$$

$$\Sigma F \text{ izq.} \leq (\phi * 0.53 \sqrt{f'c}) * B * d$$

25. Acero por flexión.-



Según el Eurocódigo, la sección para calcular el momento se debe ubicar a $0,15 * \text{ veces el espesor de la columna}$:

$$M_u = \Sigma R \text{ izquierda} * b$$

Hay que solucionar las fórmulas del acero:

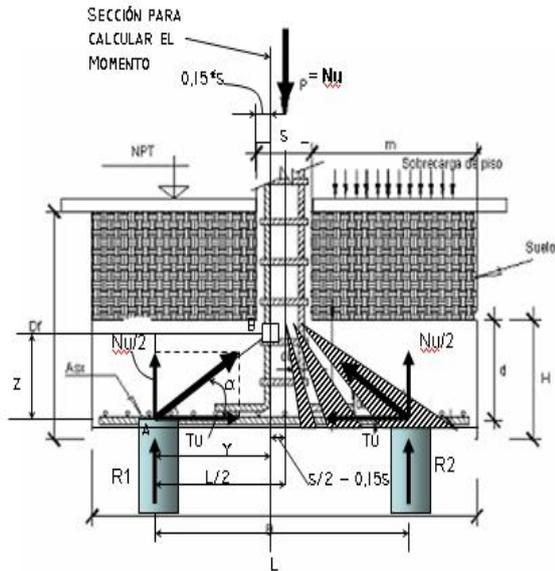
$$A_s = M_u / (0,0f_y(d - a/2))$$

$$a = A_s f_y / (0,85 * f_c * B)$$

26. Método de las bielas.-

Usado para encepados rígidos.

Para el caso de dos pilotes se asume, que la carga de la columna se transmite a los pilotes a través de bielas oblicuas comprimidas, que se forman en el concreto. En este caso de ejemplo demostrativo, existen dos pilotes, por tanto dos bielas y la reacción vertical es $N_u/2$. Si existieran 3 ó 4 pilotes, las reacciones serían $N_u/3$ ó $N_u/4$.



$$Z = 0,875 * d$$

$$T_{ga} = Z/Y$$

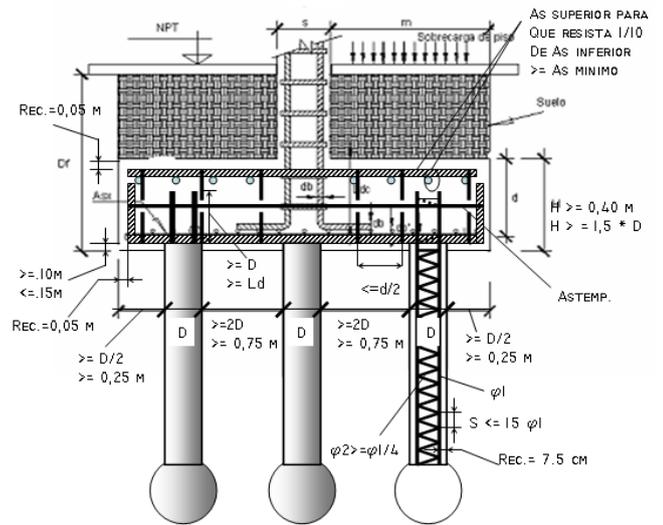
$$(N_u/2) / T_u = (0,875 * d) / (L/2 - 0,35*s)$$

$$T_u = [(L/2 - 0,35*s) / (0,875 * d)] * N_u/2$$

$$T_u = A_s * f_y$$

$$A_s = [(L/2 - 0,35*s) / (0,875 * d * f_y)] * N_u/2$$

Es la ecuación para calcular el acero de tracción.



DETALLES PARA ENCEPADOS DE PILOTES

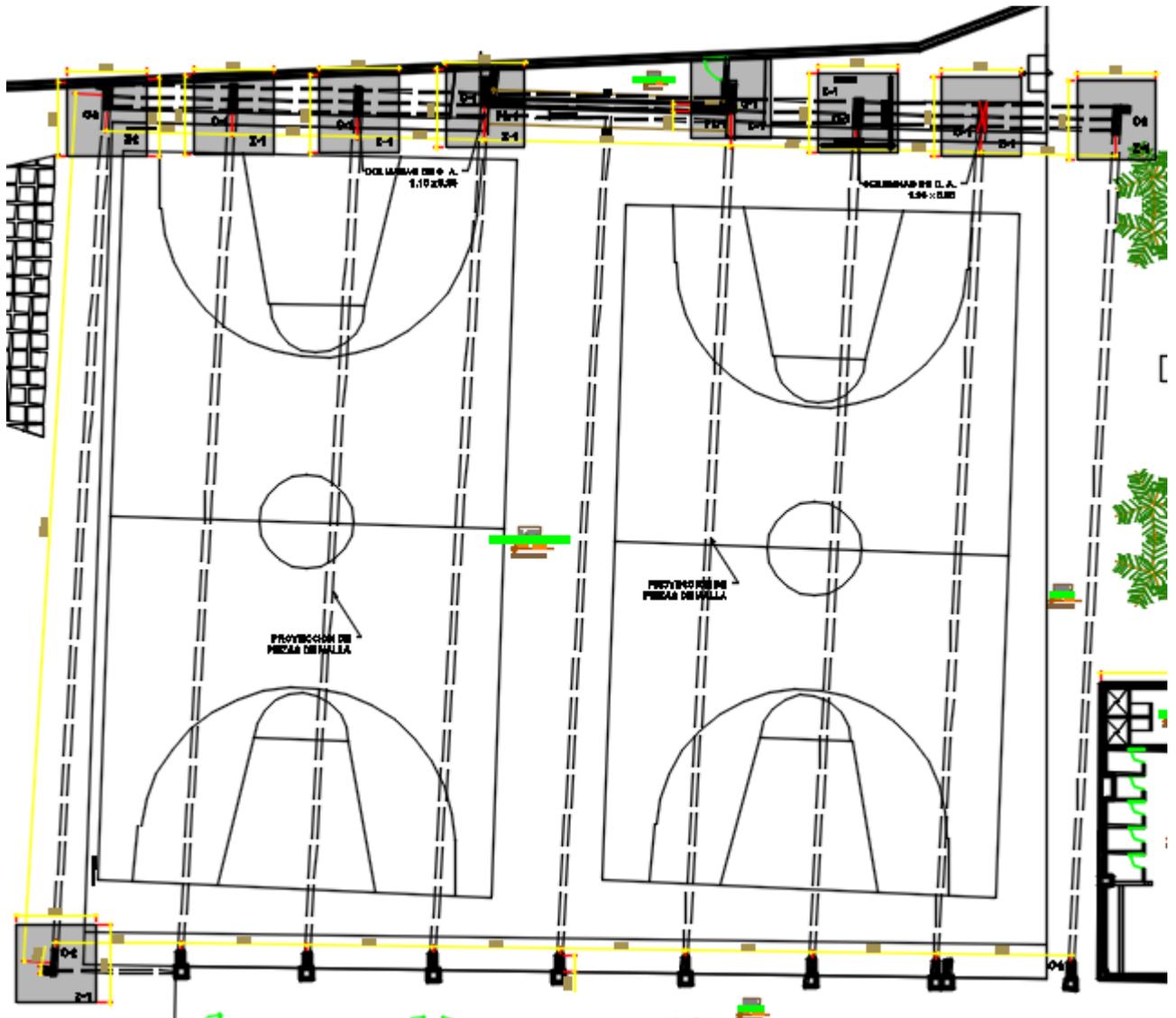
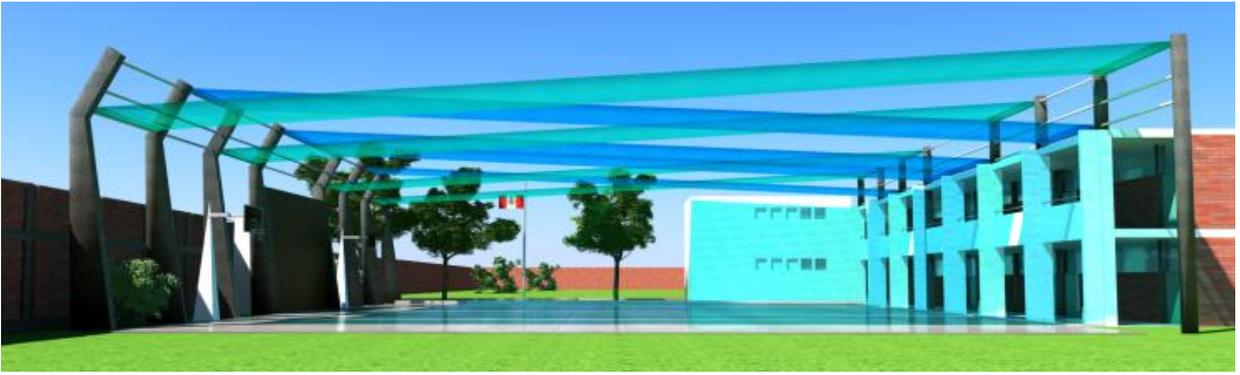
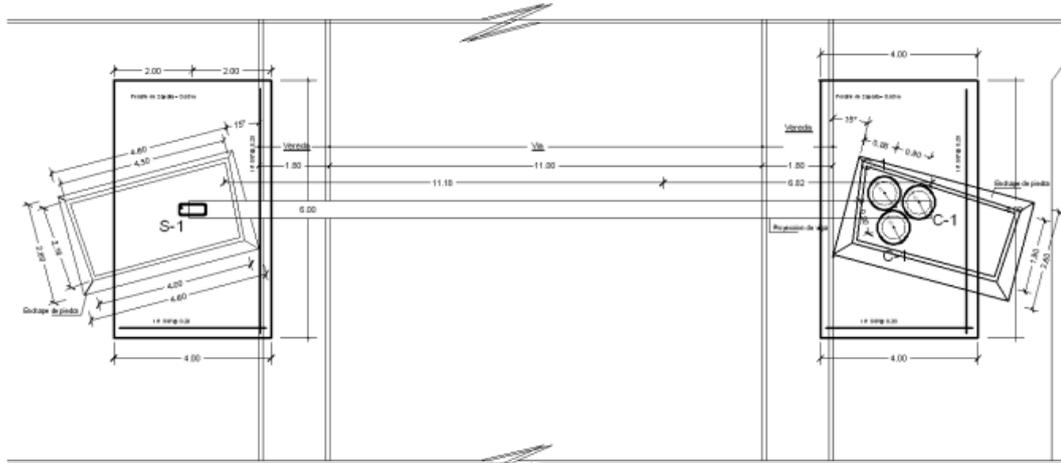
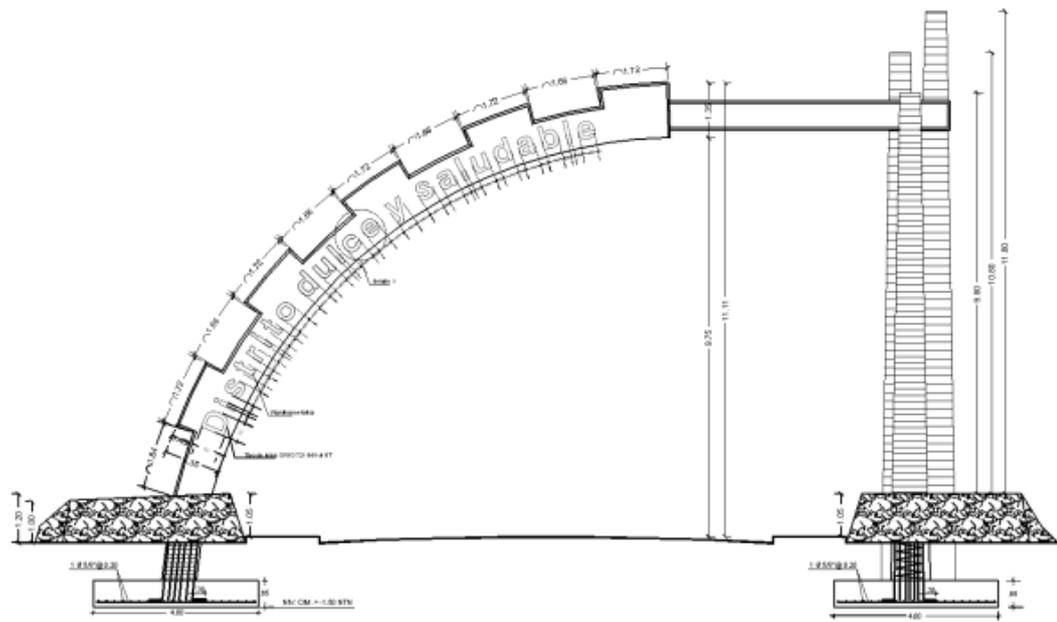


Fig. Uso de zapatas aisladas en estructura de cubierta de Centro educativo de Chiclayo. Perú.



PLANTA

Fig. Estructura de entrada a cooperativa, donde se ha usado zapatas aisladas.

ZAPATAS COMBINADAS

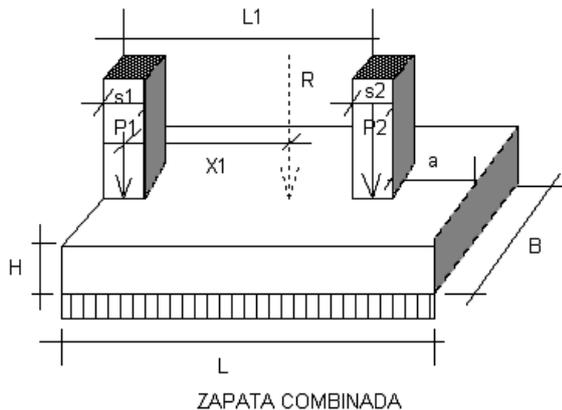
Se usa este tipo de zapatas cuando las columnas de las edificaciones están bastante cerca, y las dimensiones en planta de las zapatas están casi en contacto entre sí. Consta de dos o más columnas en una sola zapata.

También se usan cuando se requiere alcanzar mayores alturas de edificación, y el uso de zapatas aisladas ya no es conveniente.

Consta de un bloque rectangular de concreto, armado en dos direcciones con acero longitudinal, en la dirección de mayor longitud, y acero transversal en la dirección de menor longitud.

Se diseñan para resistir principalmente los esfuerzos debidos al cortante por flexión y punzonamiento, así como para resistir los momentos flectores que se producen en ambas direcciones debido a la reacción del suelo.

ELEMENTOS.-



ZAPATA COMBINADA

P_1, P_2 = carga en columnas 1,2

s_1, s_2 = dimensión de las columnas 1 y 2

R = resultante = $P_1 + P_2$

x_1 = ubicación de la resultante respecto al eje de la columna 1

L = longitud de la zapata

B = ancho de la zapata

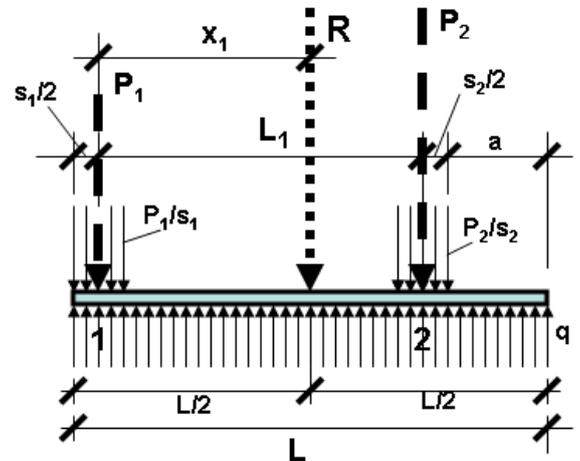
H = peralte de la zapata

a = longitud del volado de zapata respecto a la columna 2

q admisible = capacidad portante por falla a cortante o por asentamiento.

1. El Modelo estructural.-

Se muestra en la figura siguiente. Consta de dos cargas P_1 y P_2 , separados una distancia L_1 . Las cargas se pueden suponer que se reparten uniformemente a lo largo las longitudes de columnas s_1 y s_2 . Las cargas deben equilibrar con el q neto. Además la resultante debe caer en el centro de gravedad de la zapata combinada. Para ello se requiere de un volado de longitud "a".



Modelo estructural de zapata combinada

2. Cálculo de la longitud L.-

Se determina la longitud de la zapata de tal manera que la resultante caiga en $L/2$

Se ubica la resultante tomando momentos respecto a la columna 1:

$$x_1 * R = P_2 * L_1$$

$$x_1 = (P_2/R) * L_1 \quad \dots(1)$$

Se busca que la resultante caiga en la mitad de L :

$$s_1/2 + x_1 = L/2$$

$$L = s_1 + 2x_1 \quad \dots(2)$$

Reemplazando (1) en (2):

$$L = s_1 + 2(P_2/R) * L_1 \quad \dots(3)$$

3. Determinación de B.-

Se trata de que q actuante $\leq q$ neto

$$(P_1 + P_2 + P_p \text{ zapata}) / (B * L) \leq$$

$$q \text{ admisible} - \gamma * D_f - \text{Sobrecarga de piso} \quad \dots(4)$$

γ = peso específico promedio del relleno

D_f = profundidad de cimentación

Peso propio de zapata varía desde 10 % a 25 % del peso actuante dependiendo de la capacidad portante del suelo.

De la Ec.(4), se despeja B:

$$B = (P_1 + P_2 + P_p \text{ zapata}) / (q \text{ neto} * L) \quad \dots(5)$$

4. Dibujamos los diagramas de momentos y cortantes con las cargas mayoradas.

4.1 Calculamos la reacción última del suelo:

Reglamento Nacional de Edificaciones (2005): Perú.

$$P_u = 1.5 * CM + 1.8 CV$$

$$P_u = 1.25 * (CM + CV +/- CS)$$

$$P_u = 1.5 (P_1 + P_2) \text{muertas} + 1.8 (P_1 + P_2) \text{vivas}$$

Reglamento del ACI 318-71, 77, 83, 89, 95, 99:

$$P_u = 1.4 * D + 1.7 * L$$

$$P_u = 0.75 * (1.4 * D + 1.7 * L + 1.87 * EQ)$$

Reglamento del ACI 318-2002, 2005, 2008, 2011:

$$P_u = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$P_u = 1.2 * D + 1.0 * L + 1.4 * E$$

ESPECIFICACIONES DEL ACI:

9.2 — Resistencia requerida

9.2.1 — La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las Ecuaciones (9-1) a (9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.87W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

excepto que:

(a) Se permite reducir a 0.5 el factor de carga de carga viva L en las ecuaciones (9-3) a (9-5), excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L sea superior a 4.8 kN/m^2 .

(b) Se permite usar $1.3W$ en lugar de $1.6W$ en las ecuaciones (9-4) y (9-6) cuando la carga por viento W no haya sido reducida por un factor de direccionalidad.

(c) En las ecuaciones (9-5) y (9-7) se puede usar $1.4E$ en lugar de $1.0E$, cuando E , los efectos de carga por sismo se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

(d) El factor de carga para H , cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las ecuaciones (9-6) y (9-7) si la acción estructural debida a H neutraliza las causadas por W ó E . Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en H , sino deben incluirse en la resistencia de diseño.

$$Q_u = P_u / (B * L), \quad \text{ton/m}^2$$

4.2 La carga lineal uniformemente repartida vale:

$$q_u = Q_u * B$$

$$q_u = P_u / L \quad \dots(6)$$

Dibujamos el diagrama de cortantes, y de allí encontramos los puntos x e y de momentos máximos.

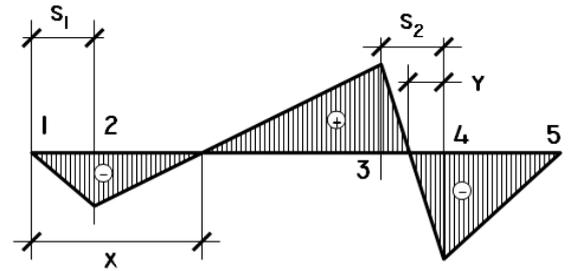


DIAGRAMA DE CORTANTE

$$q_u * x - P_u1 = 0$$

$$x = P_u1 / q_u \quad \dots (7)$$

$$-q_u(a + y) + (P_u2 / s_2) y = 0$$

$$(-q_u + P_u2 / s_2) y - q_u * a = 0$$

$$y = q_u * a / (P_u2 / s_2 - q_u) \quad \dots (8)$$

El diagrama de momentos es:

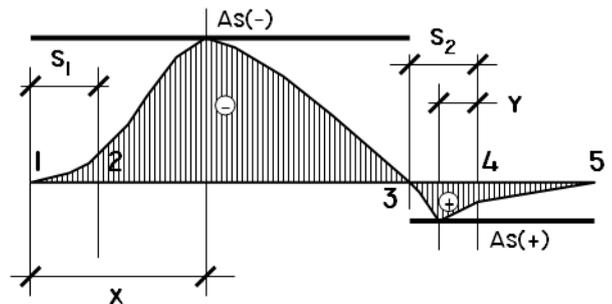


DIAGRAMA DE MOMENTOS

El Momento máximo vale:

$$M_u \text{ max negativo} = q_u x^2 / 2 - P_1 (x - s_1 / 2) \quad \dots(9)$$

$$M_u \text{ max positivo} = q_u (a + y)^2 / 2 - (P_u2 / s_2) y^2 / 2 \quad \dots(10)$$

5. Determinamos el peralte H.-

Verificamos por:

5.1 Longitud de anclaje a compresión y a tracción

5.2 Cortante por punzonamiento

5.3 Cortante por flexión

5.1 Longitud de anclaje a compresión

$$L_d = 0.08 f_y d_b / \sqrt{f_c}$$

$$L_d = 0.004 d_b f_y$$

$$L_d = 20 \text{ cm} \quad \text{El que sea mayor.} \quad \dots(11)$$

d_b = diámetro de la varilla de la columna

db_1 = diámetro de la varilla superior de la parrilla

db_2 = diámetro de la varilla inferior de la parrilla

$H = L_d + db_1 + db_2 + db_2 + \text{recubrimiento}$

...(12)

5.2 Cortante por punzonamiento

Fuerza cortante punzonante en la columna 2:

$Vu2 = Pu2 - qu * Ao$, donde Ao es el area dentro de la sección crítica por punzonamiento.

$$Ao = (s2 + d) (t2 + d)$$

$$Vu2 = P2u - qu * (s2 + d) (t2 + d)$$

...(13)

El esfuerzo cortante punzonante actuante:

$$.vu2 \text{ actuante} = Vu2 / bo * d$$

...(14)

.bo = perímetro del bloque equivalente = $(s2 + t2 + 2d) *$

2 ... (15)

Reemplazando (13) y (15) en la ecuación (14)

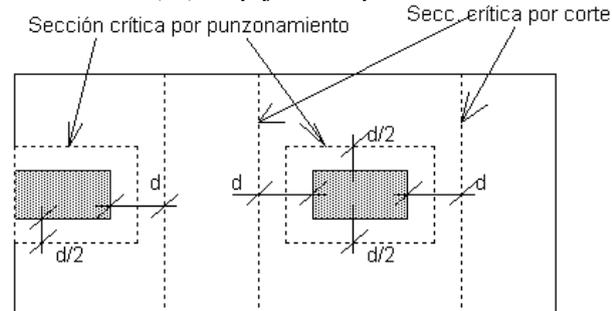
$$.vu2 \text{ actuante} = [P2u - qu (s2 + d) (t2 + d)] / [2 d (s2 + t2 + 2d)] \text{ ton/m}^2 \quad \dots(16)$$

El esfuerzo cortante admisible por punzonamiento:

$$v \text{ admisible} = 0.85 * 1.1 * \sqrt{fc} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \dots(17)$$

$$vu2 \text{ actuante} = v \text{ admisible} \quad \dots(18)$$

De la ecuación (18) despejamos el peralte d .



SECCIONES CRITICAS POR PUNZONAMIENTO Y CORTE

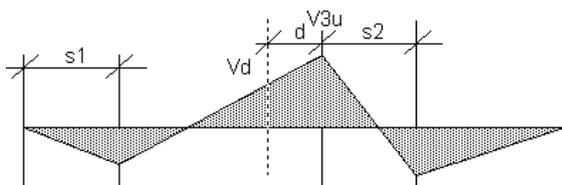


DIAGRAMA DE CORTANTE Y SECCION CRITICA

5.3 Cortante por flexión.-

El cortante por flexión lo calculamos a la distancia d de la cara de la columna

$$Vd \text{ actuante} = V3 - qu * d \quad \dots (19)$$

El esfuerzo cortante admisible es:

$$.vd \text{ actuante} = Vd \text{ actuante} / (B * d) \quad \dots(20)$$

El esfuerzo cortante admisible es:

$$v \text{ admisible} = 0.85 * 0.53 \sqrt{fc} \quad \dots(21)$$

Se debe cumplir que

$$v \text{ actuante} = vd \text{ admisible} \quad \dots(22)$$

De la ecuación 22 despejamos el peralte d .

De las ecuaciones 12, 18 y 22, obtenemos el máximo d , de donde obtenemos H .

6. Acero por flexión en la dirección longitudinal.-

El acero por flexión en la dirección longitudinal lo obtenemos con el diagrama de momentos, con el momento máximo positivo y negativo respectivamente:

$$As = Mu / \phi fy (d - a/2),$$

$$a = As fy / 0.85 fc b$$

...(23)

7. Acero mínimo.-

El área de acero calculado tiene que ser mayor que el mínimo:

$$As \text{ mínimo} = 0.0018 * Bd \quad \dots(24)$$

8. Calculamos el número de varillas:

N varillas = Area de acero requerido / Area de la varilla a

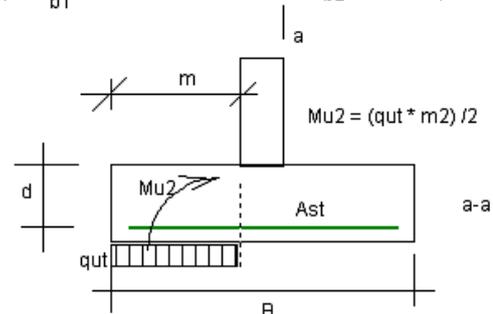
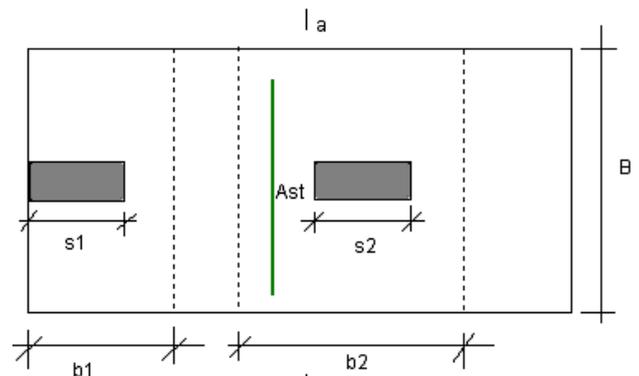
usar ... (25)

9. Separación de varillas.-

Con el número de varillas en el lecho superior e inferior calculamos las separaciones del lecho superior e inferior:

$$\text{Separación } S1 = (B - db - 2 * \text{recubrimiento}) / (N \text{ varillas} - 1) \quad \dots (26)$$

10. Calculamos el acero en la dirección transversal:



ELEMENTOS PARA EL DISEÑO POR FLEXION TRANSVERSAL

Tener en cuenta el ancho equivalente para la flexión transversal:

$$.b1 = s1 + 0.75 d \quad \text{y} \quad b2 = s2 + 1.5 d \quad (\text{Juan Ortega})$$

$$b1 = s1 + 0.50 d \quad \text{y} \quad b2 = s2 + d \quad (\text{Roberto Morales})$$

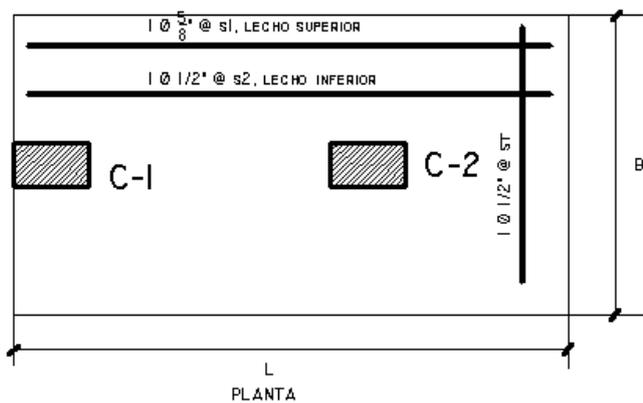
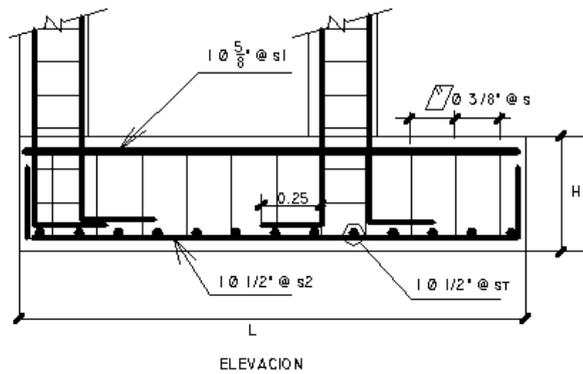
...(27)

11. Para la zona de la columna 2 que es la más desfavorable:

$$Q_{ut} = P_{2u} / B \quad \dots(28)$$

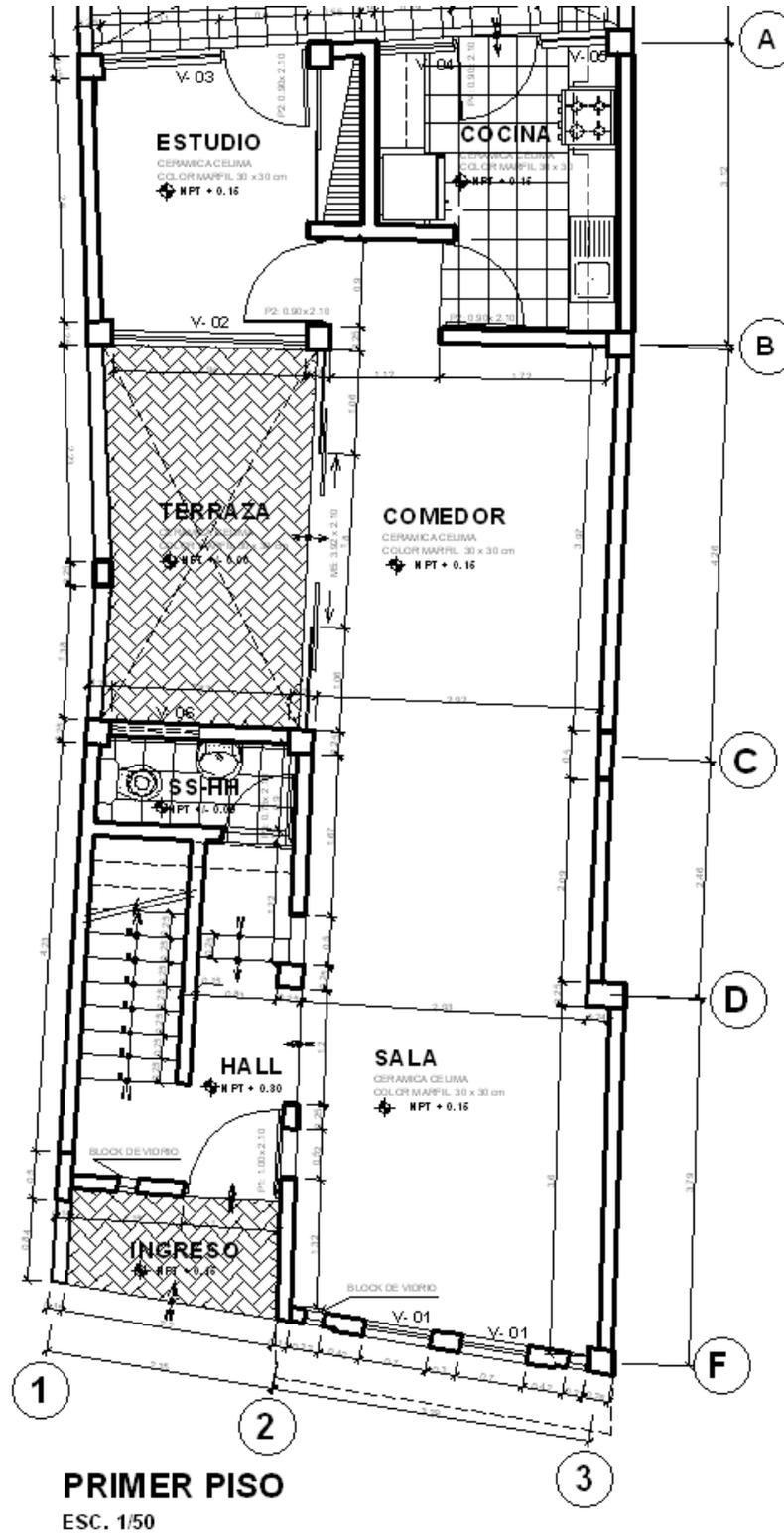
$$M_{u2} = Q_{ut} m^2 b_2 / 2 \quad \dots(29)$$

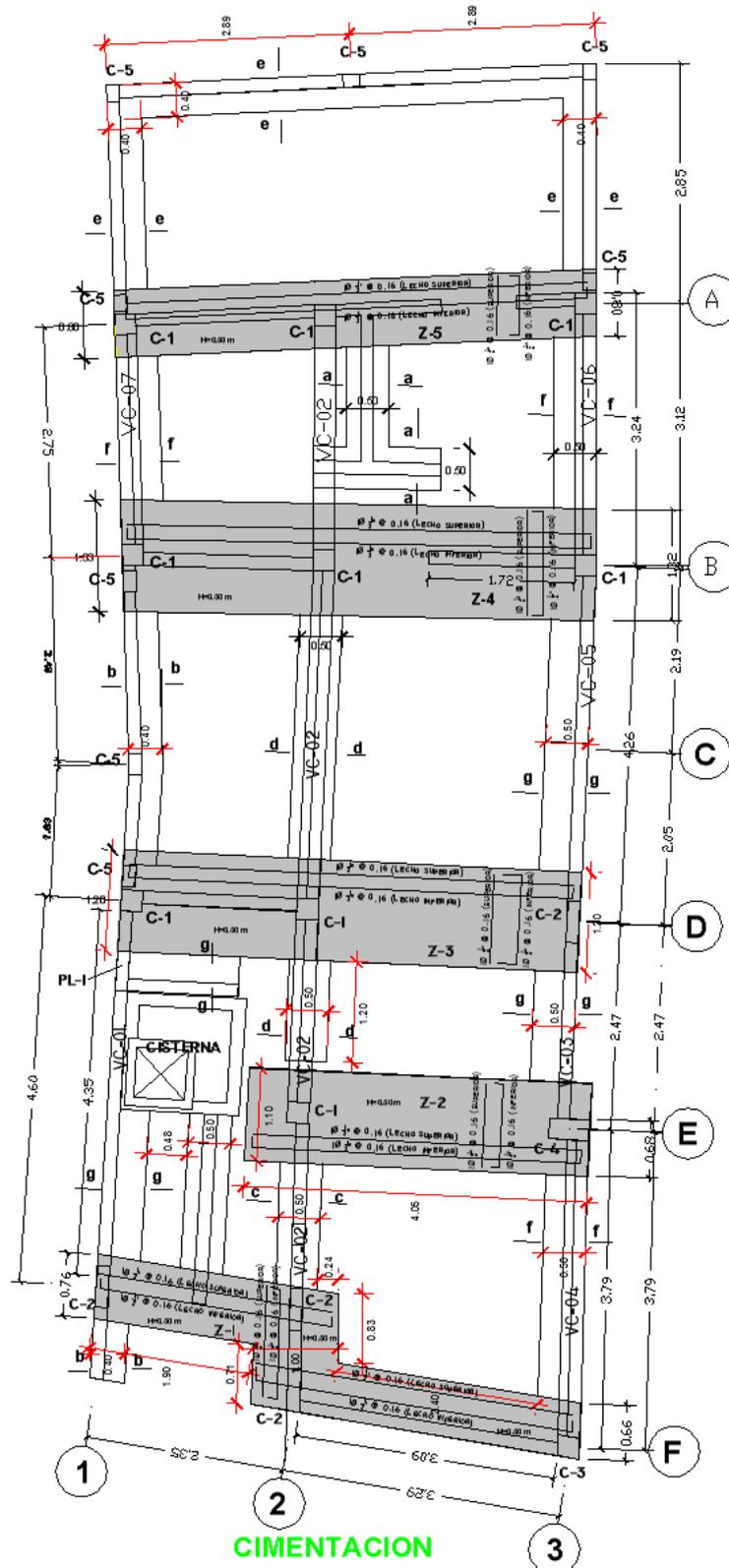
12. Con el momento M_{u2} se calcula el Acero transversal Ast. ■



ZAPATA COMBINADA

Proyecto: Edificación de cuatro niveles, en la que se muestra la cimentación tipo: Zapatas combinadas y continuas.



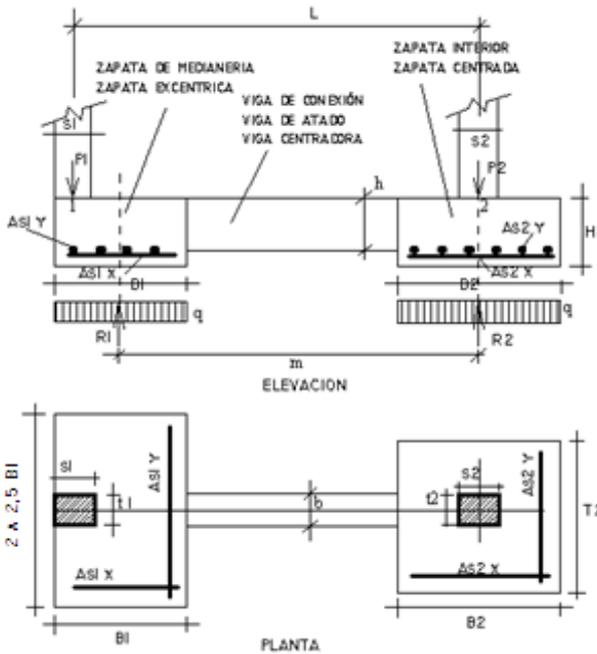


Plano de cimentación de edificación para cuatro niveles, cuya arquitectura del primer nivel se muestra en la figura anterior, donde se ha usado cimentación de tipo zapata combinada.

ZAPATAS CONECTADAS

1. INTRODUCCION.-

Están formadas por zapatas acopladas con vigas de conexión (o vigas de atado). Se colocan vigas de conexión, para evitar los desplazamientos horizontales, soportar los momentos de las columnas (especialmente por sismo), disminuir el efecto de los asentamientos diferenciales y, para soportar los momentos, debido a la excentricidad de la carga de la columna y la reacción del suelo, que se produce en las zapatas excéntricas. La colocación de vigas de atado es obligatorio en estructuras construidas en zonas sísmicas, según el código europeo llamado *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes*. Además deben colocarse en ambas direcciones formando una retícula.



2. EL ESFUERZO NETO.-

El estudio de suelos, determina la capacidad portante a la profundidad D_f . A esa profundidad, el suelo soporta cargas producidas por el peso propio del relleno ($\gamma \cdot D_f$), y la sobrecarga de piso (Sc . piso, suele usarse 500 kg/m^2). Por tanto, el esfuerzo neto (q_{neto}), o útil para la estructura a construir, es lo que queda, después de descontarle a la capacidad portante o admisible, las cargas mencionadas.

$$q_{\text{neto}} = q_{\text{admissible}} - \gamma \cdot D_f - Sc \text{ . piso}$$

γ = peso unitario del suelo, o peso volumétrico, o peso específico de masa (kg/m^3).

3. AREA DE ZAPATA A1.-

$$Azap1 = P1 / q_{\text{neto}} \quad \dots(1)$$

Usando inicialmente la proporción: $T1 = 2B1$

$$2B1 \cdot B1 = Azap1$$

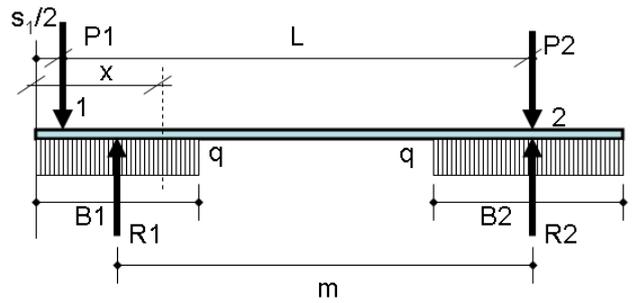
$$B1 = \sqrt{Azap1 / 2}$$

...(2)

4. EL MODELO ESTRUCTURAL.-:

Un modelo estructural simple, de zapatas conectadas, se muestra en el esquema siguiente, donde $P1$ y $P2$ son las cargas actuantes, $R1$ y $R2$, son las reacciones del suelo, $s1$

es el ancho de columna, L es la separación entre cargas, y x es la distancia al punto de momento máximo.



Modelo de zapata conectada

Tomamos momentos respecto al punto 2, resulta:

$$R1 = P1 \cdot L / m \quad \dots(3)$$

Como $L > m$, entonces $R1 > P1$

Calculamos $T1$:

$$T1 = R1 / (q_{\text{neto}} \cdot B1) \quad \dots(4)$$

5. MAYORACIÓN DE CARGAS.-

Las combinaciones de carga se mayoran según el reglamento a usar:

Reglamento Nacional de Edificaciones (2005):

$$Pu = 1.5 \cdot CM + 1.8 \cdot CS$$

$$Pu = 1.25 \cdot (CM + CV \pm CS)$$

Reglamentos del ACI, Normas 318-71, 77, 83, 89, 95, 99:

$$Pu = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L$$

$$Pu = 0.75 \cdot (1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L + 1.87 \cdot EQ)$$

Reglamentos del ACI, Normas: 318M-02, 318S-05:

$$Pu = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$Pu = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.4 \cdot E$$

Se mayoran las cargas ($P1u$ y $P2u$), y se calculan la reacción ($R1u$) y esfuerzo último del suelo ($qu1$). Se obtendrá un diagrama similar al del modelo mostrado, pero con las cargas mayoradas:

Tomando otra vez momentos respecto al punto 2:

$$R1u = P1u \cdot L / m \quad \dots(5)$$

La reacción última del suelo, como carga uniformemente repartida vale:

$$qu1 = R1u / B1 \quad \dots(6)$$

6. EL MOMENTO MÁXIMO DE DISEÑO.-

Hallamos "x", el punto de cortante cero y de momento máximo:

$$qu1 \cdot x - P1u = 0$$

$$x = P1u / qu1 \quad \dots(7)$$

$$Mu_{\text{máx}} = - P1u \cdot (x - s1/2) + qu \cdot x^2 / 2 \quad \dots(8)$$

Determinamos el diagrama de momentos:

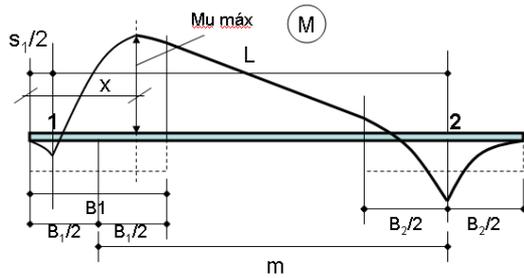


Diagrama de momentos

El área de acero se calcula con:

$$A_s = M_u / [\phi * f_y * (d - a/2)]$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 f_c * b) \quad \dots(9)$$

Las zapatas excéntrica y centrada, se diseñan con los criterios de zapatas aisladas.

7. ESPECIFICACIONES DEL "BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE", DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), NORMAS 318M-02 Y 318S-05, DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES.-

21.10.3.1- Las vigas apoyadas en el suelo diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o coronamientos de pilotes, deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna soportada o estar anclada dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

21.10.3.2 – Las vigas sobre el suelo diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben ser dimensionadas de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben proporcionar amarras cerradas con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 300 mm.

8. DISEÑO DE ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXIÓN.-

Usando el procedimiento de diseño mencionado, se han calculado las áreas de las zapatas excéntrica ($B1 \times T1$, en m^2), interior ($B2 = T2$, en metros), y las secciones y aceros de las vigas de conexión; para las variables: Número de pisos (N), separación de columnas (L) en metros, y el esfuerzo neto (q_{neto}). La separación de columnas se consideró igual en ambas direcciones. No se incluyó el efecto del sismo. Además $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se presenta la sección ($b \times h$, cm^2), y los aceros del lecho superior (As superior.) e inferior (As inferior) de la viga de conexión. Se ha colocado el Momento flector máximo de la viga de conexión ($M_u \text{ máx}$), para añadirle el que resulta del análisis sísmico (y otros efectos de la naturaleza), y sea verificado, mejorado y adecuado a sus fines, por el diseñador. Se ha partido desde una dimensión pequeña ($L = 3 \text{ m}$) hasta $L = 6 \text{ m}$, para poder barrer un campo variado, de medidas comunes de edificaciones. Estas tablas pueden servir para predimensionar zapatas conectadas. Cuando el esfuerzo neto (q_{neto}) o las luces (L) de su proyecto particular, no sean exactamente los valores dados en las tablas, se pueden interpolar, o tomar el valor inmediato superior.

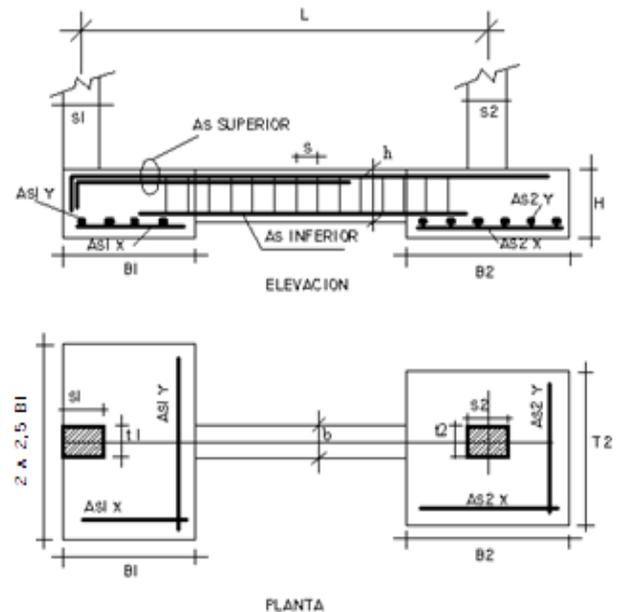
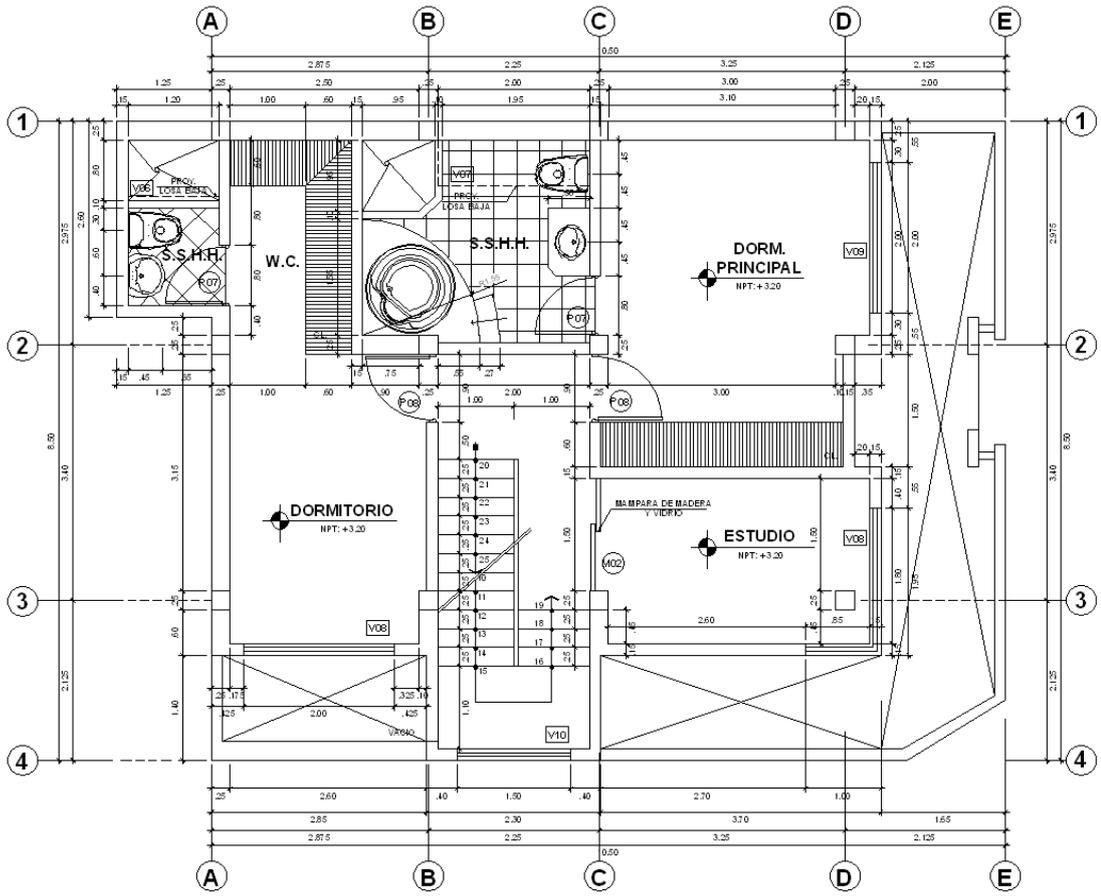


TABLA ZC-01

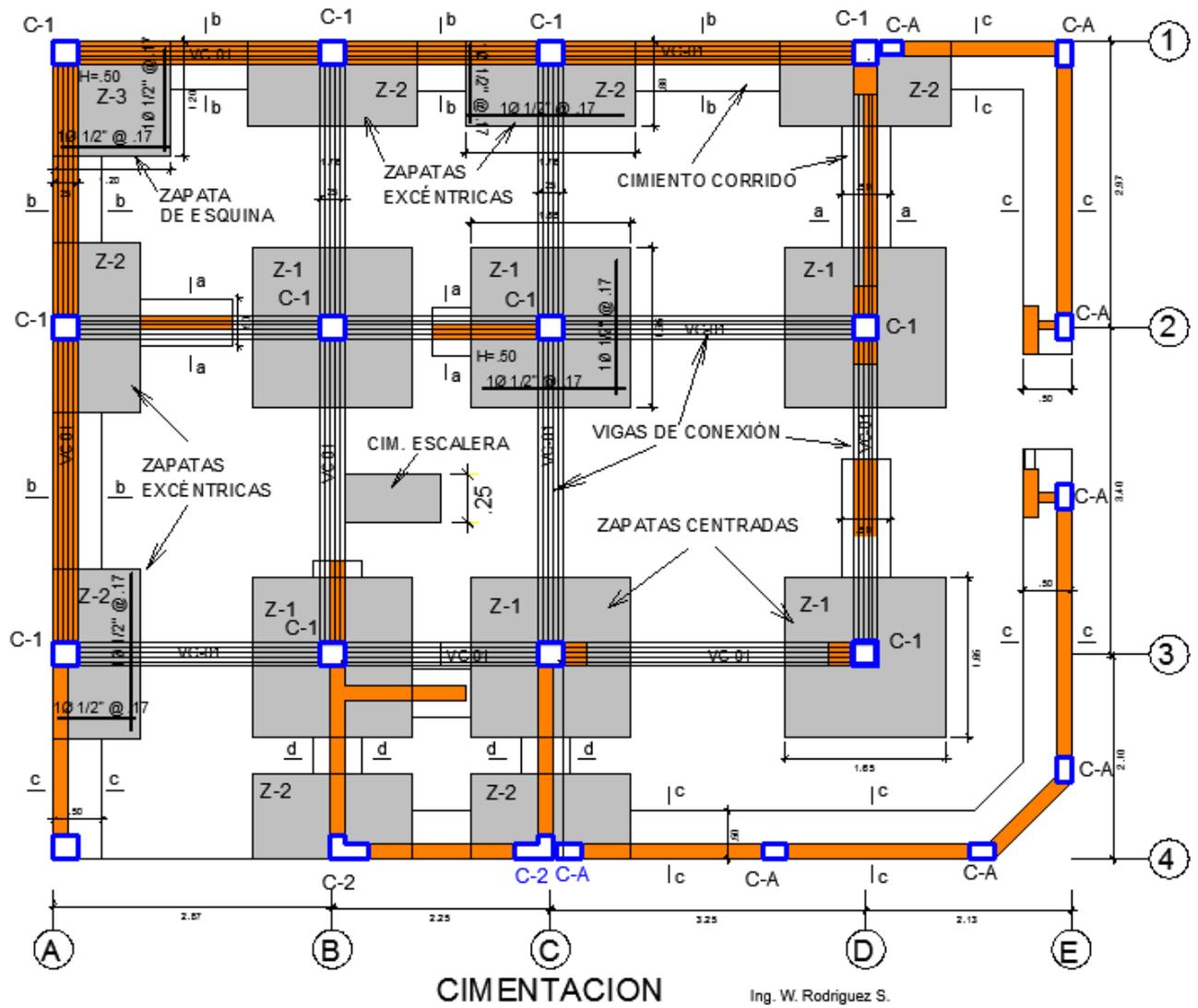
q neto = 0.85 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.51x1.07	1.02x1.02	0.66	25x30	2ø12"	2ø12"
	4	0.69x1.44	1.35x1.35	2.12	25x30	2ø12"	2ø12"
	5	0.86x1.82	1.69x1.69	4.78	25x35	4ø12"	2ø12"
2	3	0.73x1.57	1.43x1.43	2.54	25x35	2ø12"	2ø12"
	4	0.97x2.12	1.90x1.90	7.07	25x40	3ø5.8"	3ø12"
	5	1.21x2.67	2.36x2.36	16.04	25x50	5ø5.8"	2ø5.8"
3	3	0.89x1.98	1.73x1.73	5.10	25x40	4ø12"	2ø12"
	4	1.19x2.67	2.30x2.30	13.61	25x50	5ø5.8"	2ø5.8"
	5	1.49x3.37	2.87x2.87	28.38	30x60	6ø3.4"	3ø5.8"
	6	1.78x4.07	3.44x3.44	51.12	30x65	6ø1"	3ø3.4"

q neto = 1.25 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.42x0.87	0.84x0.84	0.39	25x30	2ø12"	2ø12"
	4	0.57x1.17	1.12x1.12	1.48	25x30	2ø12"	2ø12"
	5	0.71x1.47	1.40x1.40	3.55	25x35	3ø12"	2ø12"
2	3	0.85x1.78	1.68x1.68	6.88	30x45	4ø12"	4ø12"
	4	0.60x1.26	1.18x1.18	1.82	25x30	2ø12"	2ø12"
	5	0.80x1.71	1.57x1.57	5.40	25x35	4ø12"	2ø12"
3	3	0.73x1.58	1.44x1.44	3.86	25x40	3ø12"	3ø12"
	4	0.98x2.14	1.91x1.91	10.74	25x50	4ø5.8"	2ø5.8"
	5	1.22x2.70	2.39x2.39	22.82	25x55	5ø3.4"	3ø5.8"
4	3	0.85x1.87	1.65x1.65	6.36	25x45	4ø12"	3ø12"
	4	1.13x2.53	2.20x2.20	17.13	25x50	6ø5.8"	3ø12"
	5	1.41x3.18	2.74x2.74	35.87	30x60	4ø1"	2ø3.4"
	6	1.70x3.84	3.28x3.28	64.77	30x75	6ø1"	3ø3.4"

q neto = 2.00 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m)	Mu max (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.34x0.67	0.67x0.67	0.11	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.45x0.91	0.89x0.89	0.83	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.56x1.15	1.11x1.11	2.29	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	0.67x1.38	1.33x1.33	4.73	30x35	4ø 1/2"	3ø 1/2"
2	3	0.47x0.98	0.94x0.94	1.08	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.63x1.32	1.25x1.25	3.67	25x30	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.79x1.66	1.56x1.56	8.47	25x40	4ø 5/8"	3ø 1/2"
	6	0.95x2.01	1.87x1.87	16.13	30x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
3	3	0.58x1.22	1.15x1.15	2.57	25x30	3ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.77x1.65	1.52x1.52	7.72	25x40	4ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	0.97x2.00	1.90x1.90	16.97	25x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
	6	1.16x2.50	2.28x2.28	31.53	30x65	6ø 3/4"	3ø 5/8"
4	3	0.67x1.43	1.32x1.32	4.45	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.89x1.93	1.75x1.75	12.67	25x45	5ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.12x2.44	2.19x2.19	27.25	30x60	6ø 3/4"	2ø 3/4"
	6	1.34x2.94	2.62x2.62	49.46	30x70	5ø 1"	3ø 3/4"
5	3	0.75x1.62	1.47x1.47	6.64	25x40	3ø 5/8"	2ø 5/8"
	4	1.00x2.19	1.95x1.95	18.38	25x55	4ø 3/4"	3ø 5/8"
	5	1.25x2.76	2.43x2.43	38.96	30x60	5ø 1"	2ø 3/4"
	6	1.50x3.33	2.92x2.92	70.88	30x80	6ø 1"	3ø 3/4"

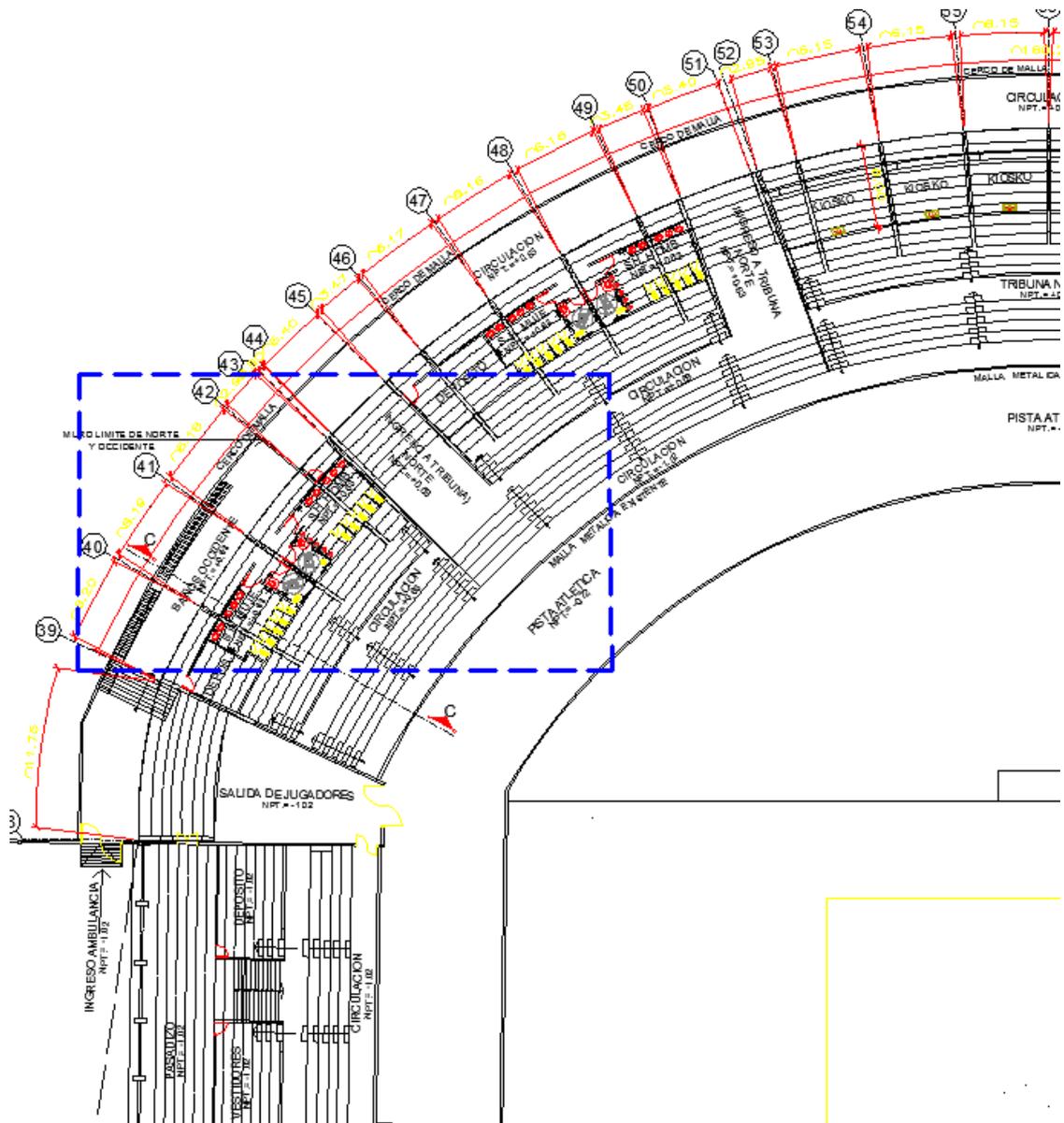


SEGUNDO NIVEL



Cimentación con zapata conectada del proyecto de tres niveles. Las vigas de conexión se deben colocar en ambas direcciones. A manera de malla o red.

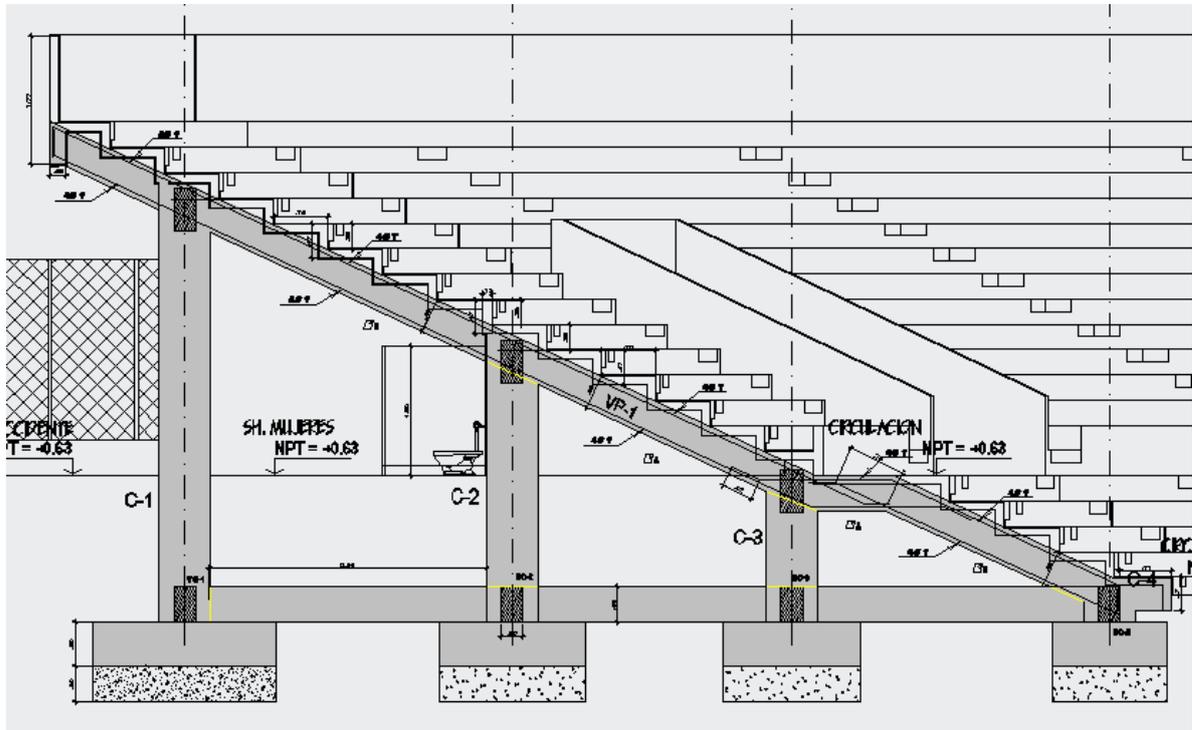
Proyecto: Estadio, en el que se muestra la cimentación.



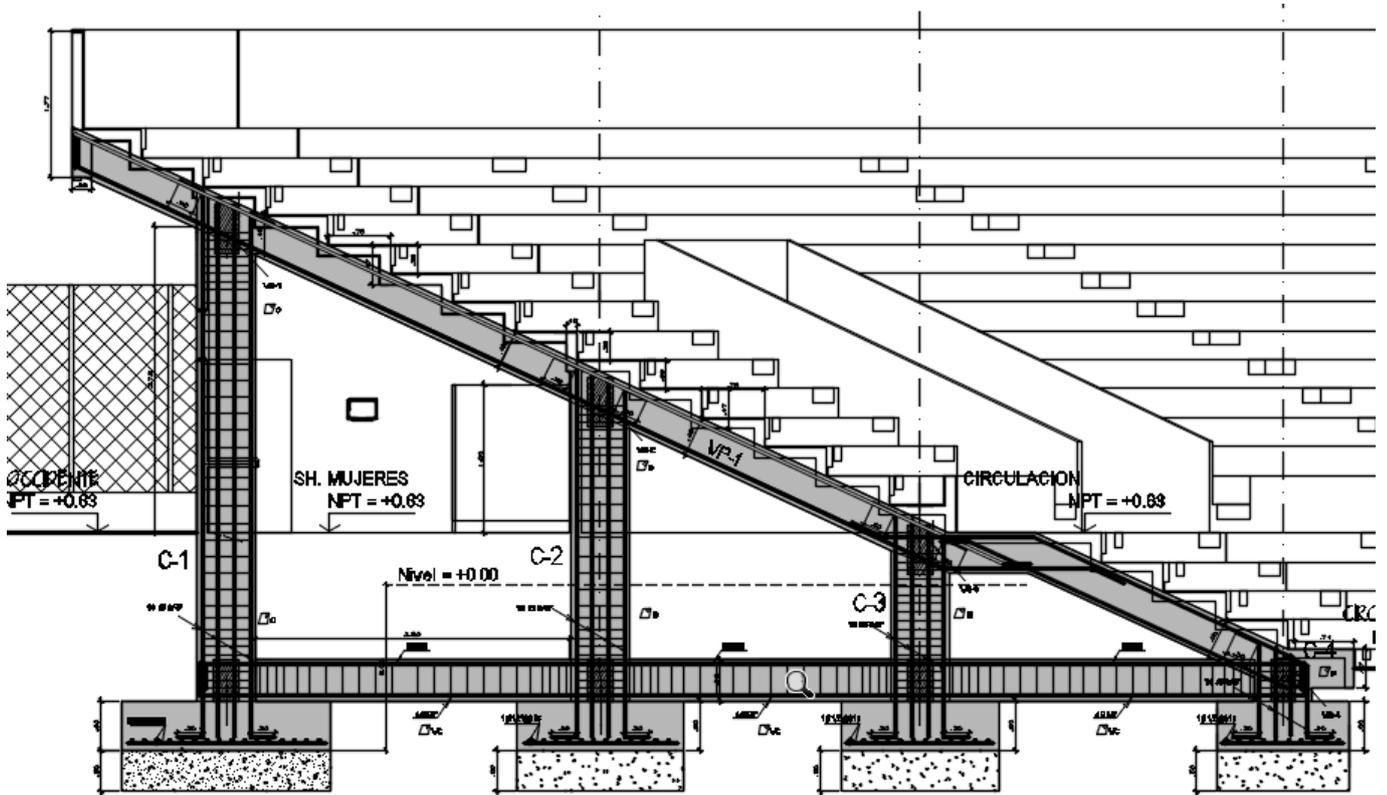
Vista parcial de la planta de estadio, donde se muestra, abajo, la cimentación.



Vista parcial de planta de cimentación con zapatas conectadas.



Sistema estructural que soportan las graderías.



ESTRUCTURA DE ESTADIO

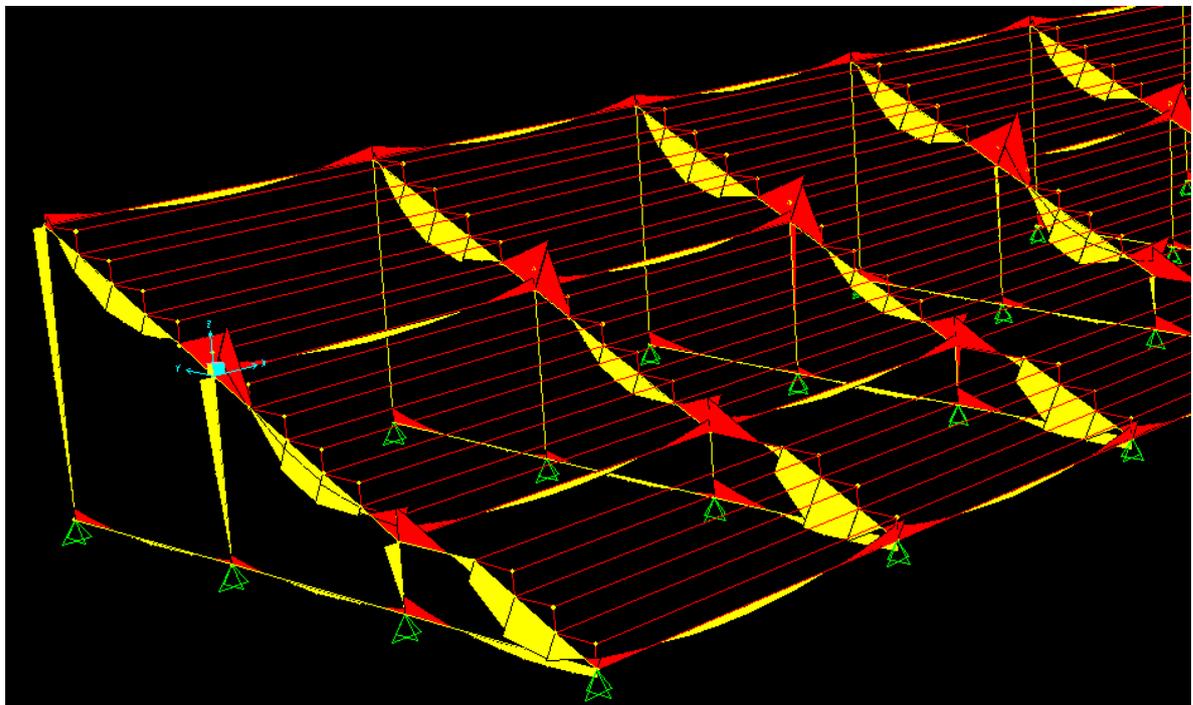


Diagrama de momentos para el diseño del Estadio.

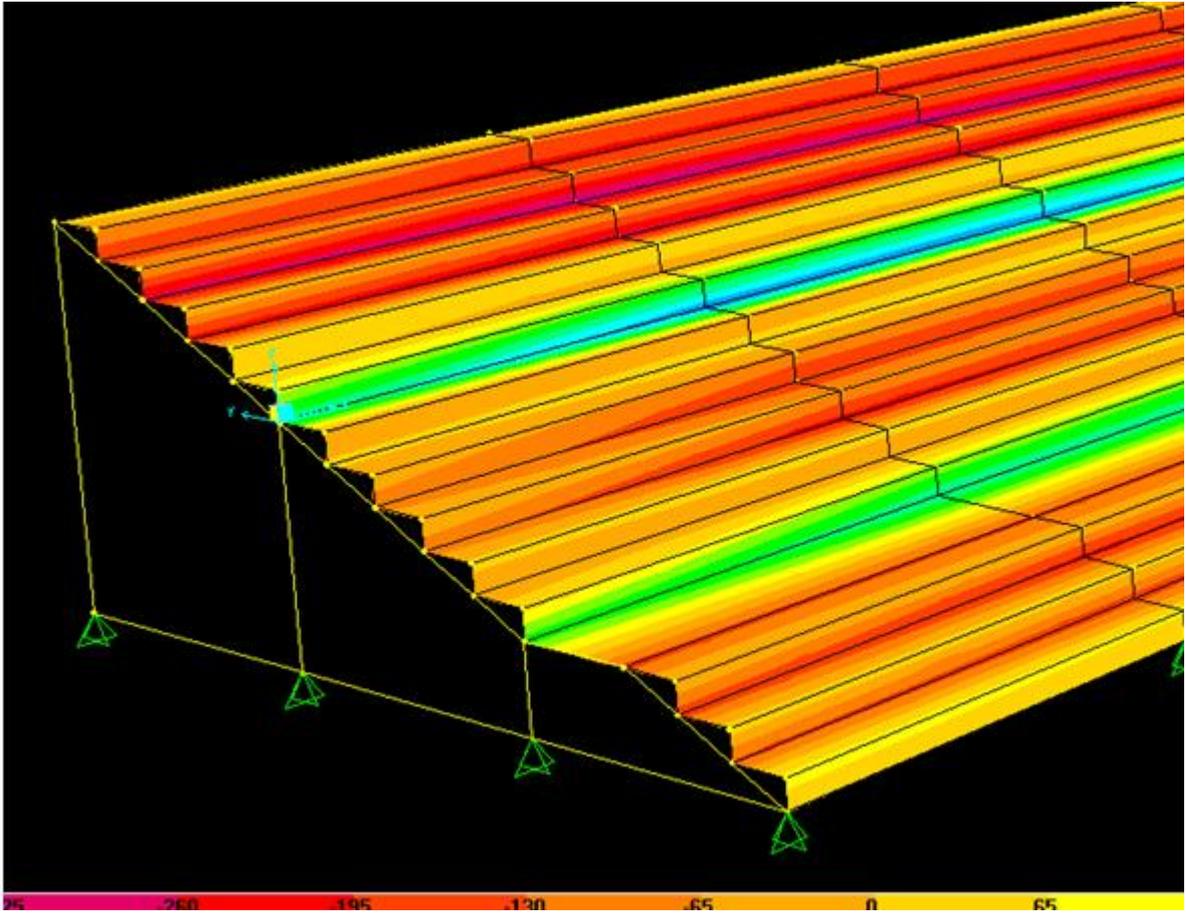


Diagrama de momentos, en la dirección 2-2, de las graderías.



ZAPATAS CONTINUAS

Se usan cuando la capacidad portante del terreno es baja, y el número de niveles crece, aumentando el peso actuante sobre el suelo. También se usan cuando existen columnas muy cercanas en una dirección y columnas alejadas en la otra dirección.

Se caracterizan porque tienen una dimensión muy grande comparada con la otra dimensión. Debido a que los momentos en la dirección longitudinal son muy altos, generalmente se usa una viga (VCP) de gran peralte como nervio, en forma de T invertida para soportar dichos momentos.

El diseño se hace en la dirección longitudinal y transversal. En la dirección longitudinal hay que diseñar la viga en forma de T invertida y la zapata continua.

En la dirección transversal hay que diseñar las vigas de conexión (VCS) y la zapata.

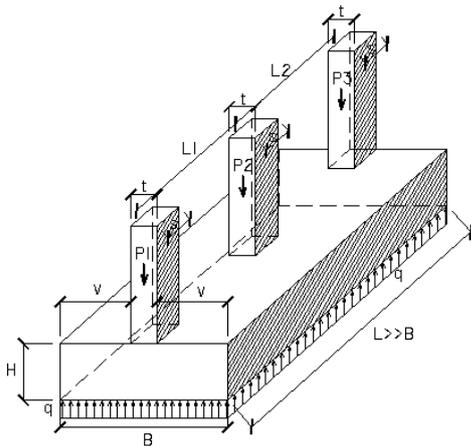


Fig. 1. Zapata continua. La dirección longitudinal es paralela a L , y la transversal es paralela a B .

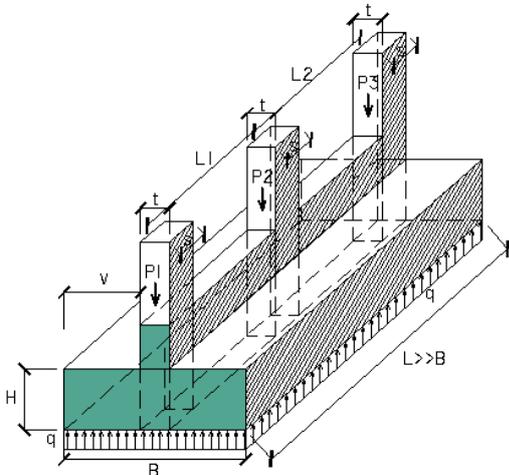
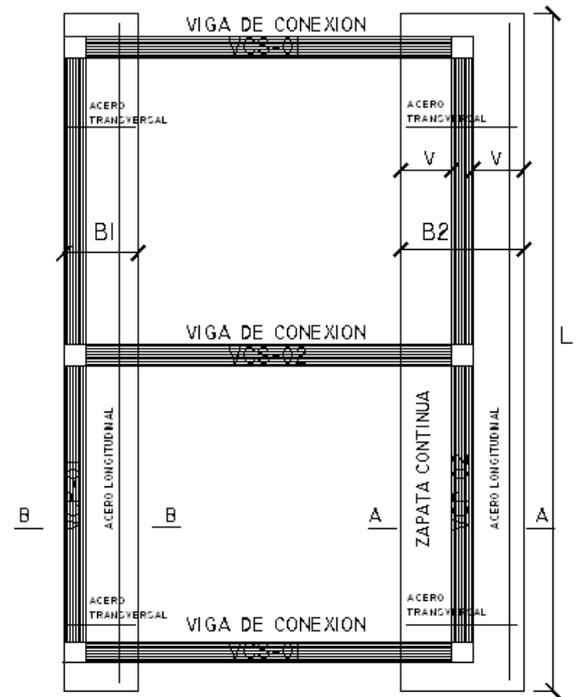


Fig. 2. Zapata continua con viga nervio.



PLANTA

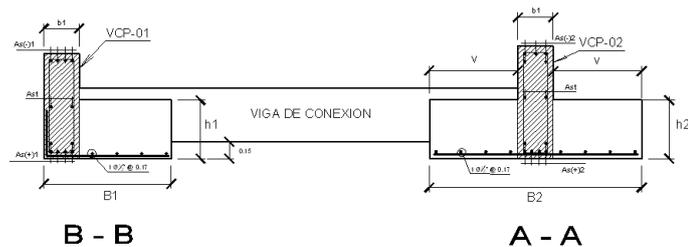


Fig. 3. Zapata continua en la dirección longitudinal, y conectada en la dirección transversal.

2. ELEMENTOS.-

$B1, B2$ = ancho de zapatas

$L1, L2$ = separación de columnas

$P1, P2, \dots, Pi$ = cargas en las columnas

$h1, h2$ = peralte de viga de cimentación principal

H = peralte de zapata continua

q_{adm} = capacidad portante del suelo

Df = profundidad de cimentación

γ = peso específico del relleno

S/c = sobrecarga de piso

3. CIMENTOS RIGIDOS.-

Un cimiento es rígido, si se verifica la relación, dada en la Norma ACI 336.2R 88 "Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats", reprobado en el 2002, y que nos remiten a Fritz Kramrisch y Paul Rogers (Simplified Design of Combined footing, 1961), y Kramrisch (Footings, 1984):

3.1 En la dirección transversal.- Separación para luces de volados:

$$L \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(1)$$

3.2 En la dirección longitudinal.-

Separación de columnas adyacentes (L):

$$L \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(2)$$

Donde:

t = espesor de la zapata.

v = longitud del volado

b = ancho del cimiento

$$E_c = 15000 \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 2.17 \times 10^6 \text{ ton/m}^2, \text{ para } f_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$K = q / d$ = Módulo de balasto =

= Módulo de Winkler

= Módulo de reacción de subrasante.

4. EL MODULO DE BALASTO (O DE SULZBERGER), K_{30} .

Es la relación esfuerzo/asentamiento, que se obtiene de la gráfica resultante del **Ensayo de Placa de carga**, en el instante que el asentamiento del suelo es de 0.05 de pulgada (0,05" = 1/20"). El coeficiente así obtenido es el correspondiente a una placa de 30 cm de diámetro, K_{30} .

El coeficiente de balasto K_{30} , del ensayo de placa de carga, tiene que corregirse y adecuarse al tamaño de la zapata, ya que se realiza con una placa de 30 cm de diámetro.

Para convertir el k_{30} de placa al **K_c de campo**, se tienen que relacionar los asentamientos y anchos de placa (S_p, B_p); con los asentamientos y anchos de campo (S_c, B_c), a través de un factor de incidencia C_B que considere el ancho de la cimentación prevista, obtenido con la experimentación:

$$K_c = C_B * K_{30} \quad \dots(3)$$

C_B = Factor de incidencia del ancho de la cimentación

K EN ARENAS.-

En suelos arenosos, hay que afectar el Módulo de Balasto por un factor de forma, para considerar, el ancho del cimiento B , el ancho de la placa (0,30m) y la profundidad de cimentación D :

$$k = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \right) \quad \dots(4)$$

Donde n varía entre 2 y 3.

Para $n = 2$ y $B \gg D$ resulta:

$$k = k_{0.3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

... (5)

De aquí se obtiene:

$$k = k_{0.3} * (1/2 - 0.15 / B)^2$$

Con un valor de B grande

$$k_{\text{arenas aprox.}} = 0,25 * k_{0.30}$$

... (6)

K EN ARCILLAS.-

En suelos arcillosos, el coeficiente de balasto afectado por el factor de forma, para placa circular es:

$$k(\text{kN/m}^3) = k_{0.3}(\text{kN/m}^3) \left[\frac{0.3 \text{ (m)}}{B \text{ (m)}} \right]$$

... (7)

Para cimentaciones rectangulares en suelos arcillosos, de dimensiones $B \times L$:

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5}$$

... (8)

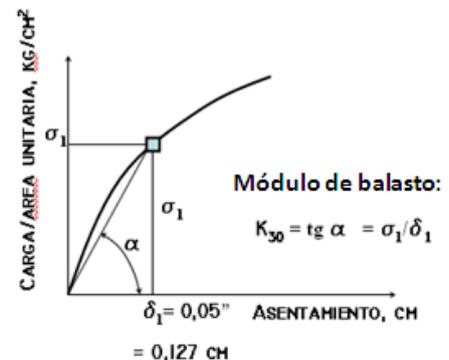
$K(B \times B)$, corresponde a placa cuadrada, la cual se puede obtener con la relación (7), y reemplazándola en (8) resulta:

$$k_c = k_{30} * \frac{30}{B} * \left(\frac{1 + 0.5 \frac{B}{L}}{1.5} \right) \quad \dots(9)$$

L = longitud de la zapata corrida.

Si $L \gg B$ resulta, que en arcillas:

$$k_{\text{aprox}} = 20 * \frac{k_{30}}{B} \quad \dots(10)$$



Resultados de la prueba de la placa de carga y definición del Módulo de balasto. $K_{30} = s_1 / 0,127 \text{ cm}$

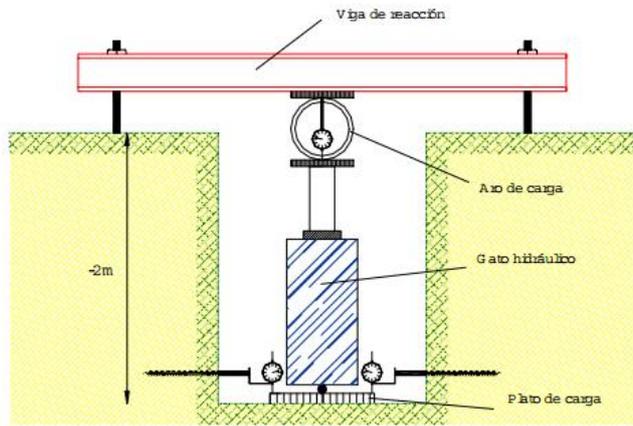
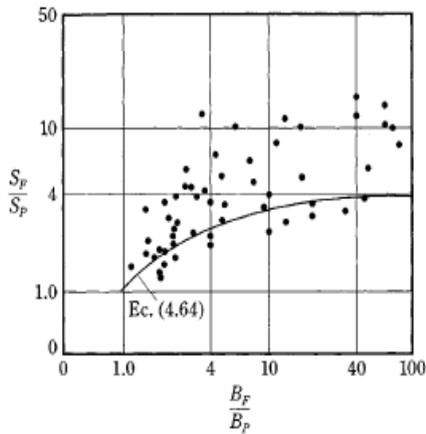


Fig. Arreglo de la prueba de placa (o plato) de carga. Una placa usual es de $B = 0.30$ m, y la placa, se coloca a la profundidad $D_f < 2m$.



Vista del equipo para el ensayo de placa de carga.



▼ FIGURA 4.32 Comparación de los resultados de pruebas de campo con la Ec. (4.64) (según D'Appolonia y otros, 1970)

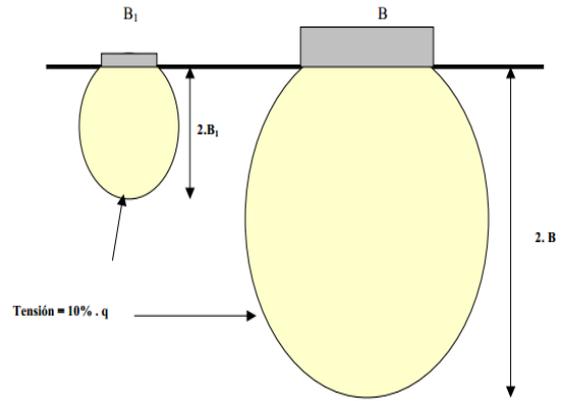


Fig. Diferencias entre la placa de carga y el cimiento.

Para suelos arcillosos se cumple:

$$S_F * B_F = S_P * B_P$$

Para suelos arenosos:

$$S_F = S_P * [2 B_F / (B_F + B_P)]^2$$

S_F = asentamiento de la cimentación

B_F = ancho de la cimentación

S_P = asentamiento de la placa

B_P = ancho de la placa

Valores de k_{30} , según Braja Das:

Arena (seca o húmeda)	
Suelta:	29–92 lb/pulg ² (8–25 MN/m ²)
Media:	91–460 lb/pulg ² (25–125 MN/m ²)
Densa:	460–1380 lb/pulg ² (125–375 MN/m ²)
Arena (saturada)	
Suelta:	38–55 lb/pulg ² (10–15 MN/m ²)
Media:	128–147 lb/pulg ² (35–40 MN/m ²)
Densa:	478–552 lb/pulg ² (130–150 MN/m ²)
Arcilla	
Rígida:	44–92 lb/pulg ² (12–25 MN/m ²)
Muy rígida:	92–184 lb/pulg ² (25–50 MN/m ²)
Dura:	>184 lb/pulg ² (>50 MN/m ²)

Crespo Villalaz, nos proporciona una gráfica donde relaciona K_{30} con el valor relativo de soporte CBR:

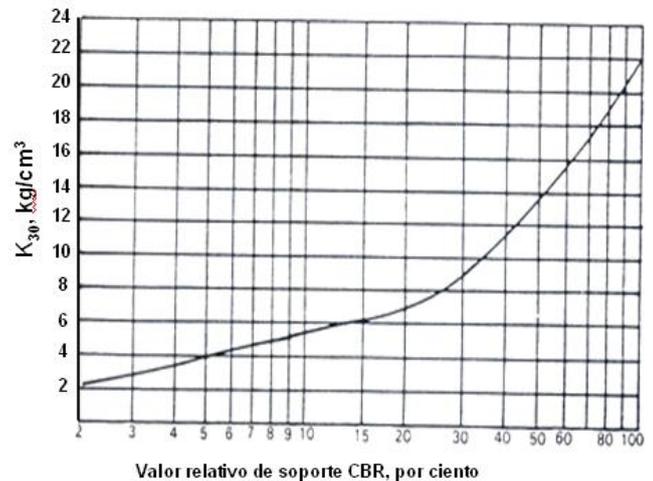


Figura 7.11 Relación entre el valor relativo de soporte (en porcentaje) y el módulo de reacción de la subrasante.

DIAGRAMA ESFUERZO-ASENTAMIENTO

LUGAR: CIUDAD UNIVERSITARIA-LAMBAYEQUE

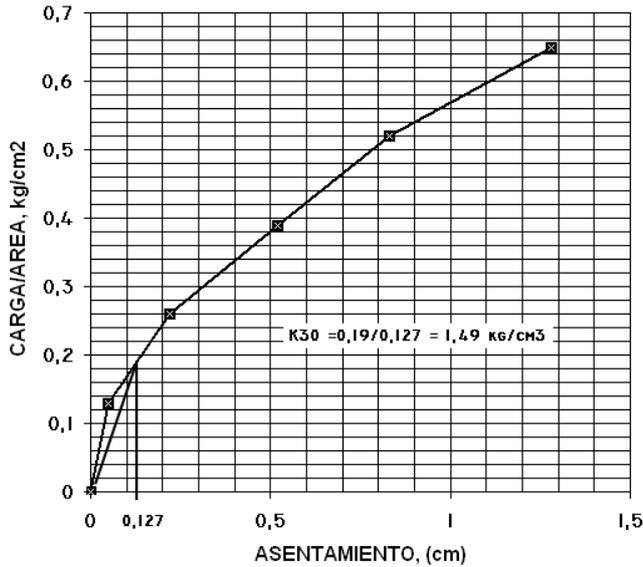


Fig. Ensayo de esfuerzo asentamiento ejecutado en la ciudad universitaria de la UNPRG-Lambayeque. Perú.

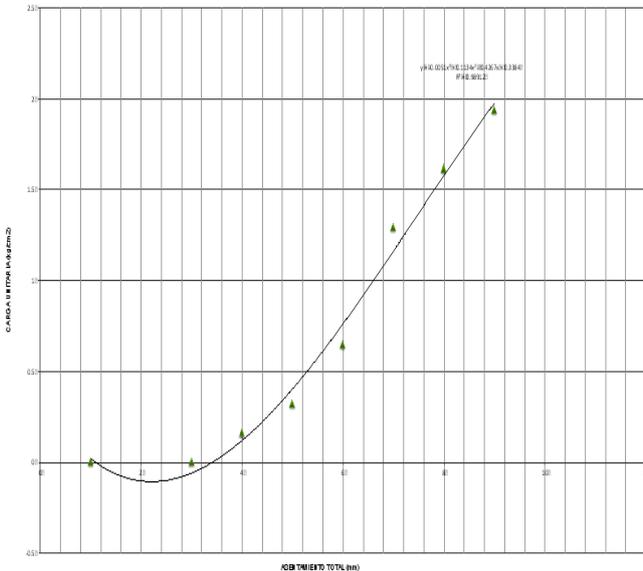


Fig. Otra forma de presentación del ensayo de placa de carga.

EL MODULO DE BALASTO Y EL ENSAYO SPT.-

Scout en 1981, dio una relación para hallar k_{30} , en función del valor de N del ensayo de penetración estándar corregido:

Para suelos arenosos:

$$K_{30} \text{ (MN/m}^3\text{)} = 18 N \text{ corregido}$$

Terzaghi-Peck 1948, 1968:

$$K_{30} \text{ (kg/cm}^3\text{)} = (N/7.35) - 0.31$$

Meyerhof, 1964:

$$K_{30} \text{ (kg/cm}^3\text{)} = N/5.08 \text{ para } B \leq 1,20 \text{ m}$$

$$= N/7.62 \text{ para } B > 1,20 \text{ m}$$

MODULO DE BALASTO VERTICAL k_{v1} .-

El Ing. Augusto José Leoni, de la U. La Plata, ha propuesto las siguientes ecuaciones:

$$k_{v1} = (N \cdot 0,04)^{4,3} + N \cdot 0,25 \quad \dots \text{ para arenas secas o húmedas}$$

$$k_{v1} = (N \cdot 0,04)^{3,7} + N \cdot 0,12 \quad \dots \text{ para arenas saturadas y sumergidas.}$$

Cuyas gráficas se muestran a continuación:

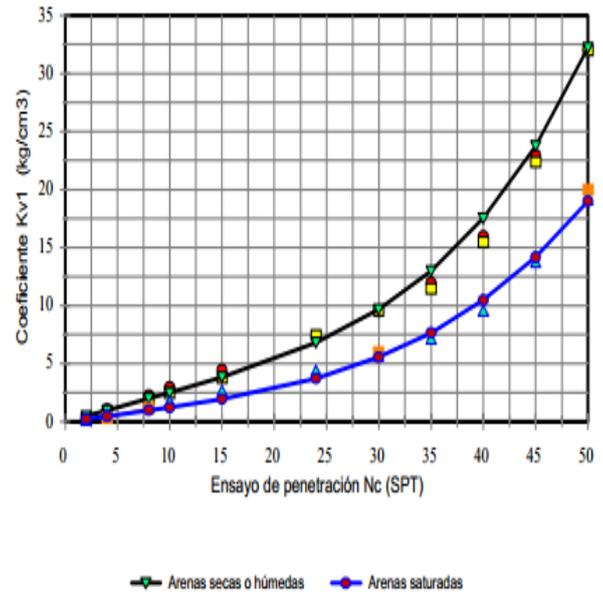


Fig. Relación entre el Módulo de balasto y el ensayo de penetración.

MODULO DE BALASTO HORIZONTAL k_h .-

Suelos cohesivos.- Terzaghi propuso:

$$k_h = \frac{30 \text{ cm}}{1,5 \cdot B \text{ (cm)}} \cdot k_{v1}$$

B = ancho del cimiento,

k_{v1} = Módulo de balasto vertical

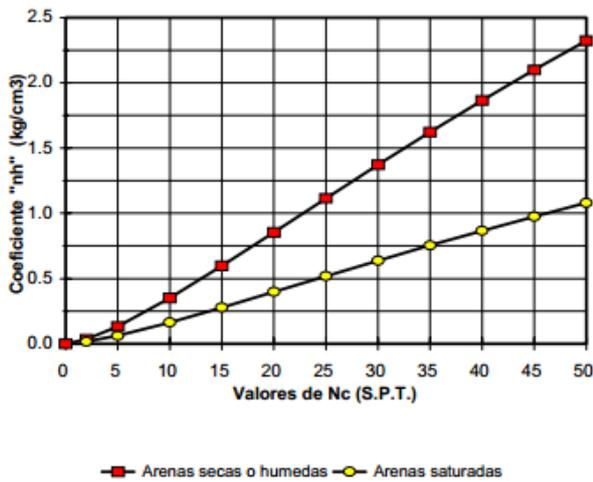
Suelos granulares.-

$$k_h = nh \frac{z}{B}$$

$-z$ = profundidad donde se calcula k_h

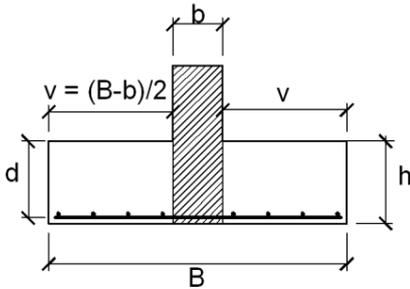
$-B$ = ancho del cimiento

$-nh$ = coeficiente, que se obtiene de la siguiente gráfica.



5. RELACION VOLADO/CANTO, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME, SOBRE EL SUELO.-

EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.-



Para voladizos, usando la ecuación (1):

$$L \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{E * h^4}{3 * Kc * h}}$$

L = v = longitud del volado

Tomando la mitad del módulo de elasticidad:

$$Em = Ec/2 = 108\ 685 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{108685 * h^4}{3 * Kc * h}}$$

$$v \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{36228 * h^4}{Kc * h}}$$

$$\frac{v}{h} \leq \frac{12.14}{\sqrt[4]{k_c * h}} \quad \dots(11)$$

Con $h = 1.1 d$

La expresión general de volado/canto, resulta:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{13.04}{\sqrt[4]{k_c * d}} \quad \dots(12)$$

5.1 CIMENTACIONES EN ARENAS:

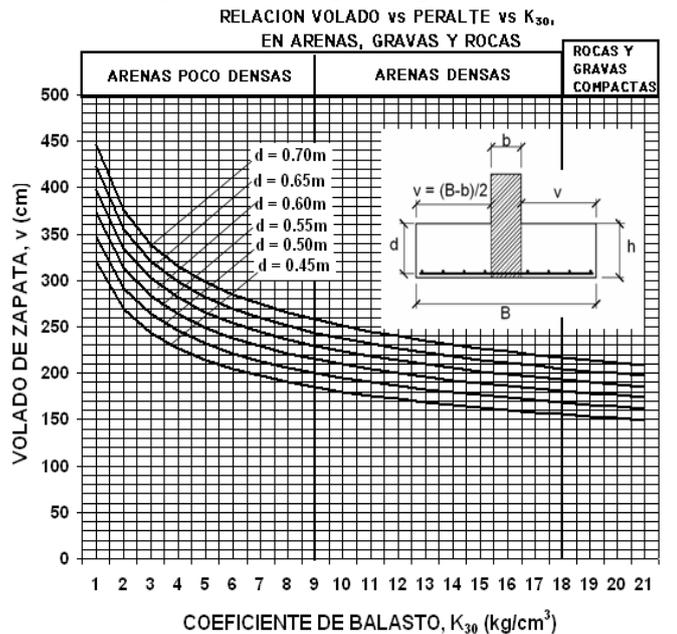
$$k = k_{0.3} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

-k es aproximadamente = $0.25 * k_{30}$... (13)

La relación Volado vs. Canto vs. k_{30} en arenas es:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{18.44}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(14)$$

La Ec.(6) se representa en el siguiente gráfico:



Ing. W. Rodriguez S.

5.2 CIMENTACIONES EN ARCILLAS.-

$$k(\text{kN/m}^3) = k_{0.3}(\text{kN/m}^3) \left[\frac{0.3 \text{ (m)}}{B \text{ (m)}} \right]$$

Para cimentaciones rectangulares de dimensiones BxL:

$$k = \frac{k_{(B \times L)} \left(1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5}$$

Kc y K_{300} , están relacionados mediante:

$$k_c = k_{30} * \frac{30}{B} * \left(\frac{1 + 0.5 \frac{B}{L}}{1.5} \right) \quad \dots(15)$$

L = longitud de la zapata corrida.

Para valores prácticos se reduce a:

$$k_c = 20 * \frac{k_{30}}{B} \quad \dots(16)$$

Esto en la relación de vuelo canto, Ec. (12), se convierte en:

Relación Volado vs. Canto vs. k_{30} en arcillas:

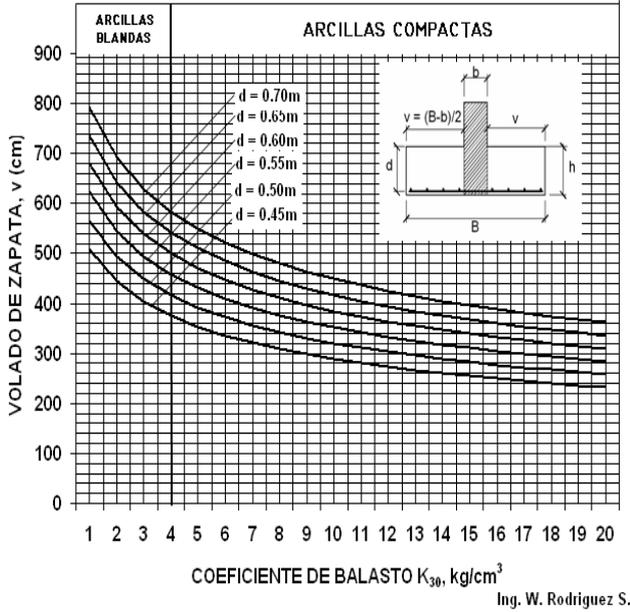
$$\frac{v}{d} \leq \frac{7.34}{\sqrt[4]{k_{30} * \frac{d}{B}}} \quad \dots(17)$$

Haciendo $B \text{ aprox.} = 2*v$

$$\frac{v^{3/4}}{d} \leq \frac{7.34}{\sqrt[4]{k_{30}} * d} \quad \dots(18)$$

La Ec. (10) se representa en el siguiente gráfico:

RELACION VOLADO vs PERALTE vs K_{30} EN ARCILLAS



6. RELACION SEPARACION DE COLUMNAS/PERALTE, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES.-

EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.-

Usando la Ec.(1) se obtiene la **ecuación general**:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{25.93}{\sqrt[4]{k_{30}} * d} \quad \dots(19)$$

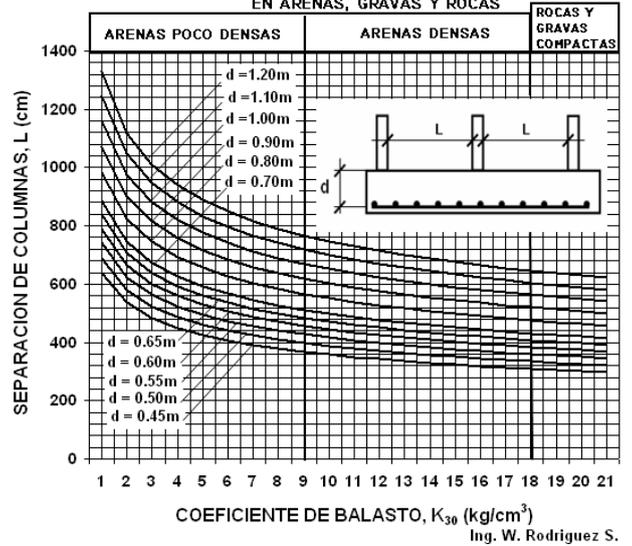
EN ARENAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{36.67}{\sqrt[4]{k_{30}} * d} \quad \dots(20)$$

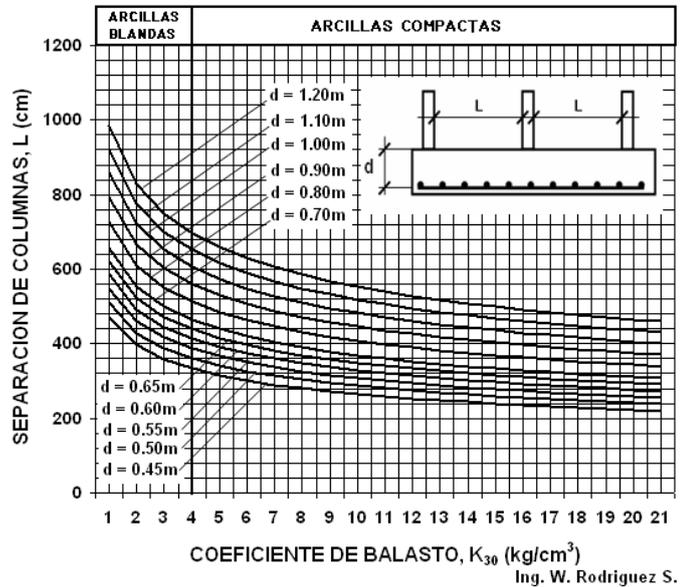
EN ARCILLAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{27.14}{\sqrt[4]{k_{30}} * d} \quad \dots(21)$$

RELACION SEPARACION DE COLUMNAS vs PERALTE vs K_{30} , EN ARENAS, GRAVAS Y ROCAS



RELACION SEPARACION DE COLUMNAS vs PERALTE vs K_{30} , EN ARCILLAS



7. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS CONTINUAS.-

7.1 DIMENSIONADO EN PLANTA.-

-Hallamos el esfuerzo neto

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma D_f - s/c \text{ piso}$$

-Hallamos la resultante

$$R = \sum P_i$$

-Dimensionamos el área de la zapata 2:

$$B \times L \geq R / q_{neto}$$

-Ubicamos la resultante:

$$x_o * R = \sum P_i * x_i$$

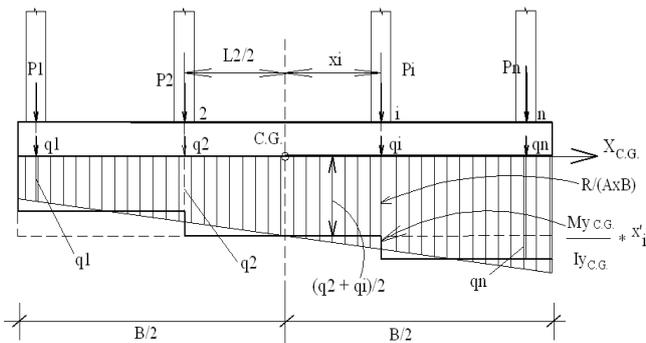


DIAGRAMA DE CARGAS

-La excentricidad vale:

$$e = x_0 - L/2$$

-Los esfuerzos valen:

$$q_1 = (R / BxL) (1 - 6 e / L)$$

$$q_2 = (R / BxL) (1 + 6 e / L)$$

Chequeamos que:

$q_1, q_2 \leq q$ neto, luego aceptamos las dimensiones BxL.

7.2 DIMENSIONADO EN ELEVACION

7.2.1 DIMENSIONADO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL.-

-Obtenido el ancho B de zapata, y con el coeficiente de balasto K30, usando las gráficas anteriores, se obtiene un peralte mínimo d, para que la distribución de esfuerzos sea uniforme en la dirección transversal.

7.2.2 DIMENSIONADO EN LA DIRECCION LONGITUDINAL.-

-Con la separación de columnas L, y con el coeficiente de balasto K30, usando las gráficas anteriores se obtiene otro peralte mínimo d, por razones de distribución de presiones.

8. DISEÑO DE VIGA VCP.-

Se hallan los esfuerzos últimos del suelo, luego se resuelve la estructura, y se obtiene el diagrama de momentos:

$$q_i(x', y')_u = \frac{Ru}{Area} \pm \frac{Mxu * y'}{Ix} \pm \frac{Myu * x'}{Iy}$$

$$q_{1u} = (Ru / BxL) (1 - 6 e / B)$$

$$q_{2u} = (Ru / BxL) (1 + 6 e / B)$$

-Con el diagrama de momentos se halla el acero requerido. Estos momentos son resistidos por la viga de cimentación VCP-02.

El peralte de la viga se pre-dimensiona con:

$$d = \sqrt{\frac{Mu(+)}{\phi * fy * \rho * b(1 - 0.59 * \rho * \frac{fy}{fc})}}$$

Usar la cuantía $\rho = 0.004$ (R. Morales)

-Con el peralte de la viga bw x d se calcula el acero de viga.

Con el momento máximo negativo se halla el acero negativo. Con el momento positivo se halla el acero positivo.

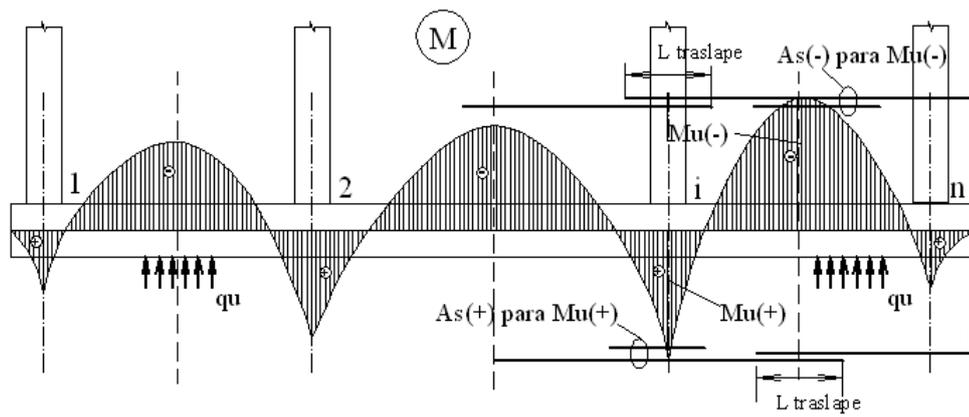


DIAGRAMA DE MOMENTOS Y ACEROS

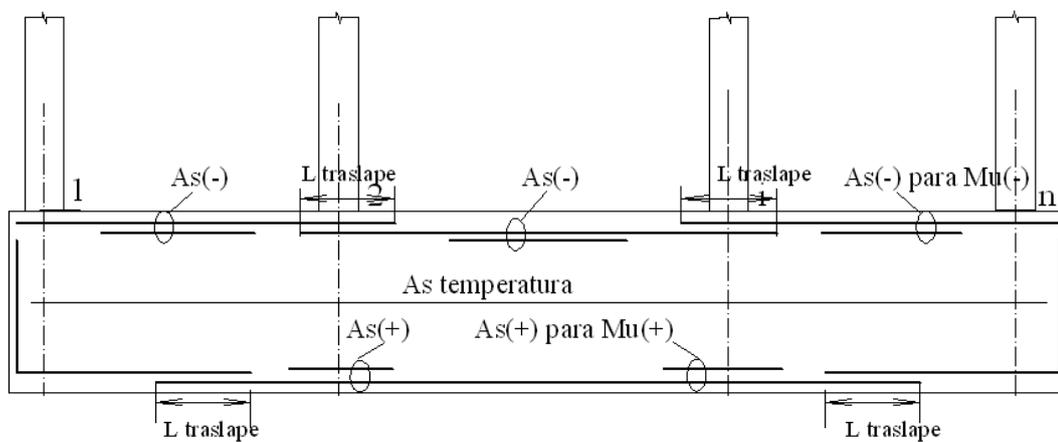
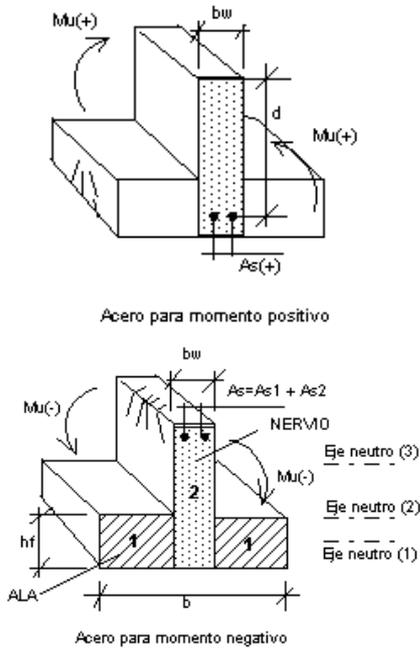


DIAGRAMA DE ACEROS



-Para el **momento positivo** el acero se calcula con:

$$As = Mu(+)/\phi fy(d - a/2)$$

$$a = As*fy/(0.85 fc bw)$$

-Para el **momento negativo**, se diseña como viga T. Se calcula el tamaño del rectángulo a :

$$As = Mu(-)/\phi fy(d - a/2)$$

$$a = Asfy/(0.85 fc b)$$

-Si hf es mayor o igual que a (Eje neutro 1 y 2), usar:

$$As = Mu(-)/\phi fy(d - a/2)$$

$$a = Asfy/(0.85 fc b)$$

-Si hf es menor que a (Eje neutro 3), se calcula el acero superponiendo por separado la contribución de las alas y del nervio:

$$As1 = 0.85 fc*hf*(b-bw) / fy \quad (\text{contribución de las alas})$$

$$Mu1 = \phi As1 * fy * (d - hf / 2) \quad (\text{momento resistente por las alas})$$

Dado que

$$Mu(-) = \phi (Mu1 + Mu2), \quad \phi=0.90$$

$$Mu2 = [Mu(-) / \phi] - Mu1 = \text{momento resistente por el nervio}$$

Se calcula el área de acero debido al nervio resolviendo estas dos ecuaciones:

$$a2 = As2*fy / (0.85 fc * bw)$$

$$As2 = Mu2 / fy (d - a2 / 2)$$

Por tanto el acero negativo vale:

$$As(-) = As1 + As2$$

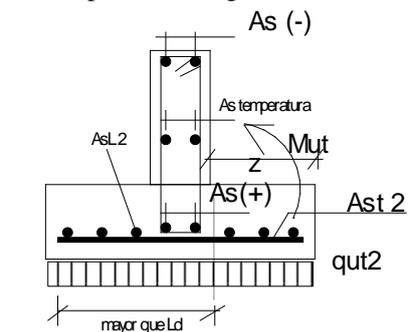
Hacer corte de varillas.

m y n valen:

$m = \text{máx} (d, 12 db)$

$n = 36 db$, es la longitud de traslape.

-Se calcula el momento en la dirección transversal, considerando la zapata como viga en voladizo:



MOMENTO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

$$Mu2 = qut * z^2 / 2$$

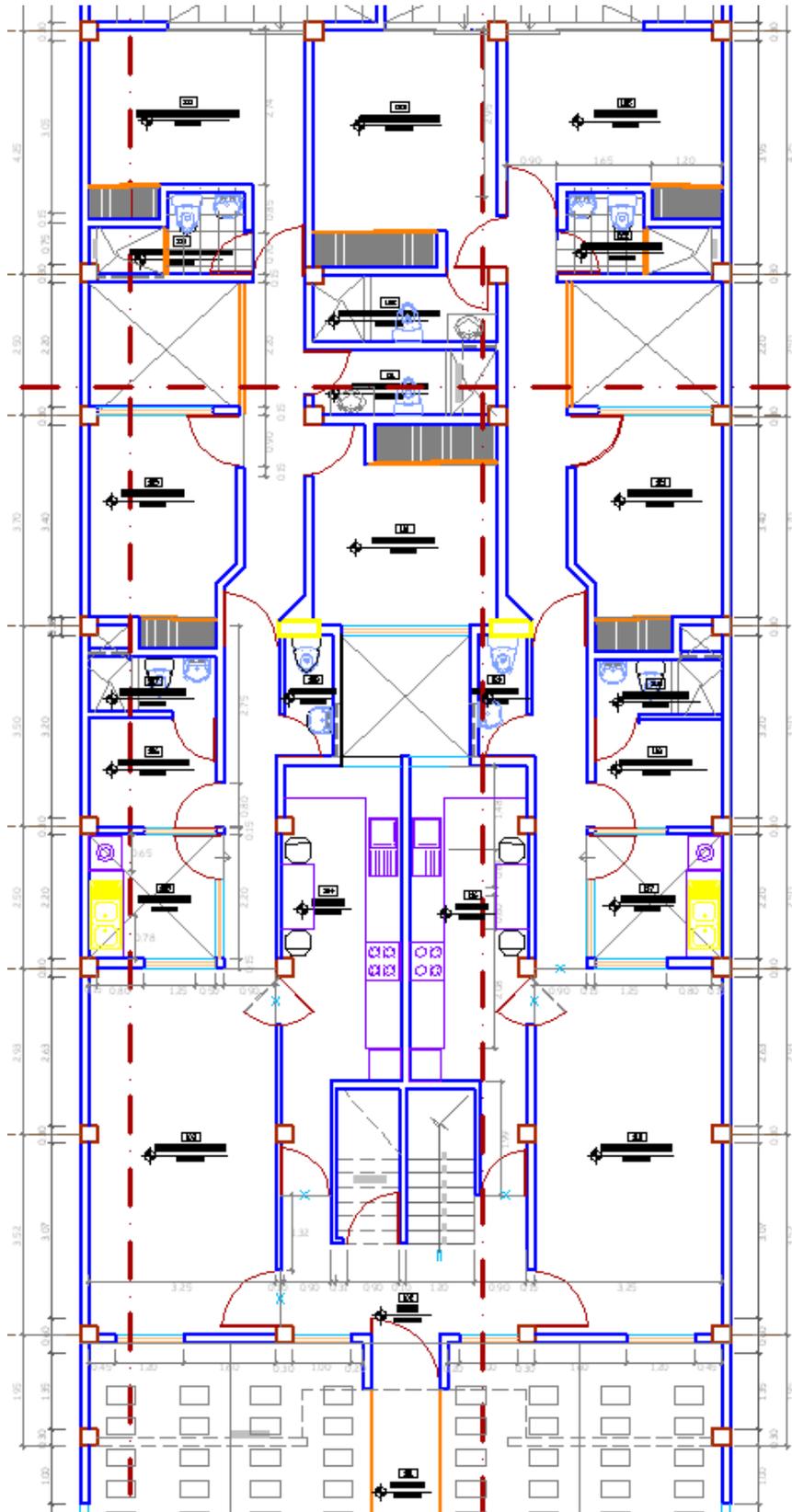
El acero mínimo en la losa de la zapata es $As \text{ mín} = (0.7 \sqrt{f'c} / fy) * 100 * \text{peralte efectivo de la zapata, para cada metro de losa.}$

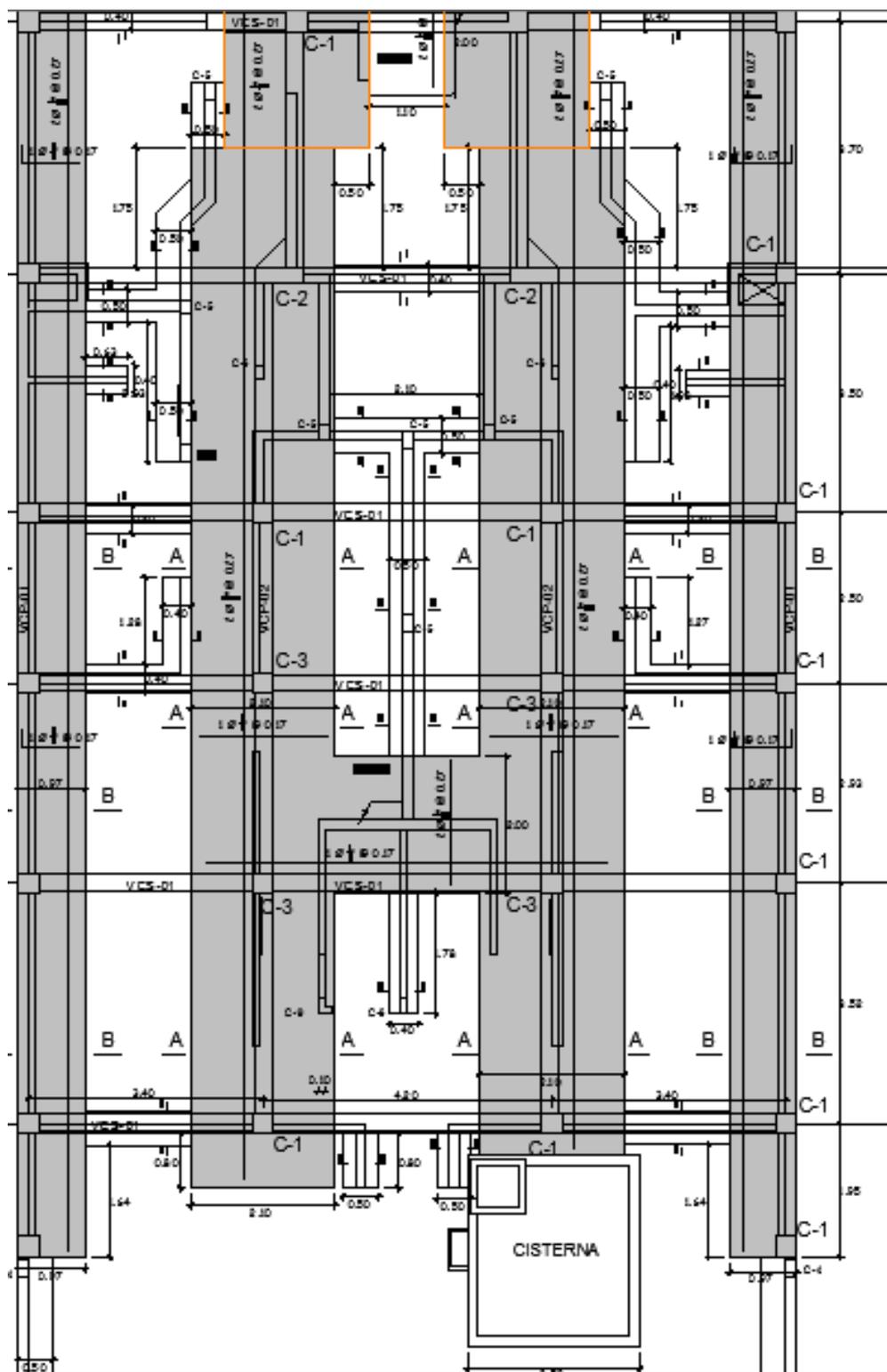
-La viga VCP-01 se diseña de manera similar.

-Las vigas VCS-01 y VCS-02 se diseñan con el modelo de las **zapatas conectadas**, donde se producen momentos negativos altos debido a la zapata excéntrica.

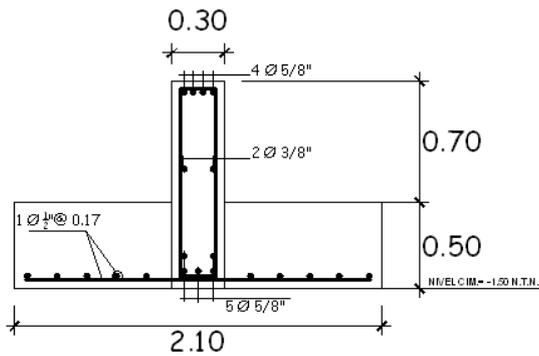
Proyecto: Edificio multifamiliar de cinco niveles, en el cual se muestra su cimentación tipo zapatas continuas.





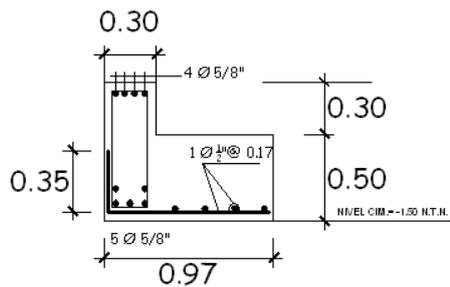


Cimentación con zapatas continuas.



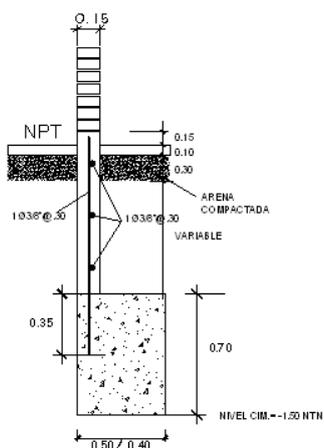
CORTE A-A

ESCALA = 1/25

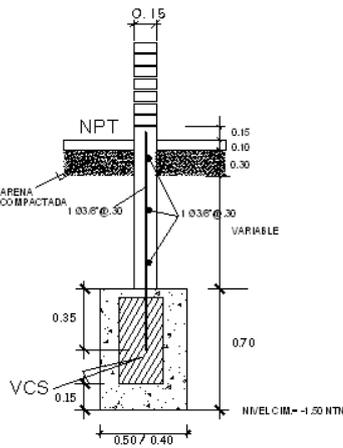


CORTE B-B

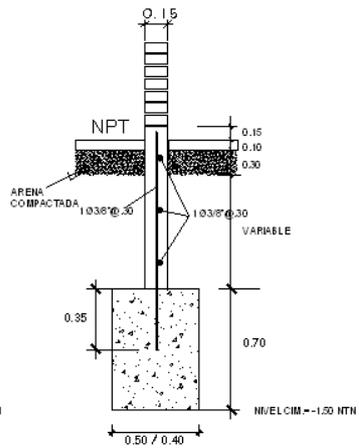
ESCALA = 1/25



c-c / d-d

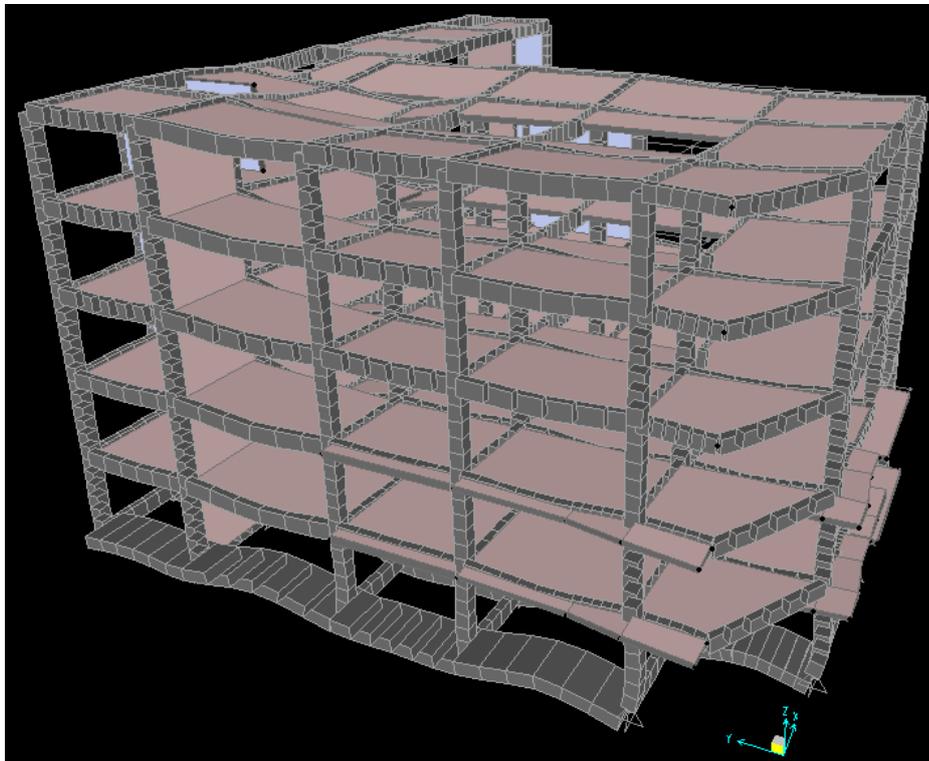
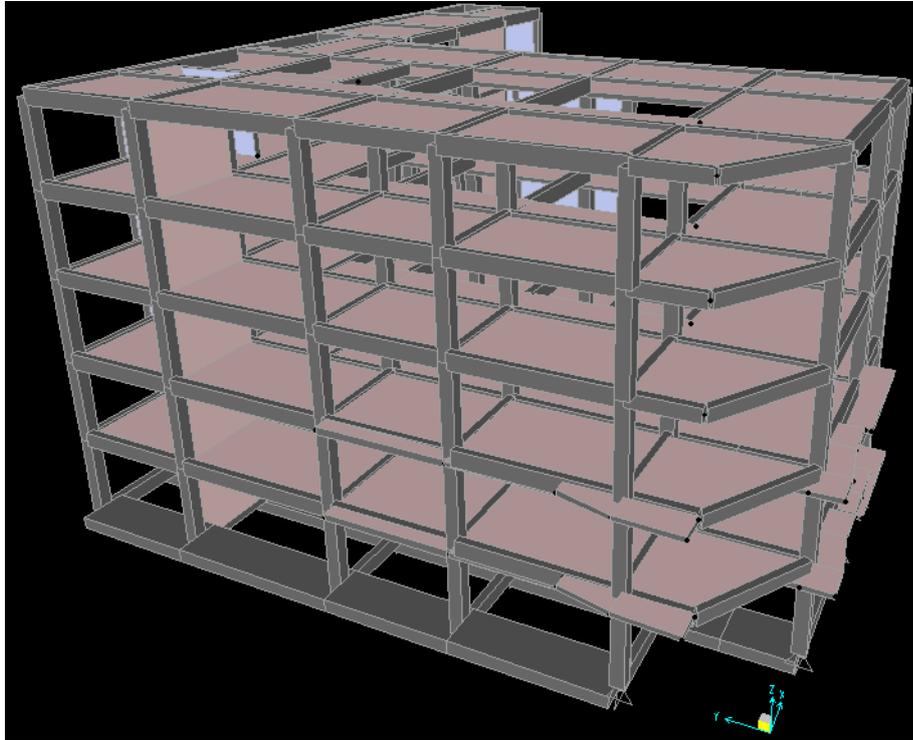


e-e / f-f



a-a / b-b

Proyecto: Edificio de cinco niveles con zapatas continuas.



Deformación de la cimentación debido a la reacción del suelo.

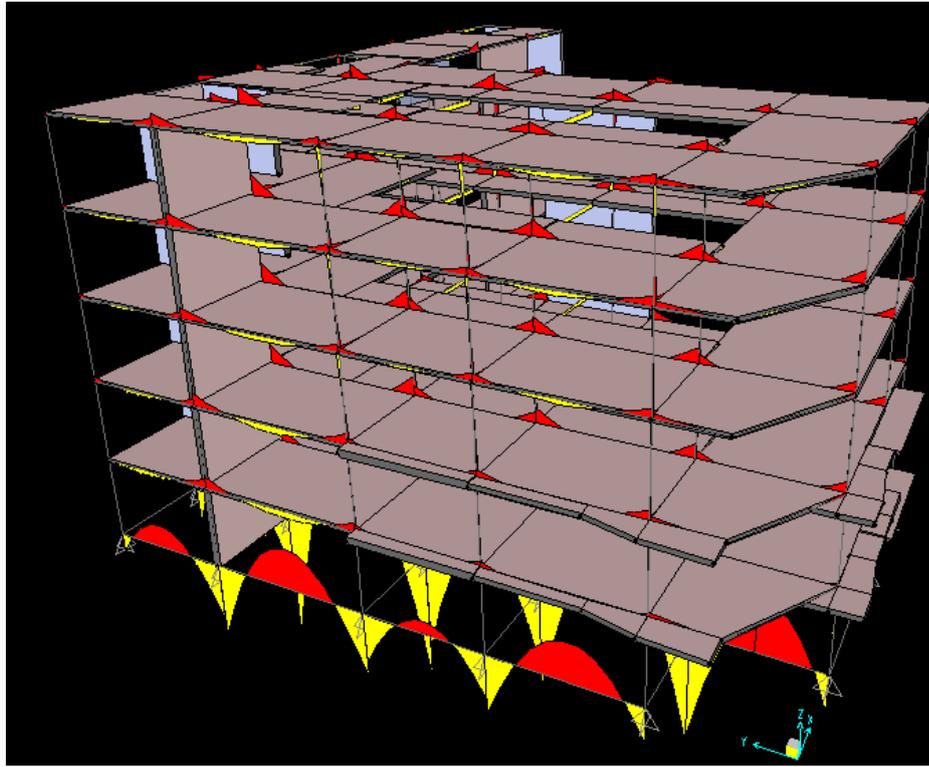
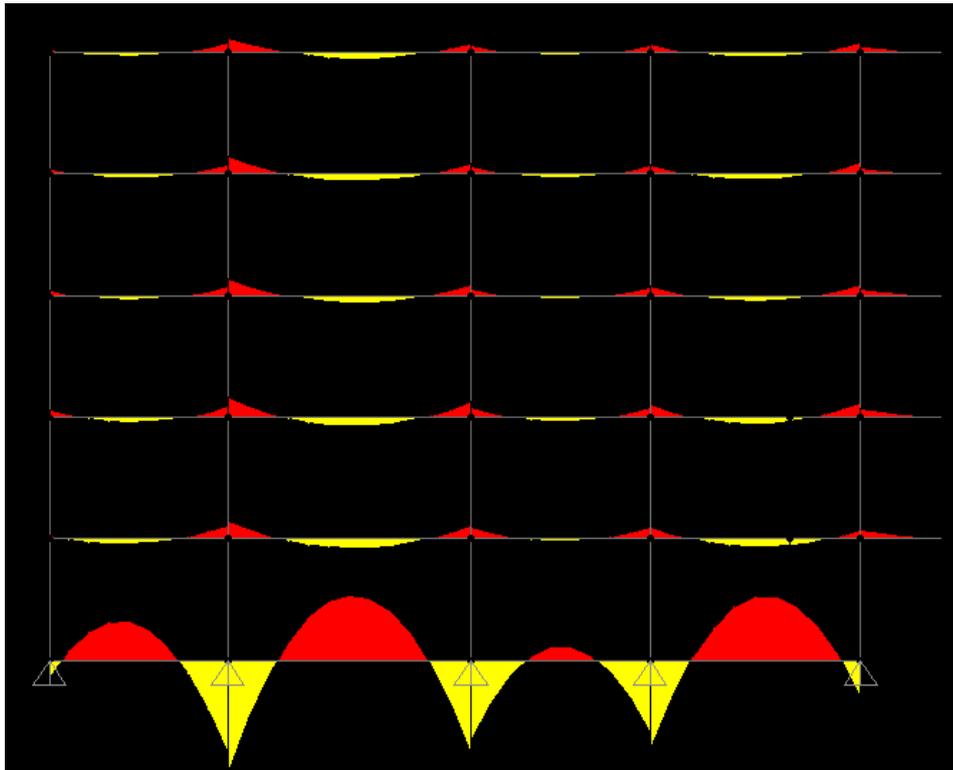


Diagrama de momentos en la zapata continua.



Comparación de los momentos por carga muerta y, los momentos debidos a la reacción del suelo.

PLATEAS DE CIMENTACION

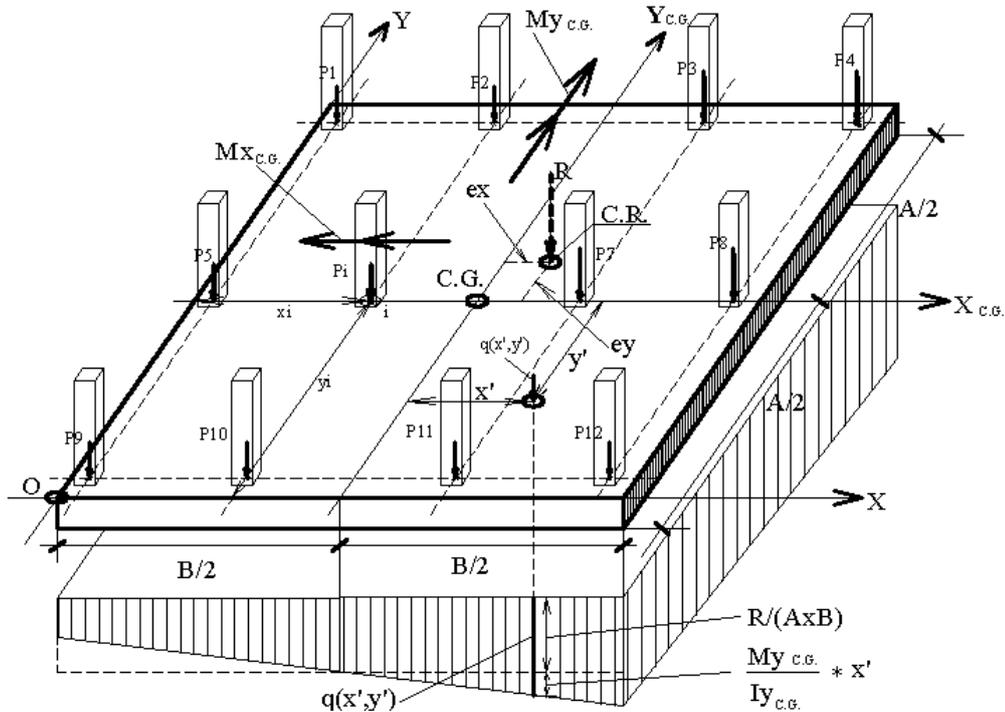
INTRODUCCION.- Se usa este tipo de cimentación cuando el número de pisos, o el peso de la edificación, son altos, para la baja capacidad portante del suelo. También cuando el área de cimiento requerido es mayor o igual al 50 % del área del terreno de la edificación. (J. Calavera). También se le usa como solución a edificaciones con sótanos, en las que el nivel freático constituye un problema por la filtración de agua. En este caso hay que colocar platea

con muros de contención y aditivos para evitar el paso del agua al sótano. Consiste en una losa de concreto, armada en ambas direcciones y colocada en ambos lechos, superior e inferior.

Se usa esta cimentación cuando se cumple:

$$0,50 * AT \leq \text{Area del cimiento} \leq AT$$

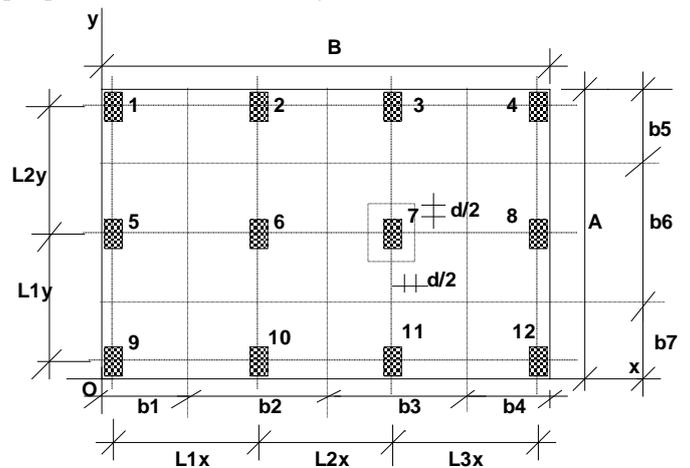
AT = Area de terreno.
 Area de cimiento = R / qneto



2. ELEMENTOS.-

- A, B = dimensiones de la platea
- P1, P2,...P12 = Peso de las columnas 1,2,...,12
- L1x, L2x, L3x = separación de columnas en la dirección x
- L1y, L2y = separación de columnas en la dirección y
- XR, yR = coordenadas del centro de rigidez
- ex, ey = excentricidades en las direcciones x e y
- R=resultante
- qadm = capacidad
- K_{30} = coeficiente de Balasto o coeficiente de reacción del suelo
- C_B = factor de incidencia del ancho de la cimentación
- K_s = coeficiente de Balasto afectado del factor de incidencia del ancho de la cimentación = $C_B * K$
- b = ancho de cimentación por franja
- E_c = módulo de elasticidad del concreto
- t = espesor de la platea
- I = momento de inercia
- γ = peso específico del relleno

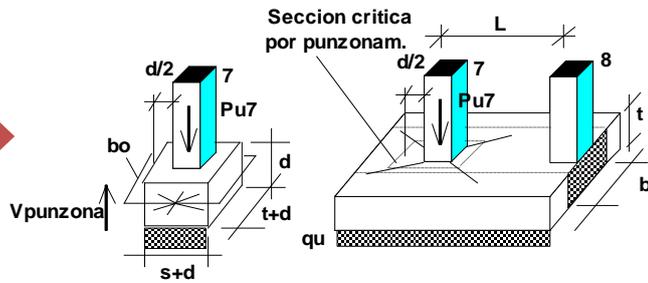
Se calcula el espesor de platea "t", comprobando el punzonamiento y la longitud de desarrollo de la platea.
 -Se determina la superficie crítica por punzonamiento:
 -Se calcula el espesor de la losa igualando el esfuerzo cortante por punzonamiento actuante, y el esfuerzo cortante resistente:



SECCION CRITICA POR PUNZONAMIENTO Y FRANJAS

3. ESPESOR DE LA PLATEA.-

3.1 POR PUNZONAMIENTO.-



Se escoge la columna de mayor peso y se calcula la carga última actuante en esa columna:

$$Pu = 1.5 PD + 1.8 PL$$

$$Pu7 = V_{punzonam} + qu*(s+d)(t+d) \quad \dots(1)$$

$$V_{punzonamiento} = Pu7 - qu*(s+d)(t+d)$$

$$v_{punz.actuante} = [Pu7 - qu*(s+d)(t+d)] / (\text{Area lateral})$$

$$v_{punz.actuante} = [Pu7 - qu*(s+d)(t+d)] / (bo*d) =$$

$$v_{punz.actuante} = [Pu7 - qu*(s+d)(t+d)] / [2*(s + d + t + d)*d]$$

$$v_{resistente} = \phi * 0.27(2 + 4/\beta) \sqrt{f_c}, \quad \dots(2)$$

ó

$$v_{resistente} = \phi * 1.1 \sqrt{f_c} \quad \dots (3)$$

De aquí despejamos d.

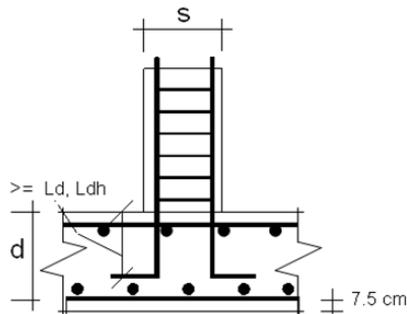
-Hallamos la longitud de desarrollo a tracción o a compresión:

-Del mayor de los peraltes obtenidos determinamos el peralte a usar:

$$t = d + \text{diámetro de varilla} / 2 + \text{recubrimiento} \quad \dots(4)$$

3.2 PERALTE DE PLATEA POR LONGITUD DE DESARROLLO.-

El espesor de platea, debe cumplir los requisitos de longitud de desarrollo a compresión y tracción, de los aceros de la columna.



Longitud de desarrollo de varillas sujetas a compresión:

$$L_d = 0.08 d_b f_y / \sqrt{f_c}$$

$$= 0.004 d_b * f_y$$

$$= 20 \text{ cm. El que sea mayor.}$$

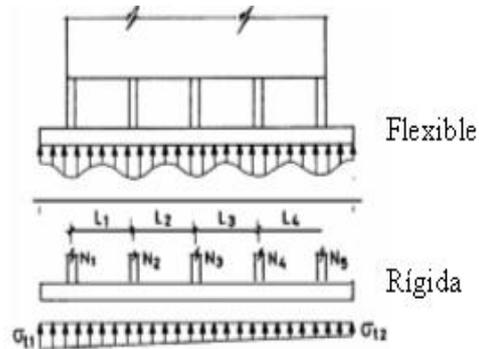
Longitud de desarrollo de varillas en tracción:

$$L_{dh} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c}$$

$$= 0.006 d_b f_y$$

$$= 30 \text{ cm. El que sea mayor.}$$

3.3 PERALTE DE PLATEA, CONSIDERANDO LA RELACION, SEPARACION DE COLUMNAS vs. PERALTE vs. K BALASTO, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES.-



3.3.1 USANDO ECUACIONES DE LA NORMA ACI 336.2R 88.-

Un cimiento es rígido, si se verifica la relación, dada en la Norma ACI 336.2R 88 "Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats", reprobado en el 2002, y que nos remiten a Fritz Kramrisch y Paul Rogers (Simplified Design of Combined footing, 1961), y Kramrisch (Footings, 1984):

Separación de columnas adyacentes (L):

$$L = \text{Entre } 1.75 / \lambda \text{ y } 3.50 / \lambda$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K * b}{4Ec * I}} \quad \dots(5)$$

$$L \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4Ec * I}{K * b}} \quad \dots(6)$$

$$L1x, L2x; L3x; L1y, L2y \leq 1.75 / \lambda$$

$$Ec = 15000 \sqrt{f_c}$$

... (7)

$$Ec = 2.17 \times 10^6 \text{ ton/m}^2, \text{ para } f_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = b * t^3 / 12$$

... (8)

Reemplazando (8) en (6):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3K}{Ec * t^3}} \quad \dots(9)$$

$K_{30} = q / d =$ Coeficiente de balasto

$$K = C_B * (K_{30} \text{ de campo}) \quad \dots(10)$$

$C_B =$ factor de incidencia de la cimentación. Ver el tema:

ZAPATAS CONTINUAS.

-Como en nuestro ejemplo tenemos 7 franjas de ancho b, tenemos 7 coeficientes λ :

b	K (ton/m ³)	Ec (ton/m ²)	t (m)	λ (1/m)	1.75 / λ (m)	L (m)
b1	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_1	1.75 / λ_1	L1y, L2y
b2	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_2	1.75 / λ_2	L1y, L2y
b3	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_3		
b4	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_4		
b5	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_5	1.75 / λ_5	L1x, L2x, L3x
b6	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_6	1.75 / λ_6	L1x, L2x, L3x
b7	K	2.17 x 10 ⁶	t	. λ_7	1.75 / λ_7	L1x, L2x, L3x

-Si se cumple que $L \leq 1.75 / \lambda$, entonces el cimiento es rígido. En caso contrario hay que aumentar el peralte t, o hay que considerar la platea con el suelo como cimentación elástica.

Usando la Ec.(6) se obtiene la **ecuación general**. Revisar el tema en Zapatas continuas:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{25.93}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(11)$$

EN ARENAS:

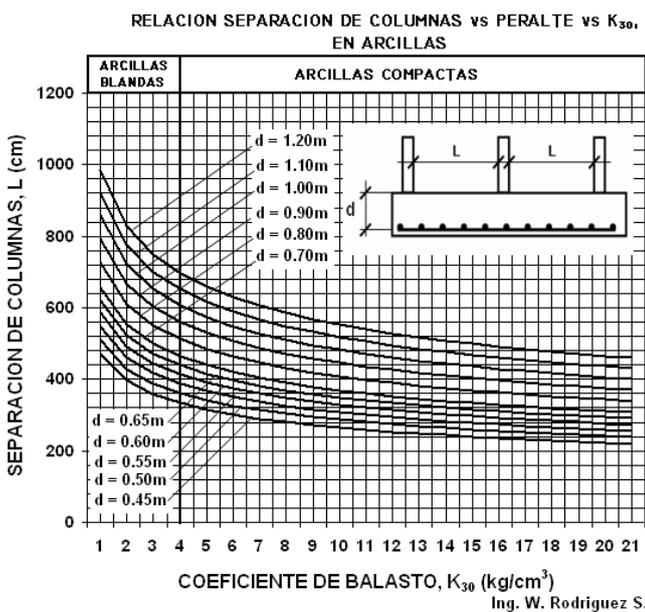
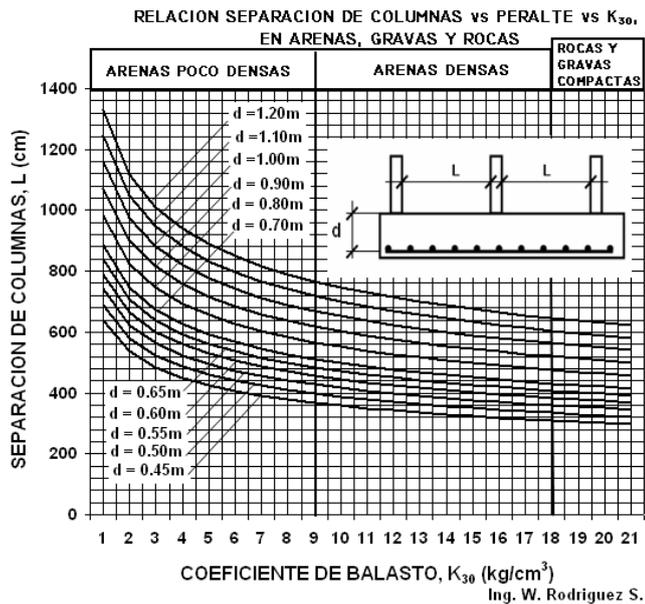
$$\frac{L}{d} \leq \frac{36.67}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(12)$$

EN ARCILLAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{27.14}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(13)$$

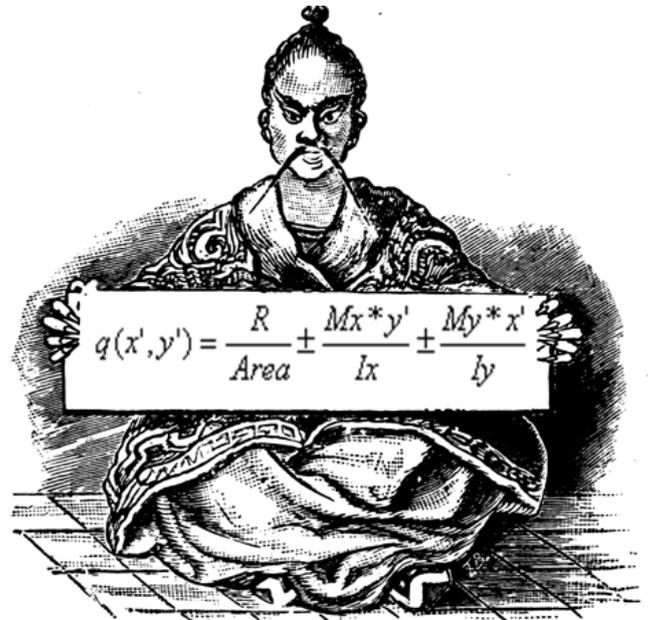
3.3.2 USANDO GRAFICAS.-

Las ecuaciones (12) y (13) están graficadas y se presentan a continuación:



4. CHEQUEO DE PRESIONES.-

-Se calculan las presiones de contacto $q(x,y)$:



...(14)

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE.-

-Para esto hay que calcular el punto de ubicación de la resultante C.R.:

x_R, y_R :

Tomando O como origen de coordenadas

Columna	Pi (ton)	xi (m)	yi (m)	Pi*xi	Pi*yi
1	P1	x1	.y1	P1*x1	P1*y1
2	P2	x2	.y2	P2*x2	P2*y2
3	P3	x3	.y3	P3*x3	P3*y3
4	P4	x4	.y4	P4*x4	P4*y4
5	P5	x5	.y5	P5*x5	P5*y5
6	P6	x6	.y6	P6*x6	P6*y6
7	P7	x7	.y7	P7*x7	P7*y7
	ΣP_i			$\Sigma P_i * x_i$	$\Sigma P_i * y_i$

$$X_R = (\Sigma P_i * x_i) / \Sigma P_i \quad \dots(15)$$

$$Y_R = (\Sigma P_i * y_i) / \Sigma P_i \quad \dots(16)$$

CALCULO DE EXCENTRICIDADES

-Las excentricidades valen:

$$e_x = X_R - X_{cg} \quad \dots(17)$$

$$e_y = Y_R - Y_{cg} \quad \dots(18)$$

X_{cg}, Y_{cg} = coordenadas de los centros de gravedad

ESFUERZOS SOBRE EL SUELO.-

-Se calculan los esfuerzos sobre el suelo $q(x,y)$:

$$R = \Sigma P$$

$$Area = A * B$$

$$M_x = R * e_x$$

$$M_y = R * e_y$$

$$I_x = B * A^3 / 12$$

$$I_y = A * B^3 / 12$$

$$q(x', y') = \frac{R}{Area} \pm \frac{M_x * y'}{I_x} \pm \frac{M_y * x'}{I_y} \quad \dots(19)$$

Expresión que queda en función de x' e y' , con la que se pueden hallar los esfuerzos actuantes en cualquier punto de coordenadas dentro de la superficie de la platea.

216 Se debe cumplir que:

$$q(x', y')_{\text{máximo}} = \left(\frac{R}{\text{Area}} \pm \frac{Mx * y'}{Ix} \pm \frac{My * x'}{Iy} \right)_{\text{máx}} \leq q_{\text{admisible}} \quad \dots(20)$$

5. EL MODELO ESTRUCTURAL.-

5.1 MODELO COMO VIGA CONTINUA.-

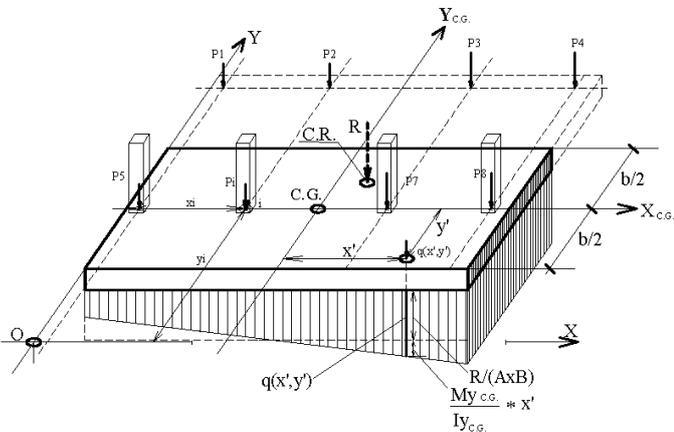
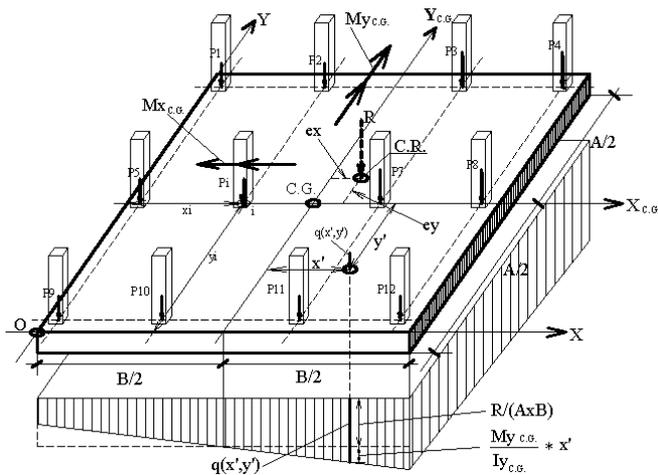
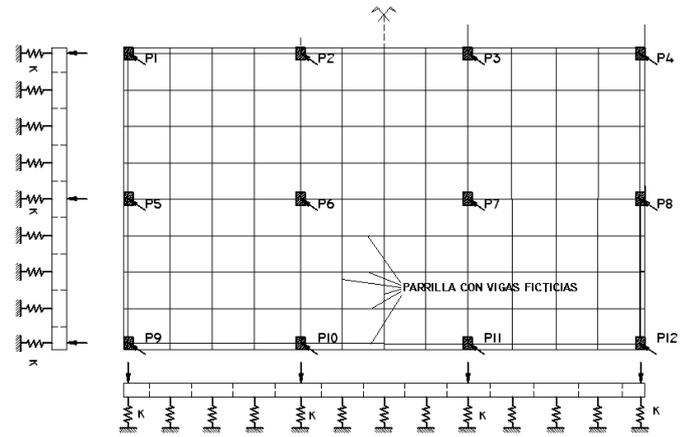


Fig. PL-1. Modelo de platea como viga continua. Esfuerzos en una franja de columnas.

5.2. MODELO COMO PLACA FLOTANTE.- Un modelo suficientemente correcto, consiste en calcular la losa, como placa flotante sobre apoyos elásticos, en la que el apoyo elástico está constituido por resortes o muelles, a los que hay que asignarle una constante elástica. La constante del resorte se obtiene multiplicando el coeficiente de balasto por la sección de la columna.

La placa a su vez se sustituye por un emparrillado, sobre apoyos elásticos equivalente. La parr-----illa está formada por una retícula vigas ficticias, en dos direcciones.



MODELO DE PLATEA COMO PLACA FLOTANTE

6. DISEÑO COMO VIGA CONTINUA (METODO RIGIDO).-

6.1 CALCULO DE ESFUERZOS MAYORADOS.-

Se repite el paso 4, pero usando cargas mayoradas.

Calcular el esfuerzo $q(x,y)u$ que producen las cargas de las columnas mayoradas ($Pi)u$, debido a que se va a calcular el concreto y el acero.

$$X_R = (\sum P_i * x_i)u / (\sum P_i)u$$

$$Y_R = (\sum P_i * y_i)u / (\sum P_i)u$$

$$\dots(21)$$

Las excentricidades respecto al centro de gravedad de la cimentación AxB valen:

$$ex = X_R - X_{cg}$$

$$ey = Y_R - Y_{cg}$$

X_{cg}, Y_{cg} = coordenadas de los centros de gravedad

-Se calculan los esfuerzos sobre el suelo $q(x', y')$:

$$R_u = \sum P_u$$

$$\text{Area} = A * B$$

$$M_{xu} = R_u * ex$$

$$M_{yu} = R_u * ey$$

$$I_x = B * A^3 / 12$$

$$I_y = A * B^3 / 12$$

$$q(x', y')u = \frac{R_u}{\text{Area}} \pm \frac{M_{xu} * y'}{I_x} \pm \frac{M_{yu} * x'}{I_y} \quad \dots(22)$$

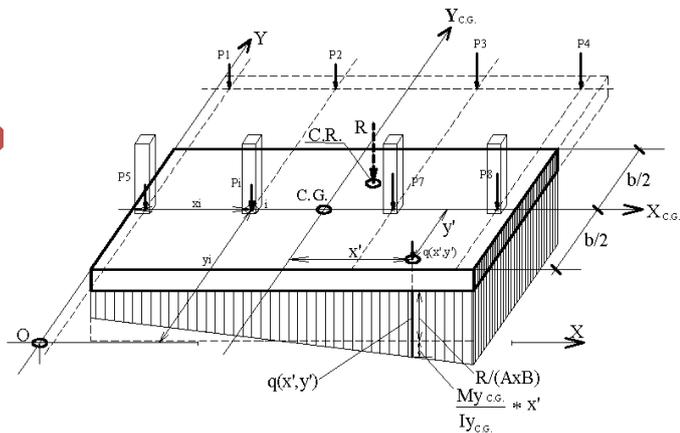
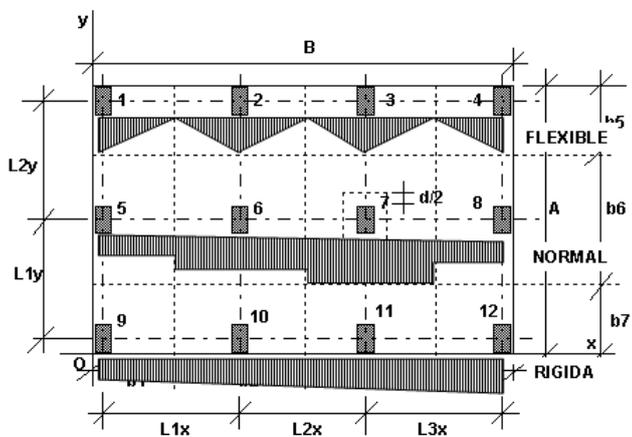


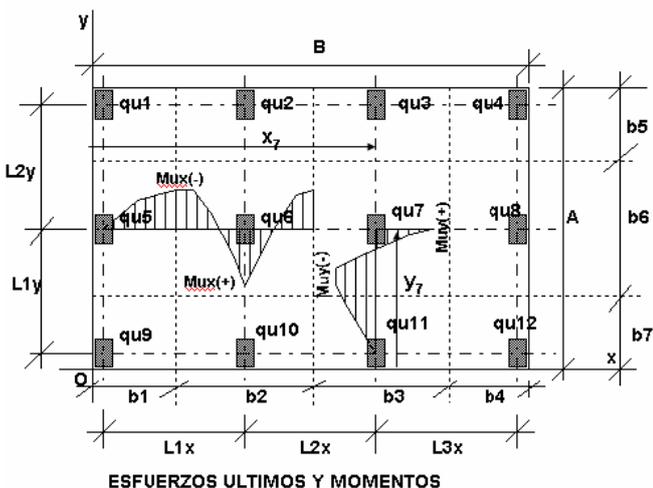
Fig. PL-1. Modelo de placa como viga continua. Esfuerzos en una franja de columnas.

-Con la ecuación (25), calculamos los esfuerzos en las coordenadas correspondientes al eje cada columna.



DISTRIBUCIONES APROXIMADAS DE REACCION DEL SUELO

Fig. PL-2. Tipos de distribución de esfuerzos en plateas.



ESFUERZOS ULTIMOS Y MOMENTOS

Fig. PL-3. Momentos flectores en ambas direcciones.

-Se calculan los esfuerzos promedio, se modela y resuelve como viga continua.

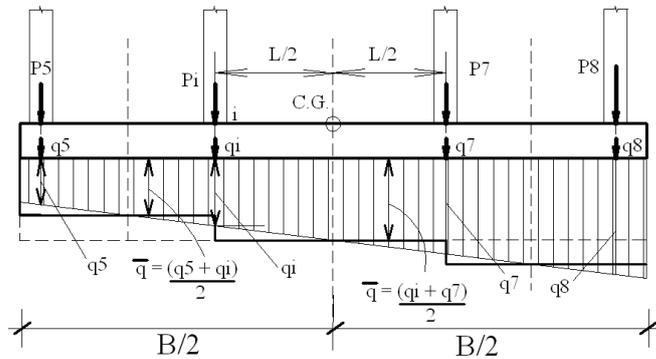
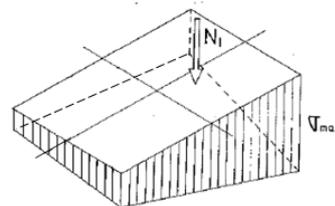
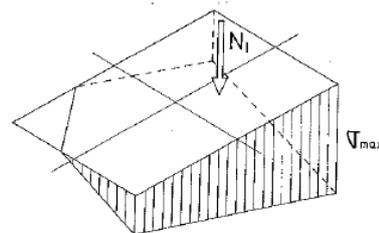


Fig. PL-4. Diagrama de esfuerzos promedio, bajo las columnas, para placa como viga continua. Caso de placa normal.

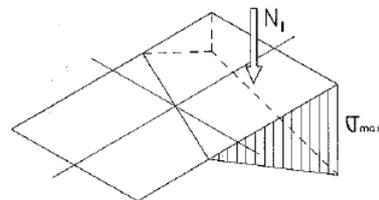
Caso I



Caso II



Caso III



Caso IV

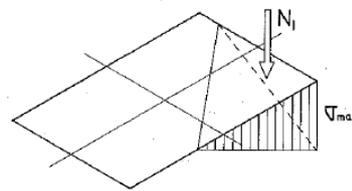


Fig. Los cuatro casos de esfuerzos sobre el suelo.

Para el cálculo de esfuerzos, se pueden usar la relación dada por Teng, para usar su ábaco:

$$\sigma_1 = K \frac{N}{a_1 * b_1 *} \leq \sigma_{admissible}$$

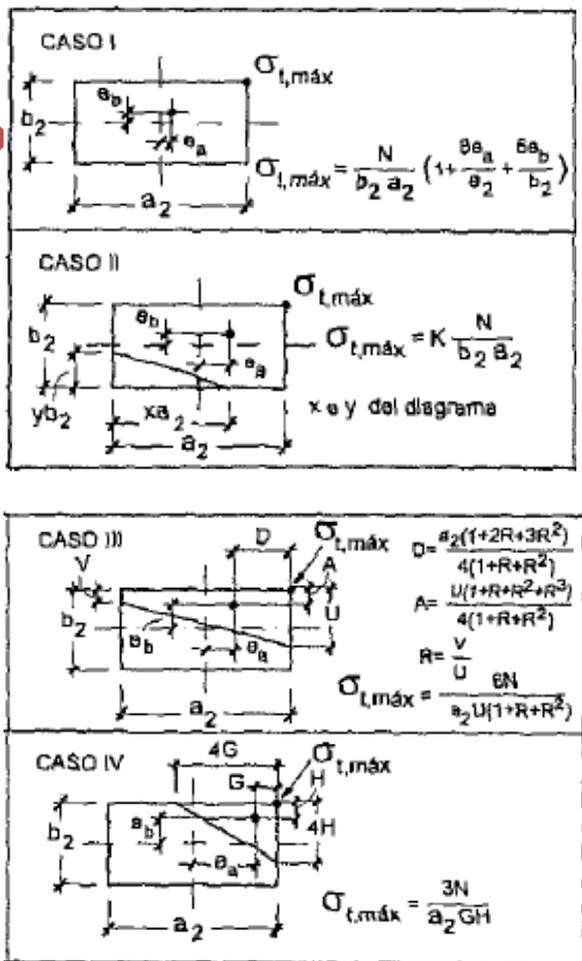


Fig. Nomenclatura para usar el ábaco de Tang.

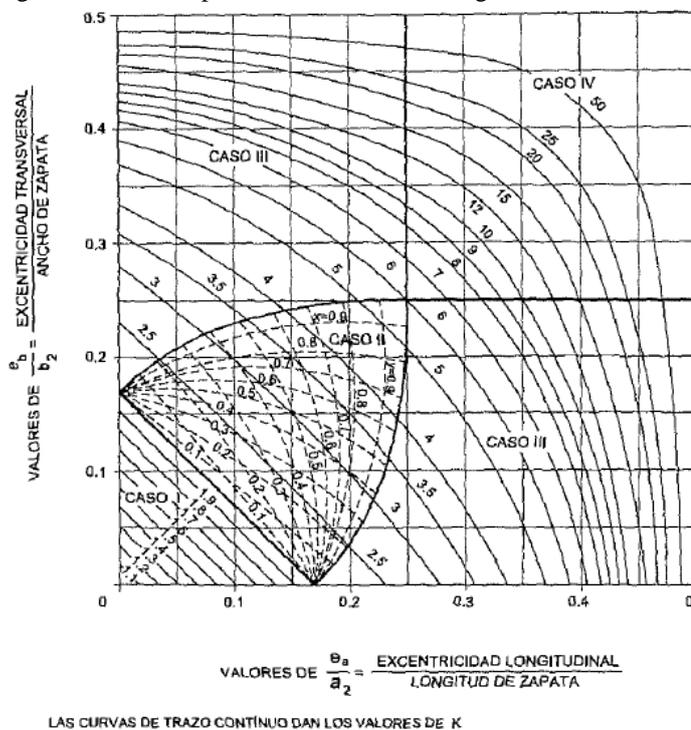


Fig. Abaco de Teng.

Para el caso biaxial y con excentricidad accidental de

$$\frac{e_a}{b_2} = \frac{e_a}{a_2} = 0.05 \quad \dots(23)$$

Se obtiene $K = 1.6$

De:

$$q(x', y')u = \frac{Ru}{Area} \pm \frac{Mxu * y'}{Ix} \pm \frac{Myu * x'}{Iy}$$

Se obtiene:

$$q(x', y')u = \frac{Ru}{Area} \left(1 \pm \frac{6 * e_x}{B} \pm \frac{6 * e_y}{A} \right)$$

Con:

$$\frac{e_x}{B} = \frac{e_y}{A} = 0.05 \quad \dots(24)$$

$$q(A/2, B/2)u_{\text{máx}} = \frac{Ru}{Area} (1 + 6 * 0.05 + 6 * 0.05)$$

$$q(A/2, B/2)u_{\text{máx}} = 1.6 * \frac{Ru}{Area} \quad \dots(25)$$

De donde

$$q_1 = 1.6 \frac{N+P}{A*B} \leq \sigma_{admissible} \quad \dots(26)$$

Para n niveles, el esfuerzo máximo de la superestructura, considerando un peso propio de 20 %, vale:

$$q_1 = \frac{N + P}{a_1 * b_1} = 1.6 * \frac{n * \frac{1t}{m^2} * 1.20\%}{Area} * Area$$

$$q_1 = 1.92 * n * \frac{1t}{m^2} = 0.19 * n \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{admissible} \quad \dots(27)$$

Para $n = 4 / 5 / 6 / 7 / 10 / 15$ niveles

$$q_1 \text{ (esfuerzo al suelo)} = 0.76 / 0.95 / 1.14 / 1.33 / 1.90 / 2.85 \frac{kg}{cm^2} \quad \dots(28)$$

El esfuerzo mayorado como reacción del suelo es:

$$q_u = 1.4 * 1.92 * n * \frac{1t}{m^2}$$

$$q_u \text{ (reacción mayorada del suelo)} = 2.69 * n \frac{t}{m^2} \quad \dots(29)$$

Para $n = 5$

$$q_u = 13.45 \frac{t}{m^2}$$

El momento mayorado vale:

$$Mu = qu * Coeficiente * L^2 \dots(30)$$

$$Mu = 13.45 \frac{t}{m^2} * Coeficiente * L^2 * b_2$$

Para tres tramos:

$$Mu (-) = 13.45 \frac{t}{m^2} * 0.10 * L^2 * b_2$$

$$Mu (+) = 13.45 \frac{t}{m^2} * 0.08 * L^2 * b_2$$

$$Mu (-) = 1.34 \frac{t}{m^2} * b_2 * L^2 \dots(31.1)$$

$$Mu (+) = 1.08 \frac{t}{m^2} * b_2 * L^2 \dots(31.2)$$

Tomando 1 m de ancho de franja:

$$Mu (-) = 1.34 \frac{t}{m} * L^2 \dots(32.1)$$

$$Mu (+) = 1.08 \frac{t}{m} * L^2 \dots(32.2)$$

7. CALCULO DEL ACERO.-

Con los momentos hallados se calcula el acero de la platea.

$$As = Mu / [\phi fy(d-a/2)],$$

$$a = As fy / (0.85 f c b)$$

Ubicar adecuadamente los traslapes, según el diagrama de momentos.

PREDIMENSIONADO DE PLATEAS.-

Siguiendo el método descrito, se han calculado estas tablas, que sirven para pre-dimensionado de plateas.

q admisible = 0.75 kg/cm2, N = 4 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm2	As(+) .cm2	As infer.	As super.
4	17.20	13.76	50	10.65	8.47	1F5/8"@0.19	1F5/8"@0.24
4.5	21.77	17.42	55	12.11	9.63	1F5/8"@0.17	1F5/8"@0.21
5	26.88	21.50	60	13.57	10.79	1F3/4"@0.21	1F3/4"@0.26
5.5	32.53	26.02	65	15.04	11.95	1F3/4"@0.19	1F3/4"@0.24
6	38.71	30.97	70	16.50	13.12	1F3/4"@0.17	1F3/4"@0.22
6.5	45.43	36.34	75	17.97	14.28	1F1"@0.28	1F3/4"@0.20
7	52.68	42.15	80	19.44	15.45	1F1"@0.26	1F3/4"@0.1828

q admisible = 0.95 kg/cm2, N = 5 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm2	As(+) .cm2	As infer.	As super.
-----	----------	----------	------	-----------	------------	-----------	-----------

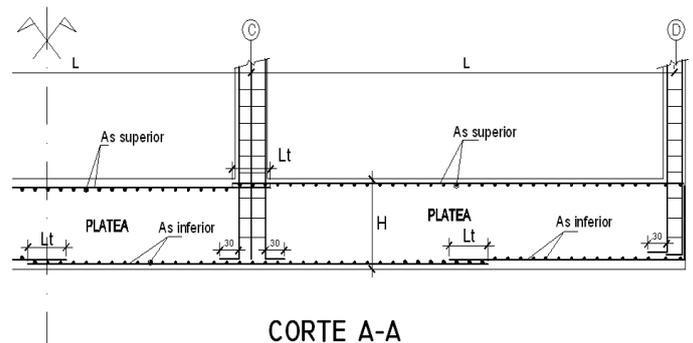
4	21.50	17.20	55	11.95	9.51	1F5/8"@0.17	1F5/8"@0.21
4.5	27.22	21.77	60	13.75	10.93	1F5/8"@0.15	1F5/8"@0.18
5	33.60	26.88	65	15.55	12.36	1F3/4"@0.18	1F3/4"@0.23
5.5	40.66	32.52	70	17.36	13.79	1F3/4"@0.16	1F3/4"@0.21
6	48.38	38.71	75	19.18	15.24	1F1"@0.27	1F3/4"@0.19
6.5	56.78	45.43	80	21.00	16.68	1F1"@0.24	1F1"@0.30
7	65.86	52.68	85	22.83	18.13	1F1"@0.22	1F1"@0.28

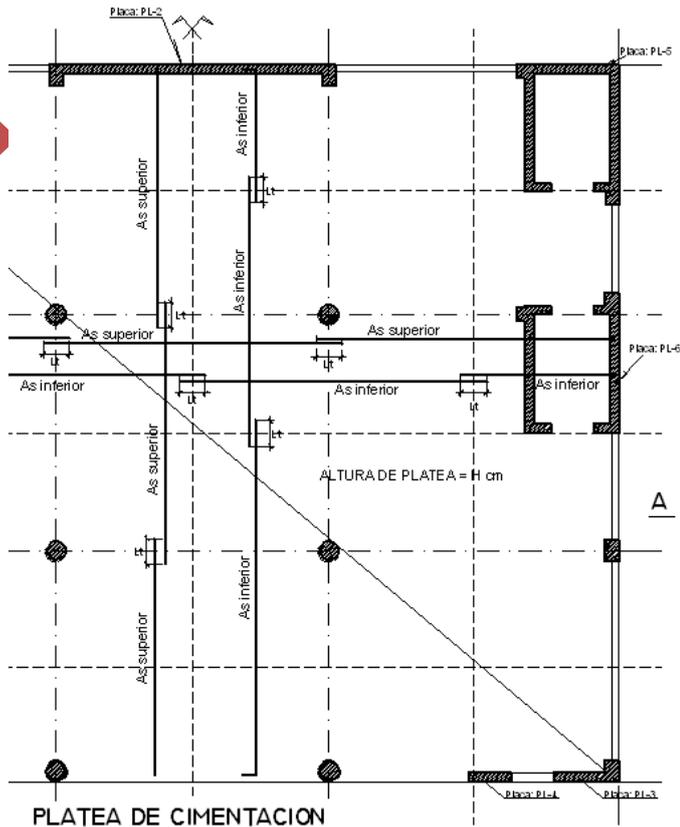
q admisible = 1.33 kg/cm2, N=7 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm2	As(+) .cm2	As infer.	As super.
4	30.11	24.08	65	13.89	11.04	1F3/4"@0.20	1F5/8"@0.18
4.5	38.10	30.48	70	16.24	12.91	1F3/4"@0.17	1F3/4"@0.22
5	47.04	37.63	75	18.63	14.80	1F1"@0.27	1F3/4"@0.19
5.5	56.92	45.53	80	21.06	16.72	1F1"@0.24	1F1"@0.30
6	67.74	54.19	85	23.51	18.67	1F1"@0.22	1F1"@0.27
6.5	79.50	63.59	90	25.99	20.63	1F1"@0.20	1F1"@0.25
7	92.19	73.59	95	28.48	22.60	1F1"@0.18	1F1"@0.23

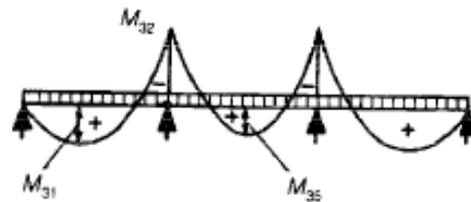
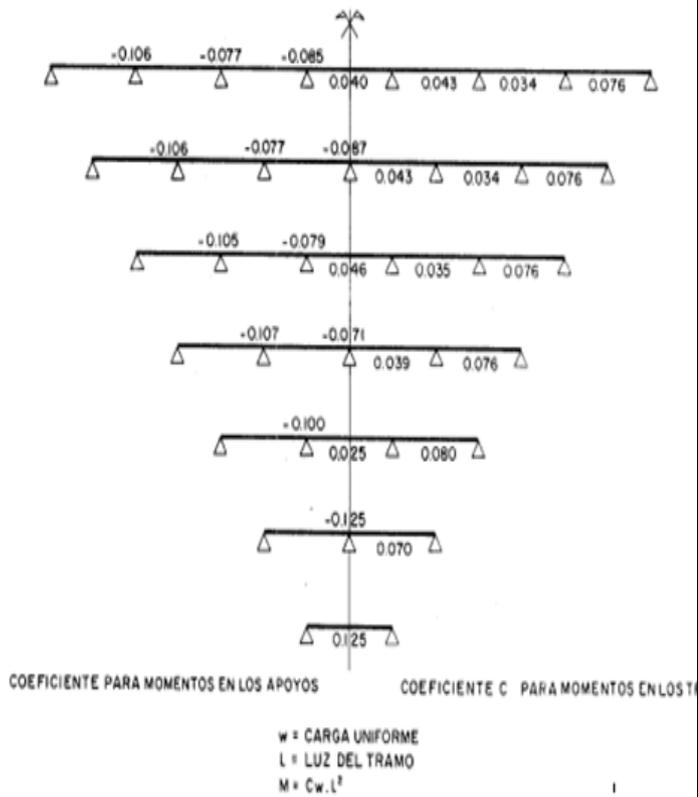
q admisible = 1.90 kg/cm2, N=10 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm2	As(+) .cm2	As infer.	As super.
4	43.01	34.41	75	16.98	13.50	1F1"@0.30	1F3/4"@0.21
4.5	54.43	43.55	85	18.75	14.91	1F1"@0.27	1F3/4"@0.19
5	67.20	53.76	90	21.83	17.35	1F1"@0.22	1F1"@0.29
5.5	81.31	65.05	95	24.99	19.86	1F1"@0.20	1F1"@0.26
6	96.77	77.41	100	28.24	22.42	1F1"@0.18	1F1"@0.23
6.5	113.57	90.85	105	31.53	25.02	1F1"@0.16	1F1"@0.20
7	131.71	105.3	115	33.16	26.32	1F1"@0.15	1F1"@0.19





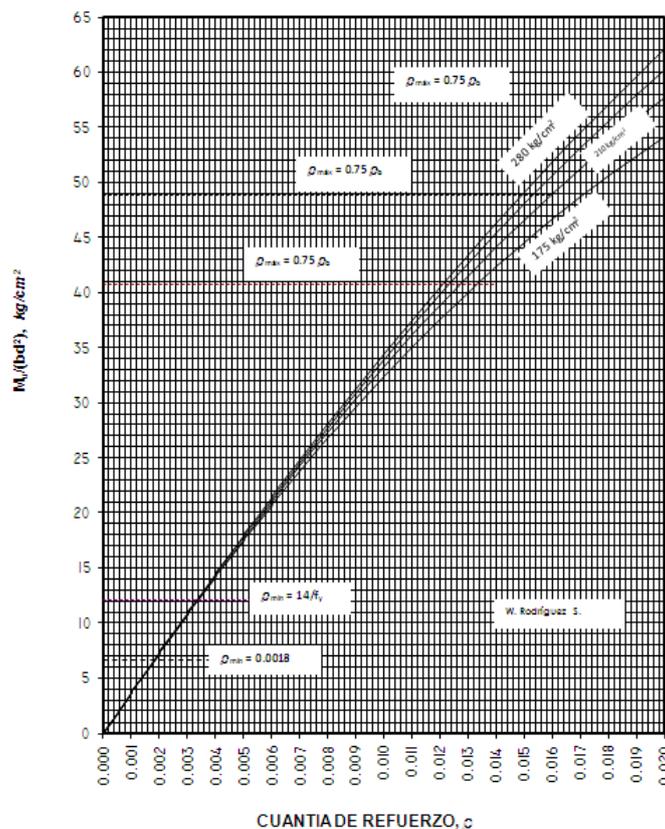
Coefficientes para el cálculo de momentos debido a carga uniformemente repartida.



Coefficientes para el cálculo de cortantes debido a carga uniformemente repartida.

ACERO POR FLEXION

$$M_y = \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho f_y / f_c)$$



7. CALCULO COMPARATIVO DE DOS PLATEAS.-

7.2.1 Primero una placa de 50 cm de espesor, con separación de luces de columnas de 6 m, correspondiente a un edificio de 5 niveles, en Chiclayo. La constante elástica determinada para el caso a resolver es de $k = 2384 \text{ kg/cm} = 238.4 \text{ t/m}$.

7.2.2 Segundo, resolvemos otra placa más rígida de 150 cm de espesor, con las demás características que la anterior.

Los resultados se muestran a continuación: Calculamos las deformaciones, momentos, cortantes de diseño, y las presiones sobre el suelo, generalmente usando programas de cómputo (SAP, SAFE).

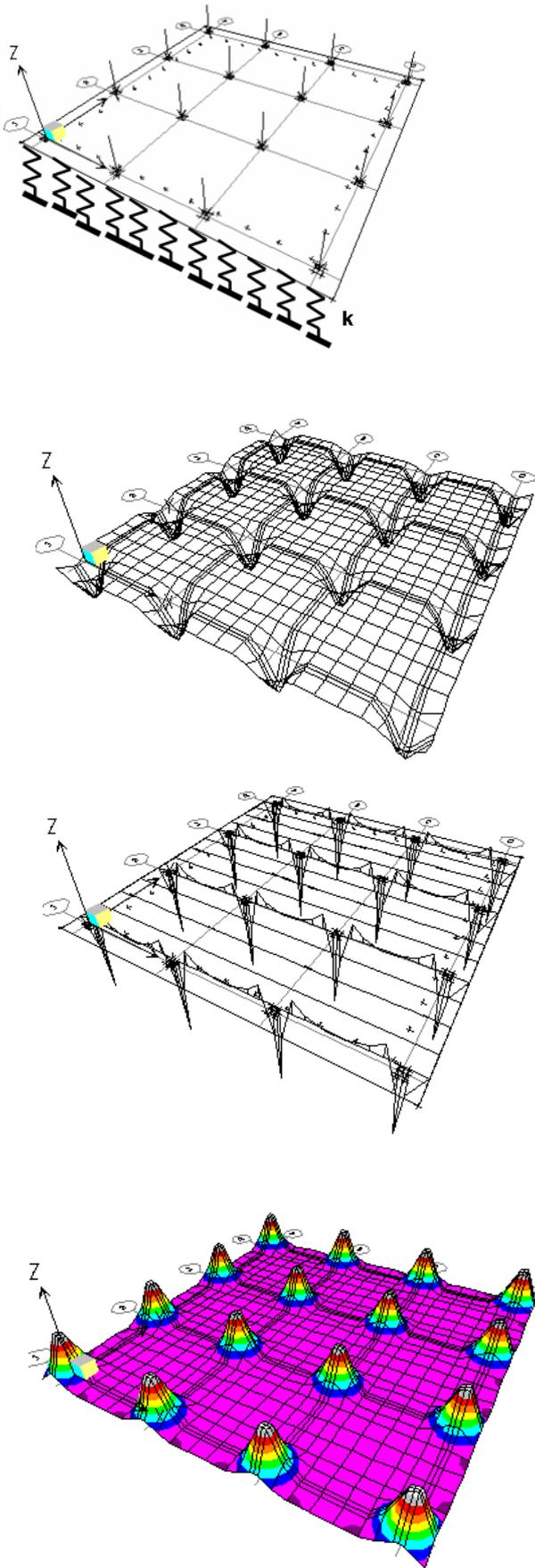


Diagrama de deformaciones, momentos y presiones en el suelo, de una platea de 50 cm de espesor. Las presiones en el suelo, deformaciones y momentos, se concentran debajo de las columnas.

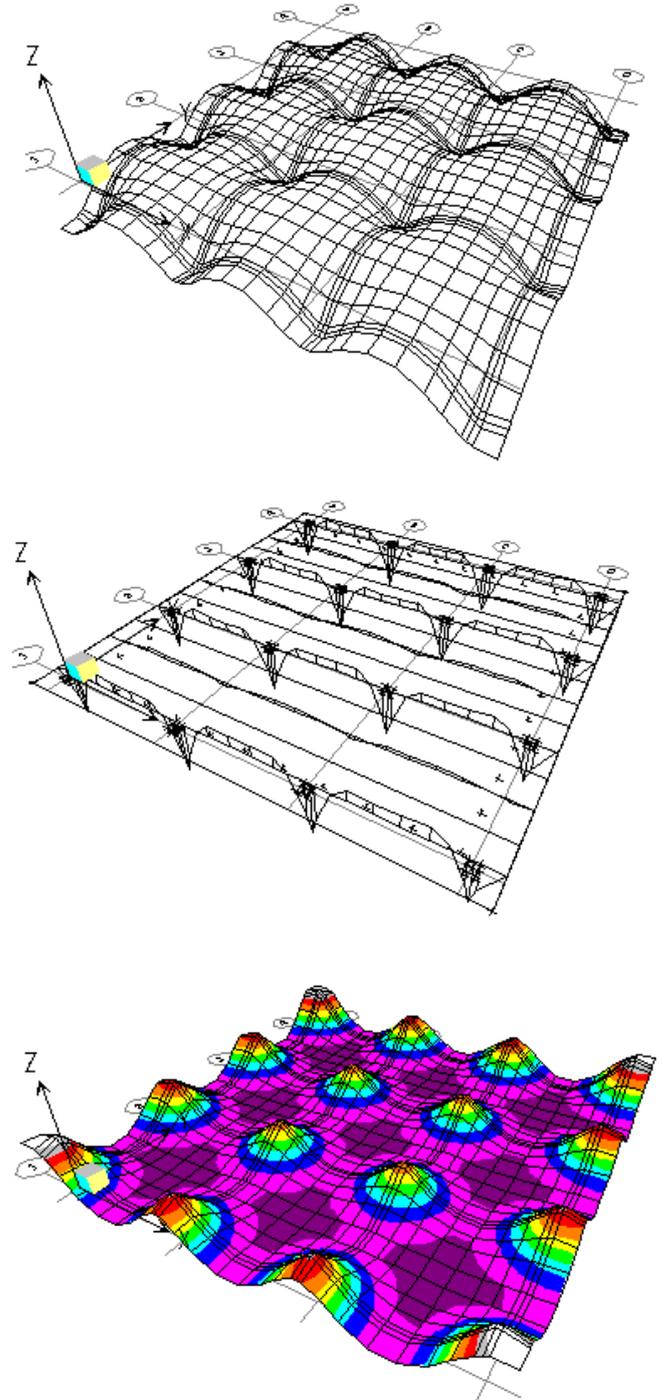


Diagrama de deformaciones, momentos y presiones en el suelo, del mismo caso anterior, pero con una platea rígida, de 150 cm de espesor. Las presiones en el suelo se atenúan.

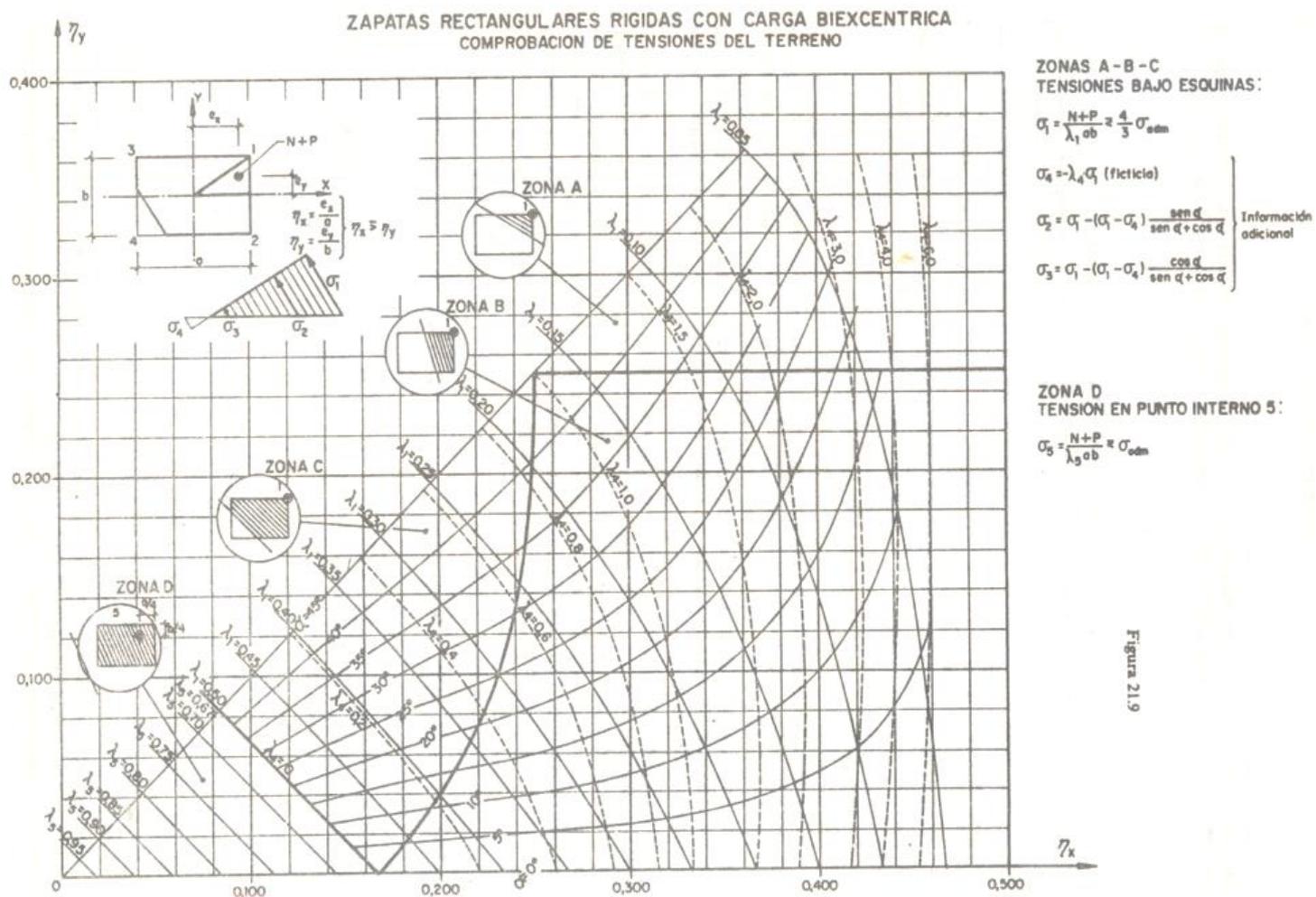


Fig. Hospital Metropolitano, en la ciudad de Chiclayo, Perú, cuya cimentación se muestra a continuación.

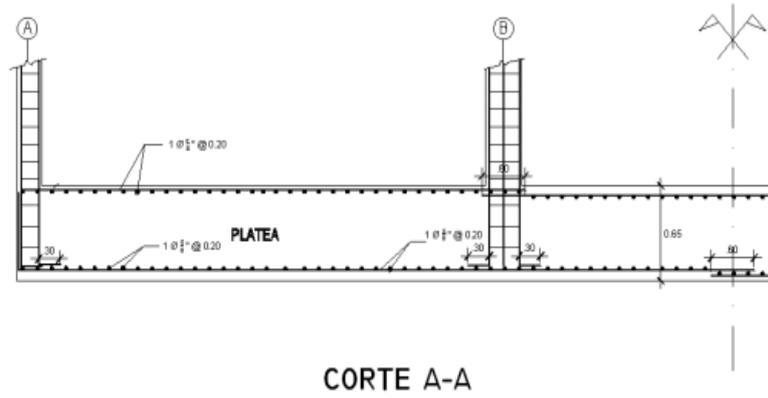
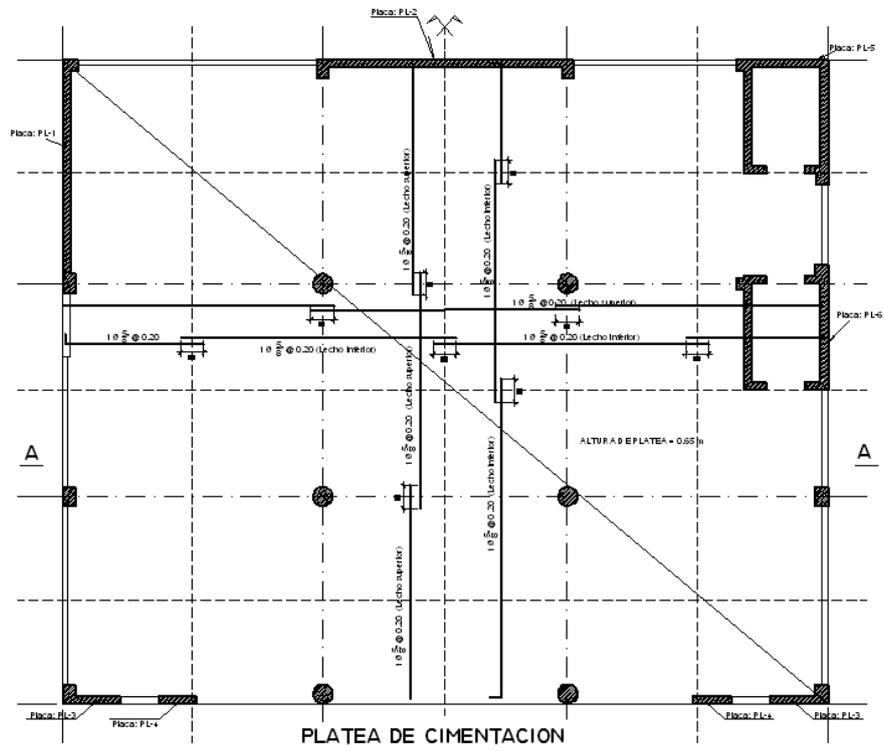
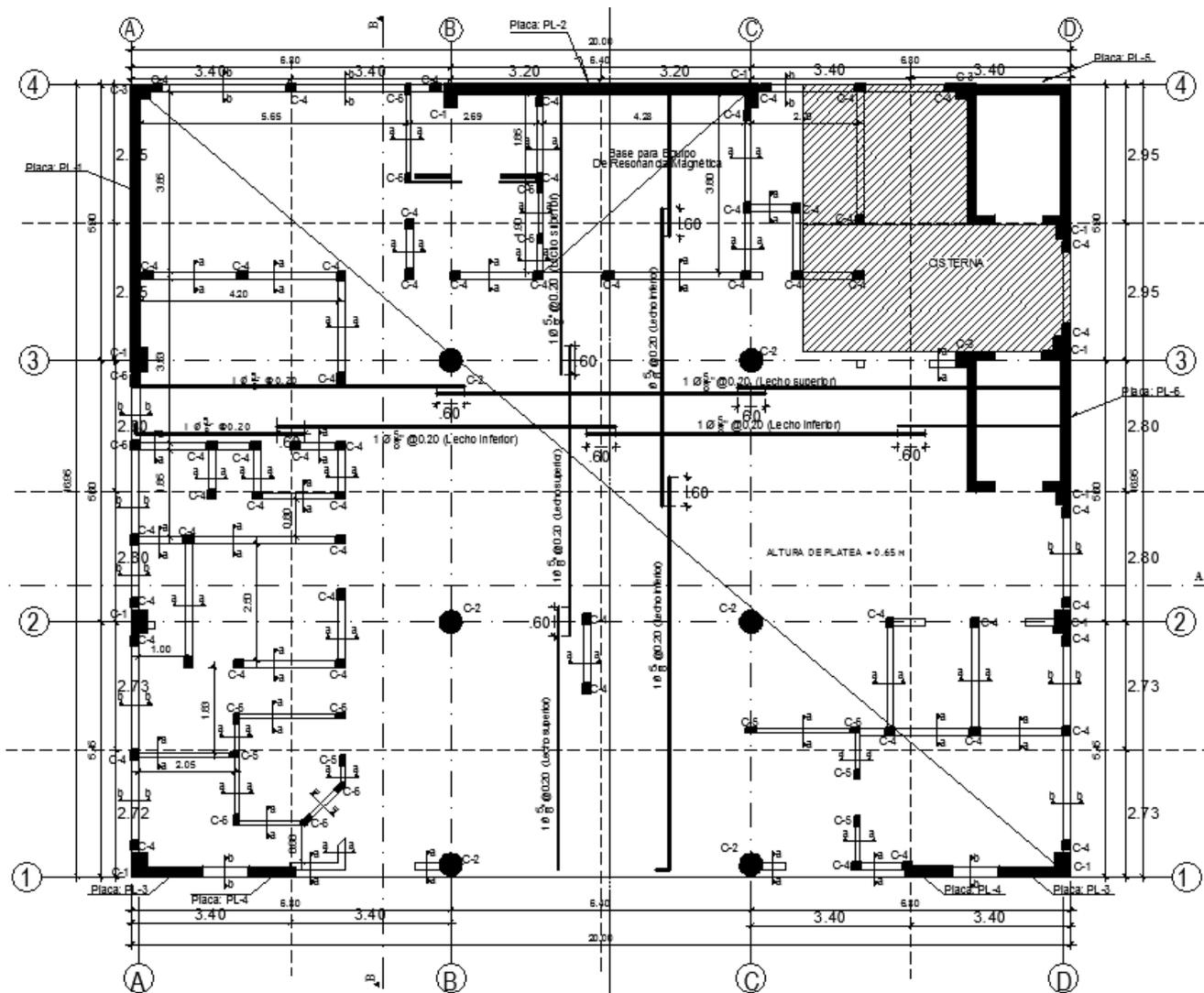


Fig. Cimentación tipo platea de cimentación del Hospital Metropolitano, en ciudad de Chiclayo, Perú.

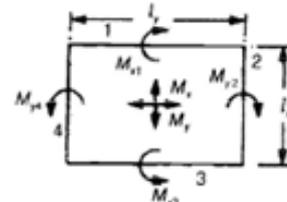


PLATEA DE CIMENTACION

Two-way slabs: rectangular panels: uniform load: elastic analyses

Ratio of spans k	Condition along all edges					
	Free. Corners not held down		Free or fixed. Corners held down		Free (Marcus)	Fixed (Marcus)
	α_{x2}	α_{y2}	α_{x3}	α_{y3}	ζ_1	ζ_2
1.0	0.500	0.500	0.300	0.300	0.583	0.861
1.05	0.549	0.451	0.330	0.271	0.585	0.862
1.1	0.594	0.406	0.360	0.246	0.591	0.864
1.15	0.636	0.364	0.389	0.222	0.599	0.866
1.2	0.675	0.325	0.418	0.202	0.610	0.870
1.25	0.709	0.291	0.446	0.183	0.622	0.874
1.3	0.741	0.259	0.474	0.166	0.635	0.878
1.4	0.793	0.207	0.526	0.137	0.663	0.888
1.5	0.835	0.165	0.575	0.114	0.691	0.897
1.6	0.868	0.132	0.621	0.095	0.718	0.906
1.75	0.904	0.096	0.682	0.073	0.754	0.918
2.0	0.941	0.059	0.768	0.048	0.804	0.935
2.5	0.975	0.025	0.892	0.023	0.870	0.957
3.0	0.988	0.012	0.972	0.012	0.909	0.970

Ratio of spans $k = \frac{\text{long span}}{\text{short span}} = \frac{l_2}{l_1}$ Uniform service load = w per unit area



Freely supported along all four edges:

Corners not held down:

$$M_x = +\alpha_{x2}(wl_1^2/8); \quad M_y = +\alpha_{y2}(wl_2^2/8) = M_x/k^2$$

Corners held down:

$$M_x = +\alpha_{x3}(wl_1^2/8); \quad M_y = +\alpha_{y3}(wl_2^2/8)$$

Corners held down (Marcus's method):

$$M_x = +\zeta_1\alpha_{x2}(wl_1^2/8); \quad M_y = +\zeta_1\alpha_{y2}(wl_2^2/8) = M_x/k^2$$

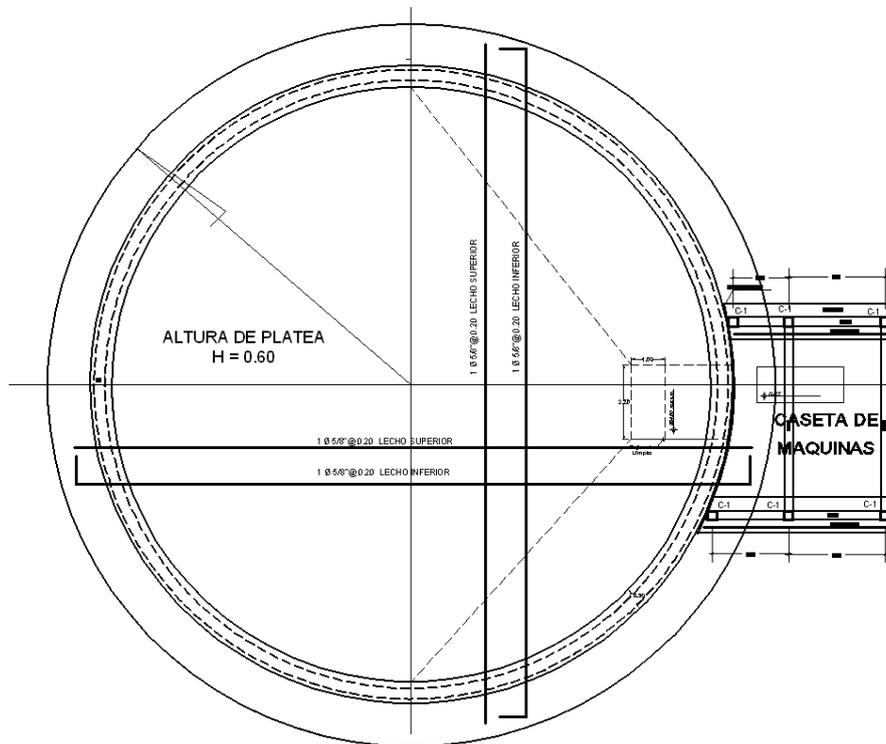
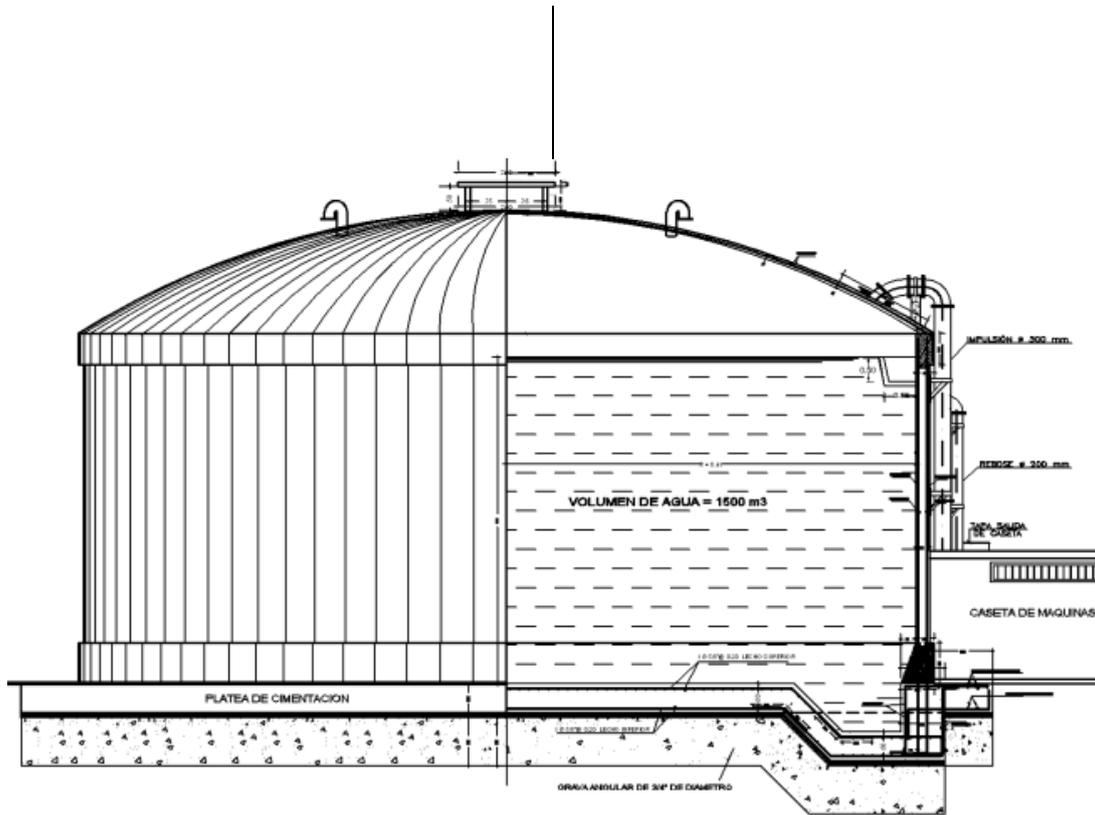
Fixed along all four edges:

Corners held down (Marcus's method):

$$M_x = +\zeta_2\alpha_{x2}(wl_1^2/24); \quad M_y = +\zeta_2\alpha_{y2}(wl_2^2/24) = M_x/k^2$$

$$M_{x1} = M_{x3} = -\alpha_{x2}(wl_1^2/12);$$

$$M_{y1} = M_{y3} = -\alpha_{y2}(wl_2^2/12) = M_{x1}/k^2$$



PLANTA

Fig. Ejemplo de cimentación tipo platea en reservorio de agua en ciudad de Pisco, Perú.

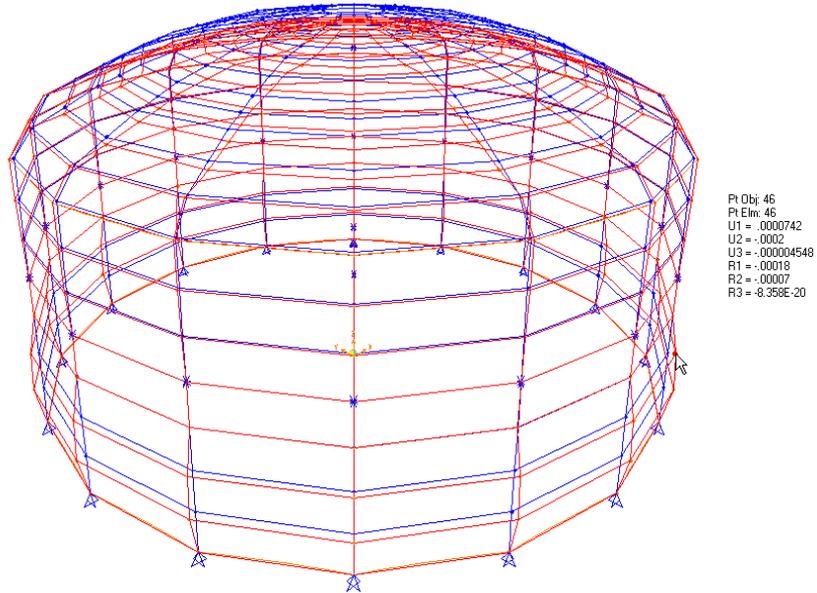


Fig. Diagrama de deformaciones de tanque apoyado, debido a la presión de agua.

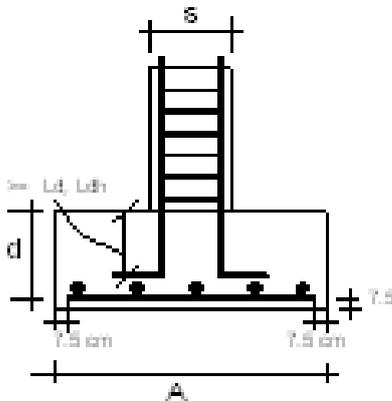


Construcción de Tanque de Pisco, Perú. Fase de construcción de la tapa.

ESPECIFICACIONES DEL ACI-318, SOBRE CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS SISMORESISTENTES

21.8.2.1- Los refuerzos longitudinales de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos deben extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y deben estar totalmente desarrolladas para resistir tracción en la interfase.

El anclaje del refuerzo longitudinal de columnas y muros estructurales, debe desarrollar dentro de la cimentación los esfuerzos de tracción, osea que la longitud de anclaje con ganchos de 90° será $\geq L_d$ en compresión y L_{dh} en tracción.



Longitud de desarrollo de varillas sujetas a compresión:

$$\begin{aligned} L_d &= 0.08 d_b f_y / \sqrt{f'_c} \\ &= 0.004 d_b^* f_y \\ &= 20 \text{ cm. El que sea mayor.} \end{aligned}$$

Longitud de desarrollo de varillas en tracción:

$$\begin{aligned} L_{dh} &= 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \\ &= 0.006 d_b f_y \\ &= 30 \text{ cm. El que sea mayor.} \end{aligned}$$

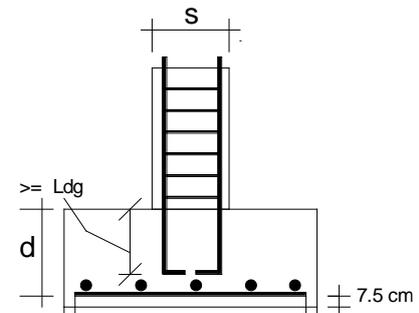
Unidades:

$$[L_d, L_{dh}] = \text{cm}, [f_y, f'_c] = \text{kg/cm}^2, [A_b] = \text{cm}^2, [d_b] = \text{cm}$$

21.8.2.2- Las columnas que sean diseñadas asumiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en el punto 21.8.2.1 y, si se requiere de ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90 grados cerca de la base de la cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

Comentario.-

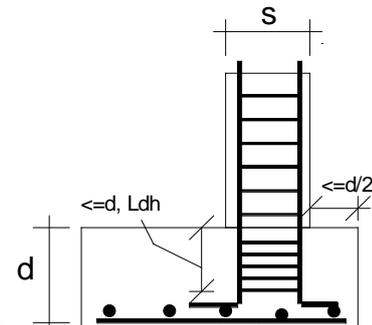
Los ensayos han demostrado que los elementos en flexión que terminan en una zapata, losa o viga (un nudo T) deberían tener sus ganchos vueltos hacia dentro en dirección del eje del elemento para que el nudo sea capaz de resistir la flexión en el elemento que forma el tallo de la T.



21.8.2.3- Las columnas o elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto armado que tengan un borde dentro de la mitad de la profundidad de la zapata deben tener un refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en el punto 21.4.4 provista bajo la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse dentro de la zapata a una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, o el largo de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal.

Comentario.-

Las columnas o elementos de borde con apoyo cercano al borde de la cimentación, como sucede a menudo cerca de las líneas de propiedad, debe detallarse para prevenir una falla en el borde de la zapata, cabezal de pilotes o losa de cimentación.



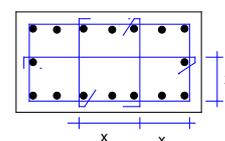
21.4.4.2 -El refuerzo transversal debe espaciarse a distancias que no excedan de (a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, ni (b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y (c) s_x , según lo definido en la ecuación (21-5).

$$s_x = 100 + (350 - h_x)/3 \text{ mm} \quad (21-5)$$

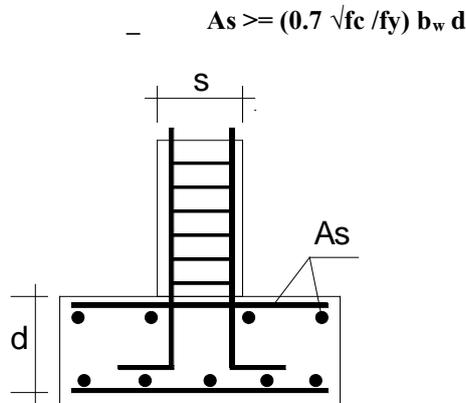
El valor s_x no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100 mm.

h_x = espaciamiento máximo horizontal de estribos o trabes en todas las caras de la columna, mm.

h_x es el menor valor de x .



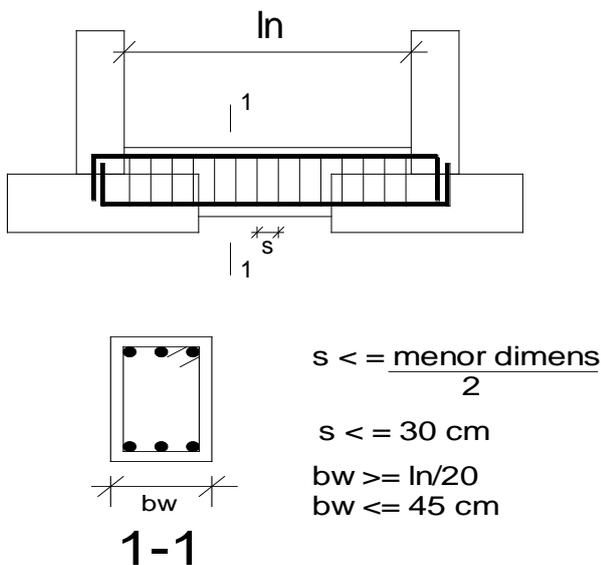
21.8.2.4 – Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de elevación en los elementos de borde de los muros estructurales especiales de concreto armado o en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes para que resistan las combinaciones de carga de diseño, la que no puede ser menor que lo requerido en la sección 10.5.



21.8.3 – Vigas apoyadas en el suelo y losas sobre el suelo.

21.8.3.1- Las vigas apoyadas en el suelo, diseñadas para actuar como amarras horizontales entre las zapatas o coronamientos de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna soportada o estar anclada dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

21.8.3.2 – Las vigas sobre el suelo diseñadas para actuar como amarras horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben ser dimensionadas de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectada dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben proporcionar amarras cerradas con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 300 mm.



21.8.3.3 Las vigas sobre el suelo y las vigas que sean parte de una losa de cimentación y estén sujetas a flexión desde

columnas que son partes del sistema resistente a fuerzas laterales deben adecuarse a lo indicado en el punto 21.3.

21.8.3.4 Las losas sobre el suelo que resisten fuerzas sísmicas desde los muros o columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben diseñarse como diafragmas estructurales de acuerdo con lo indicado en el punto 21.7. Los planos de diseño deben especificar claramente que la losa sobre el suelo es un diafragma estructural y parte del sistema resistente a fuerzas laterales.

Comentario.-
R21.8.3.

Las losas sobre el suelo son generalmente consideradas no estructurales y están excluidas del punto 1.1.6. Sin embargo, para condiciones sísmicas, las losas sobre el suelo a menudo son parte del sistema resistente a fuerzas laterales y deberían diseñarse de acuerdo con este código como también con otros estándares y linamientos apropiados.

R.21.8.3.3 – Las vigas apoyadas en el suelo que soportan esfuerzos sísmicos de flexión provenientes de los momentos en las columnas deben tener un detallado del refuerzo similar al de las vigas que forman parte del pórtico sobre la cimentación.

R.21.8.3.4 – A menudo las losas sobre el suelo actúan como un diafragma para mantener la integridad del edificio a nivel del suelo y minimizar los efectos de movimientos desfasados del subsuelo que podrían producirse entre los apoyos del edificio. En estos casos, la losa debe ser reforzada y detallada adecuadamente. Los planos de diseño deben establecer claramente que estas losas son elementos estructurales de manera de prohibir el corte de la losa.

21.3 Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento.

21.7 Diafragmas y cerchas estructurales.

DISEÑO DE PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales, que se introducen en el suelo, para transmitir las cargas a estratos inferiores, o para alterar las condiciones físicas del terreno.

El hincado de pilotes para cimentación en un suelo blando, o en un suelo duro, es análogo a incrustar un clavo a una pieza de madera, o en un muro de concreto. Clavarlo es más fácil que sacarlo, ya que puede estar torcido o mal ubicado.

Los pilotes se emplean para:

- Eliminar asentamientos no permitidos en la estructura.
- Transferir las cargas de una estructura que se encuentra en estrato blando o agua, hasta estratos inferiores, que tengan la capacidad de carga suficiente, para soportar la estructura.
- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones hidrostáticas, momentos de volteo, o cualquier operación que trate de levantar la estructura.
- Alcanzar con la cimentación, profundidades que no estén sujetas a erosión, socavación o similares efectos, como ocurre normalmente en pilares y estribos de puentes.

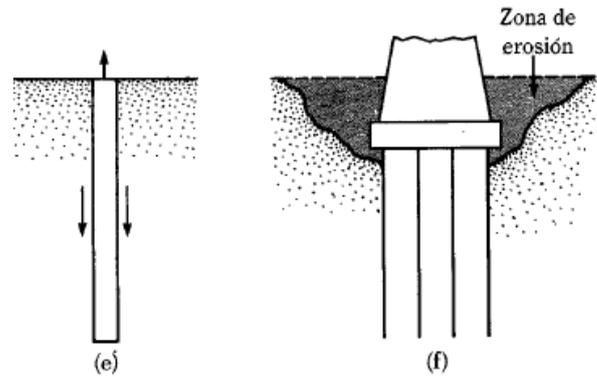
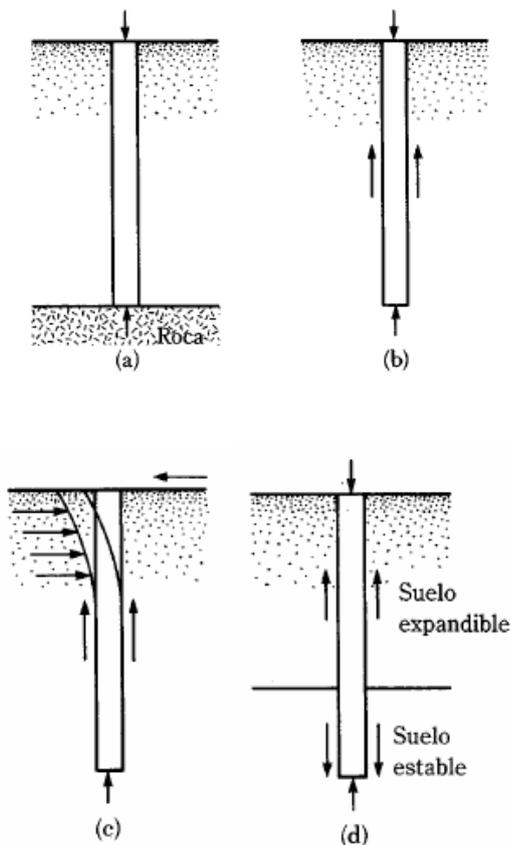


Fig. (1). Condiciones para el uso de pilotes:

- a) Cuando los estratos superiores son altamente compresibles y débiles, para soportar la carga de la superestructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura.
- b) Cuando no se encuentra estrato firme o roca a una profundidad razonable, resistencia por fricción
- c) Cuando hay fuerzas horizontales, como en muros de contención, y estructuras sometidas a fuerzas sísmicas o de viento.
- d) Cuando hay suelos expansivos, el pilote se prolonga más allá de la zona activa de expansión y contracción.
- e) Cuando están sometidas a fuerzas de levantamiento como en el caso de torres, plataformas marinas, y plateas cimentadas debajo del nivel freático.
- f) Cuando hay erosión de suelo, como en el caso de estribos y pilares de puentes.

Clasificación por el material.-

-Pilotes de madera.

-Pilotes de concreto.- Se subdividen en:

-Pilotes prefabricados (premoldeados)

-Pilotes fabricados in situ.- Pueden ser:

-Con funda (forro o tubo de metal)

-Sin funda

-Pilotes de acero.- Se usan perfiles H, I, tubos y rieles.

Clasificación por el método de instalación.-

-Pilotes hincados.- Por golpes de martillo.

-Pilotes gateados.- Usando gatas hidráulicas

-Pilotes hincados y vaciados in situ.- Hincado de una sección hueca (envoltura de acero delgado), que luego de ser rellenada por el concreto se retira.

-Pilotes perforados y vaciados in situ.- Remueven el suelo por perforación, para posteriormente ser rellenados de concreto.

-Pilotes tornillos.- Son pilotes roscados en el suelo. Se instala con maquinaria especial y con una hélice adosada a un mandril.

Clasificación por el desplazamiento del terreno.-

Pilotes desplazantes.- La compactación y el desplazamiento lateral que sufre el suelo, altera las propiedades del material circundante, de tal manera que los resultados de laboratorio y de las investigaciones, no pueden utilizarse directamente para calcular la capacidad de carga última, ya que debe considerarse la compactación resultante y la reducción del esfuerzo de corte por remoldeo.

Pilotes de pequeño desplazamiento.- Estos no causan cambios apreciables en los esfuerzos, ni en las propiedades de deformación, del suelo circundante, durante el proceso de hincado, por lo tanto los resultados de campo y laboratorio,

pueden usarse directamente para calcular la capacidad de carga y los asentamientos del suelo.

Pilotes no desplazantes.- Se remueve el suelo por perforación, si se desea se forra el hueco resultante, luego se rellena de concreto, pudiendo retirarse el forro..

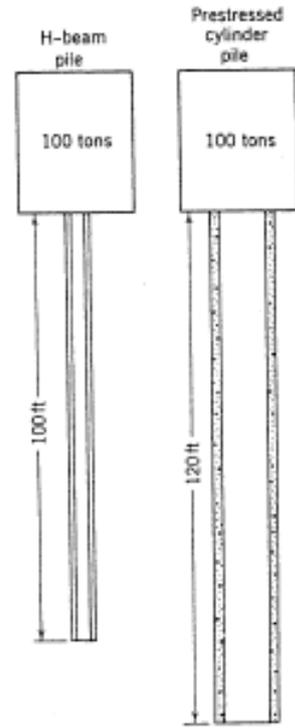
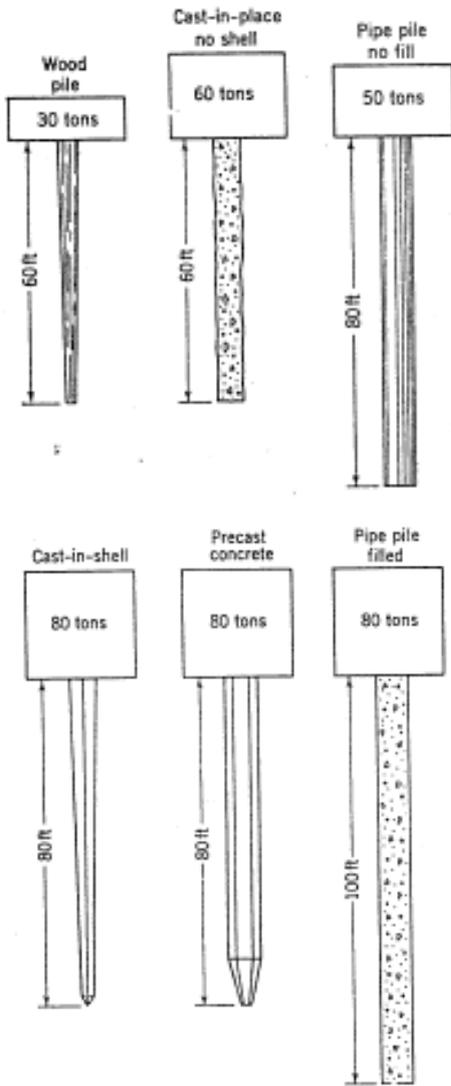


Fig. (2). Longitudes y pesos máximos para variados tipos de pilotes.- (De William Lambe).

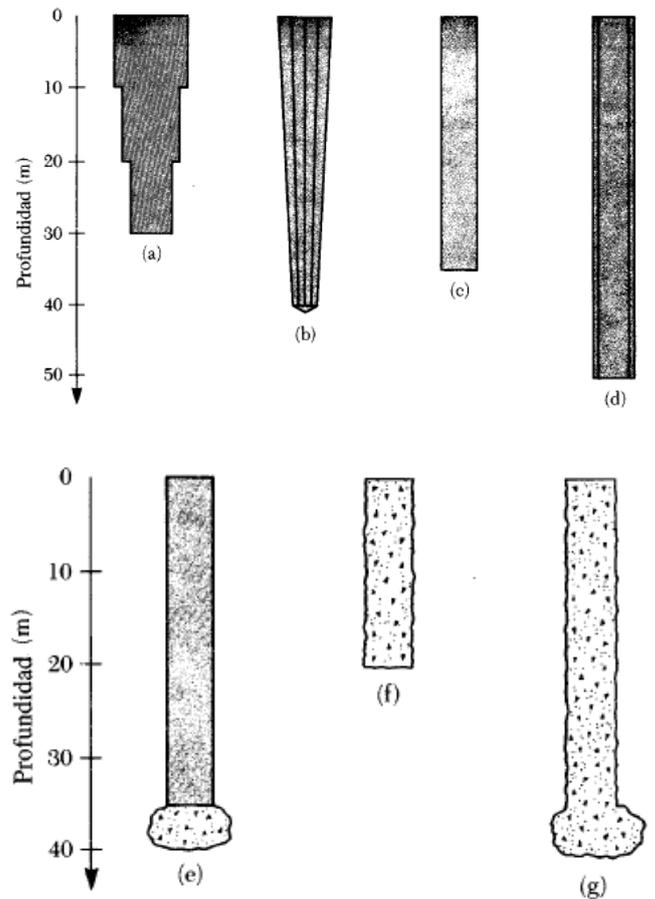


Fig. (3). Pilotes de concreto, colados in situ según Braja Das.

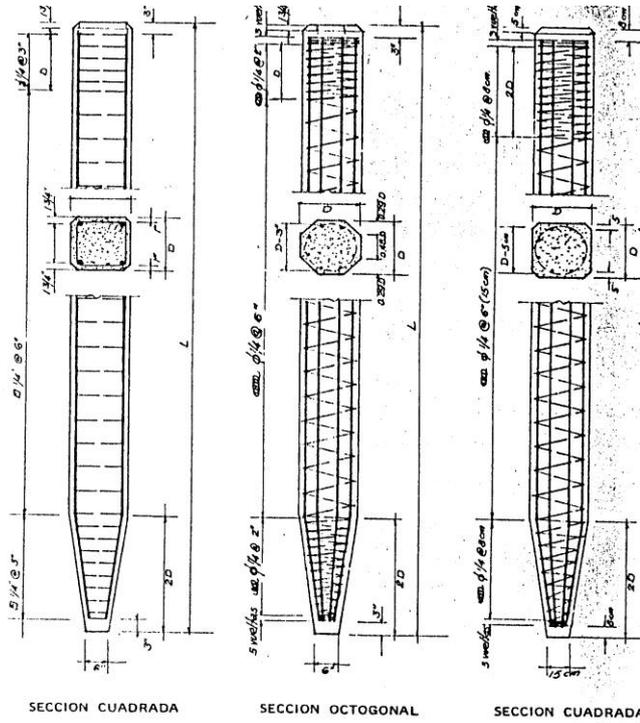


Fig. (4). Pilotes de concreto armado.

MECANISMO DE FALLA DE LOS PILOTES

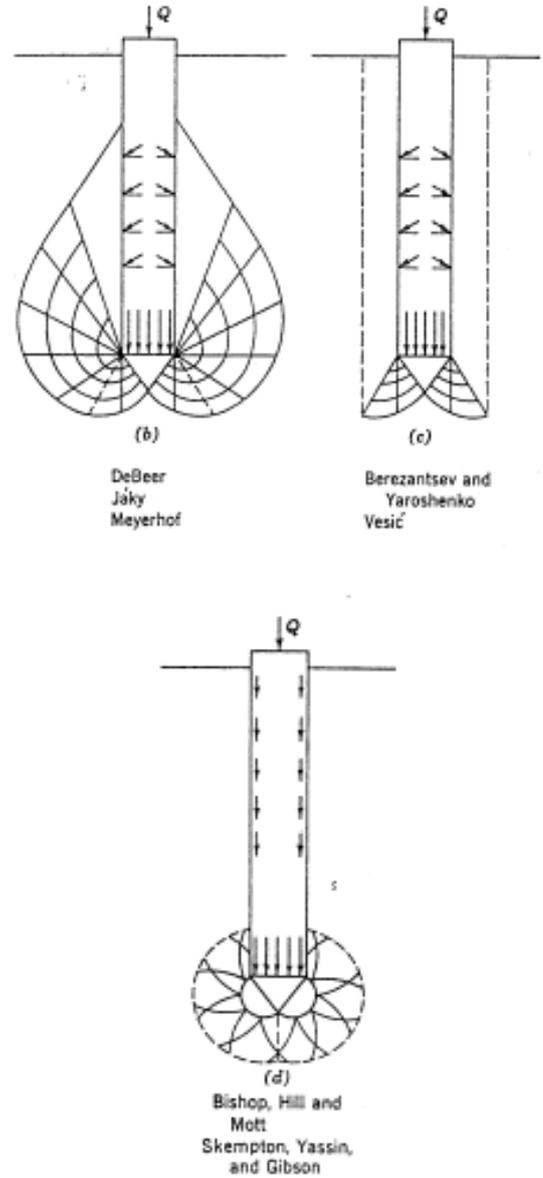
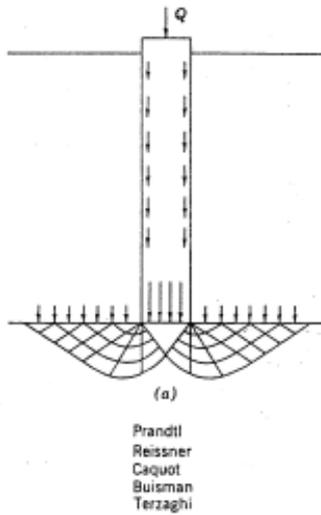


Fig. (5). Mecanismos de falla asumidos, bajo cimentaciones profundas. (Según Vesic. 1967).

DISEÑO DE PILOTES.-

ELEMENTOS.-

- L=d=longitud del pilote
- B= D = diámetro del pilote
- γ =peso unitario del suelo
- c=cohesión del suelo
- as =perímetro del pilote
- Abase = Area de la base del pilote
- Alateral=Area lateral del pilote
- Nc,Nq,N γ = factores de capacidad
- Qlímite=capacidad de carga límite
- Qp=resistencia por punta
- Qs=resistencia por fuste
- Qadm=capacidad de carga admisible
- Qadm.total=capacidad de carga admisible del total de pilotes de la zapata
- Ss=esfuerzo lateral unitario promedio del pilote
- Sh=esfuerzo horizontal en el pilote debido al suelo

- S_v = esfuerzo efectivo en el fondo = $\gamma * L$
- S_v = esfuerzo efectivo promedio del pilote
- Φ = ángulo de fricción interna del suelo
- FS = factor de seguridad
- N = número de pilotes en una zapata
- P = carga de servicio proveniente de la superestructura
- ΔL = espesor de los variados estratos que atraviesa el pilote.
- $\underline{\Phi}$ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote.

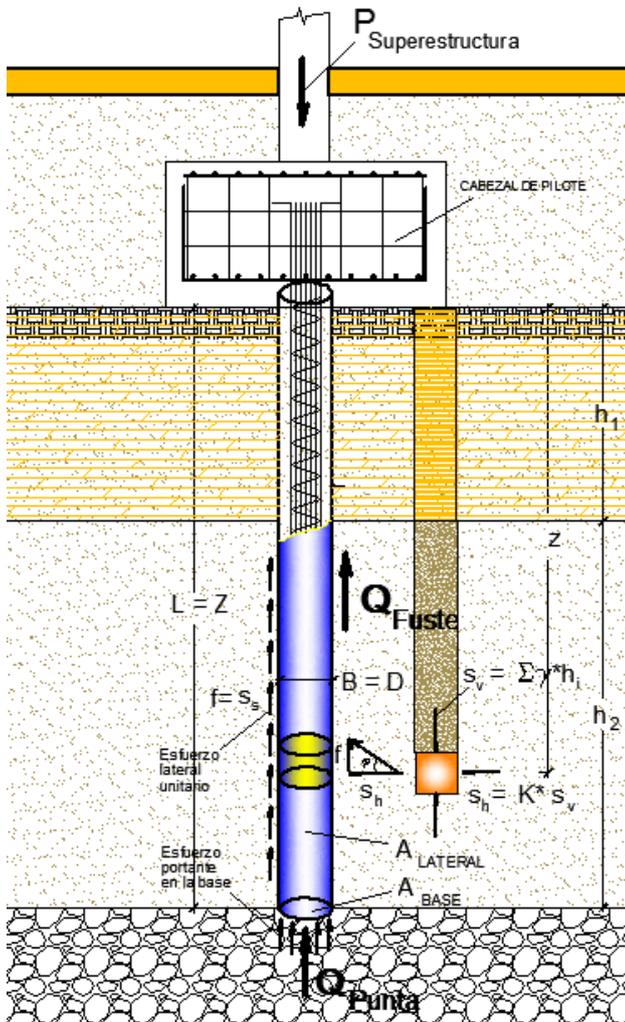


Fig. 6. Elementos para el diseño de un pilote.

CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE

1. La capacidad de carga límite de un pilote, está dada por la resistencia por punta y la resistencia por fuste:

$$Q_{L\acute{o}mite} = Q_{Punta} + Q_{Fuste} \dots(1)$$

2. La capacidad de carga por punta esta dado por la teoría de Terzaghi:

$$Q_p = (cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q) A_{base} \dots(2)$$

3. La capacidad de carga por fuste es:

$$Q_s = \underline{S_s} * A_{lateral} \dots(3)$$

S_s = esfuerzo lateral promedio unitario, está dado por la teoría de Coulomb

4. La expresi3n general de la capacidad de carga limite del pilote est3 dada por:

$$Q_{l\acute{o}mite} = (cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q) * A_{base} + \underline{S_s} * A_{lateral} \dots(4.1)$$

Si hubieran varios estratos a lo largo del pilote:

$$Q_{l\acute{o}mite} = (cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q) * A_{base} + \sum (S_s * \Delta L * a_s) \dots(4.2)$$

$$A_{lateral} = L * a_s$$

$$Q_{adm} = Q_{l\acute{o}mite} / FS \dots(4.3)$$

FS varía de 2,5 a 4.

El Ing. César Fuentes Ortiz en su libro “Ingeniería Portuaria”, registra los valores aproximados de S_s, al que llama fs

Tabla 1. Valores del esfuerzo unitario de fricción entre el pilote y el suelo.

Valores aproximados de fs (kg/cm2)	
Limo y arcilla blanda	0,075-0,300
Arcilla muy compacta	0,500-2,000
Arena suelta	0,125-0,350
Arena densa	0,350-0,700
Grava densa	0,500-1,000



Fig. 7. Ing. Cesar Fuentes Ortiz. Ex Docente UNI. Ex Decano CIP.

5. CAPACIDAD DE CARGA EN ARENAS Y ARCILLAS.-

Para las arenas y las arcillas, los ensayos de corte son de la siguiente forma:

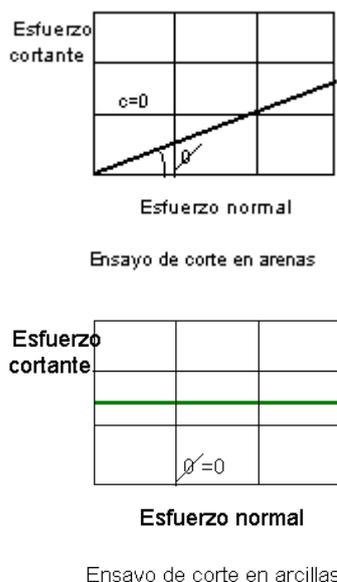


Fig. 8. Diagramas del ensayo de corte en arenas y arcillas.

Se va a simplificar la expresión general, para las arenas y para las arcillas por separado.

6. CAPACIDAD DE CARGA LIMITE DE PILOTES EN ARENAS:

En la ecuación de Terzaghi:

Cohesión $c = c = 0$

El producto $\gamma d N_q$ es mucho mayor que $0.5 \gamma B N_\gamma$

A la relación γd la llamamos S_v

$$S_v = \gamma d \dots (5)$$

Para la resistencia por fuste:

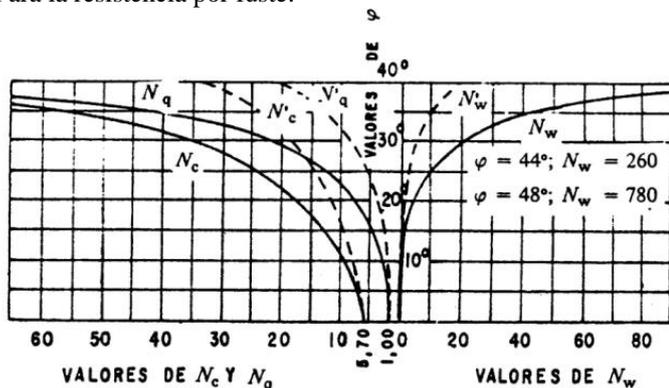


Fig. 9. Gráfico de los factores de carga de la fórmula de Terzaghi.

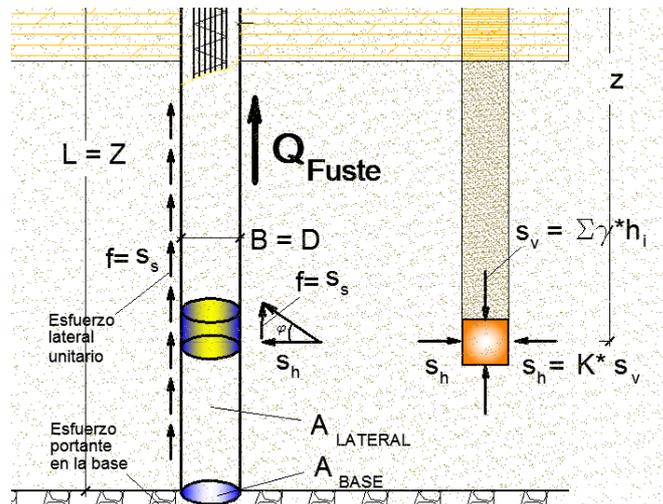


Fig. 10. Esfuerzos en elemento de estudio de pilote, para el caso de arenas. S_h = esfuerzo horizontal. S_v = esfuerzo vertical.

$$\text{tg}\phi = \frac{S_s}{S_h} \dots (6)$$

$$S_s = S_h * \text{tg}\phi \dots (7)$$

$$S_h = K S_v \dots (8)$$

$$S_v = \gamma h. \text{ Se usa } h = L/2, \text{ como esfuerzo promedio} \dots (9)$$

$$S_s = (K * S_v) * \text{tg}\phi \dots (10)$$

Reemplazando:

$$Q_{\text{límite}} = (S_v * N_q) A_{\text{base}} + (K * S_v) * \text{tg}\phi * A_{\text{lateral}}$$

ARENAS ... (11.1)

$$Q_{\text{admisible}} = Q_{\text{límite}} / 3$$

Donde:

Angulo de fricción entre el suelo y el pilote:

$$\phi = 0.5 \phi \text{ a } 0.8 \phi$$

$S_v = \gamma * L$ es el esfuerzo efectivo en el fondo.

$S_v = \gamma * L/2$ es el esfuerzo efectivo promedio en la longitud del pilote.

El valor del factor de capacidad de carga N_q se obtiene de la siguiente figura dados por Vesic, en función del ángulo de fricción interna del suelo.

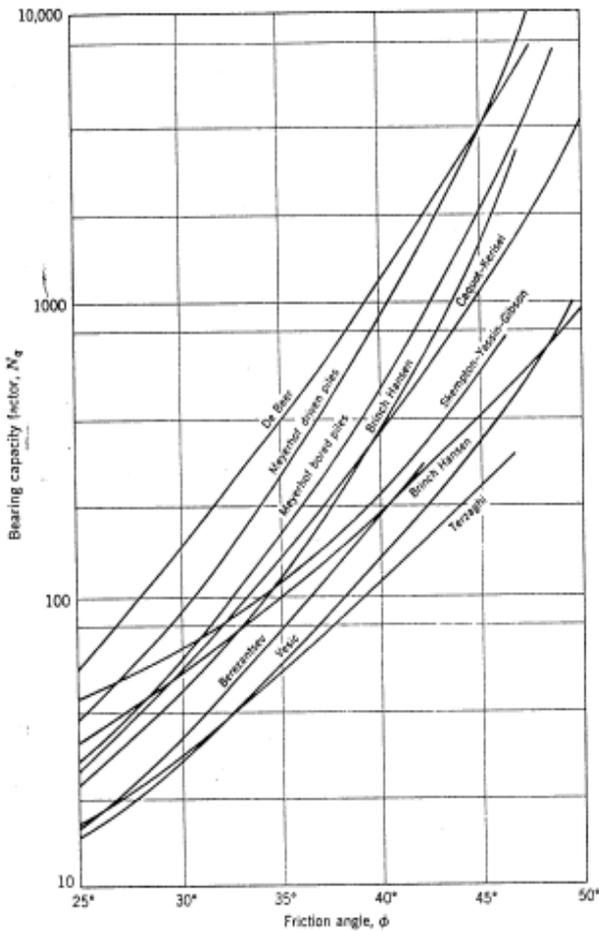


Fig. 11. Valores del factor Nq, según varios investigadores.

El valor del esfuerzo horizontal $\bar{S}h = K \cdot \bar{S}v$ se obtiene de la tabla 33.1 del libro de William Lambe.

Table 33.1 Horizontal Stress on Pile Driven in Sand

Reference	Relationship	Basis of Relationship
Brinch-Hansen and Lundgren (1960)	(a) $\bar{\sigma}_h = \cos^2 \phi \cdot \bar{\sigma}_v = 0.43 \bar{\sigma}_v$ if $\phi = 30^\circ$ (b) $\bar{\sigma}_h = 0.8 \bar{\sigma}_v$	(a) Theory (b) Pile test
Henry (1956)	$\bar{\sigma}_h = K_s \cdot \bar{\sigma}_v = 3 \bar{\sigma}_v$	Theory
Ireland (1957)	$\bar{\sigma}_h = K \cdot \bar{\sigma}_v = (1.75 \text{ to } 3) \cdot \bar{\sigma}_v$	Pulling tests
Meyerhof (1951)	$\bar{\sigma}_h = 0.5 \bar{\sigma}_v$; loose sand $\bar{\sigma}_h = 1.0 \bar{\sigma}_v$; dense sand	Analysis of field data
Mansur and Kaufman (1958)	$\bar{\sigma}_h = K \bar{\sigma}_v$; $K = 0.3$ (Compression) $K = 0.6$ (Tension)	Analysis of field data

From Horn, 1966.

K varía entre 1 y 3

Caquot y Kerisel (1966, 1969) propusieron la siguiente expresión general para Nq en arenas:

$$Nq = 10^{N \cdot \text{tg} f}$$

N = 2,7 para diámetro de pilote = 32 cm

Delgado Vargas ha dado una expresión para Nq:

$$Nq = 10^{[2,6 + 0,02 (f - 30)] \cdot \text{tg} f}$$

6.1 METODO DE MEYERHOF (1976):

$$Q_{\text{límite}} = (Sv \cdot N^*_q) \text{ Abase} + fs \cdot A \text{ lateral}$$

...ARENAS (11.2)

$$N^*_q = 0,4 \cdot (N_{SPT \text{ correg.}} \cdot L/D) \leq 4 N_{\text{correg.}}$$

$$fs = (0,01 \text{ a } 0,02) \cdot N_{SPT \text{ correg.}}$$

(0,01) * $N_{SPT \text{ correg.}}$ = kg/cm2 = Para pilotes de pequeños desplazamiento

(0,02) * $N_{SPT \text{ correg.}}$ = kg/cm2 = Para pilotes de grandes desplazamiento

$$N_{SPT \text{ correg.}} = N \text{ corregido promedio}$$

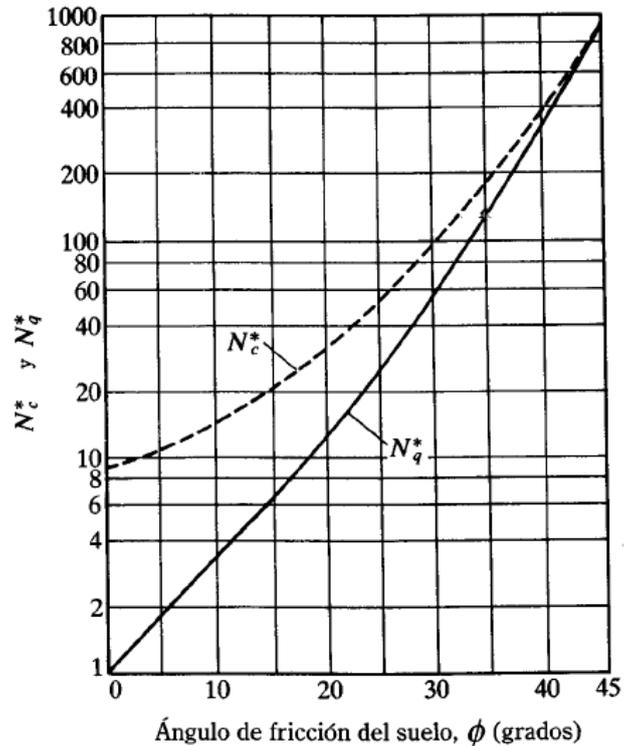


Fig. 12. Gráfica de Meyerhof, para obtener N*c y N*q.



7. CAPACIDAD DE CARGA LIMITE DE PILOTES EN ARCILLAS:

En las arcillas se cumple que:

$$\phi = \varphi = 0$$

De la gráfica de Terzaghi se obtiene:

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

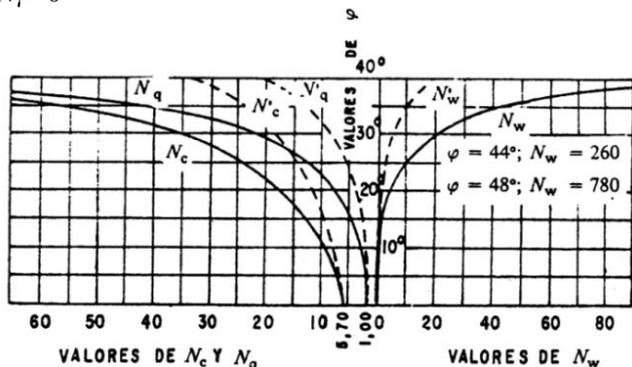


Fig. 13. Gráfico de los factores de carga de la fórmula de Terzaghi.

Se asume que, entre el concreto y el suelo se cumple la ley de Coulomb

$$S_s = S_h \cdot \tan \varphi + c$$

$$S_s = c \quad (\text{Se usa } 1/2 \text{ de la } c \text{ en el fondo, como cohesión promedio}) \quad \dots(12)$$

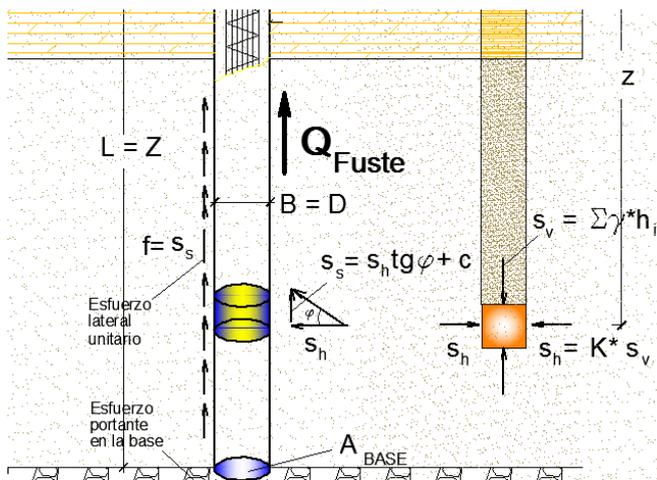


Fig. 14. Esfuerzos en elemento de estudio de pilote en arcilla.

Reemplazando en la Ec. (4.1) se obtiene la resistencia de pilotes en arcillas:

$$Q_{\text{límite}} = (cN_c + \sigma_{v \text{ fondo}}) A_{\text{base}} + \sum c A_{\text{lateral}}$$

..... **ARCILLAS** ...**(13.1)**

N_c se obtiene de la gráfica dada por Skempton, y que es reproducida en la fig. 32.4 del libro de William Lambe.

S_v = Esfuerzo efectivo en el fondo.

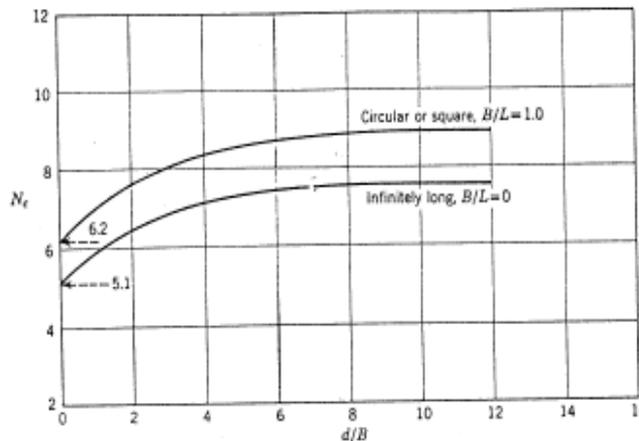


Fig. 32.4 Bearing capacity factors for footings on clay. (From Skempton)

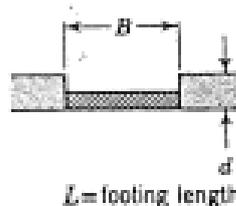


Fig. 15. Valores del Factor de capacidad de carga N_c , según Skempton.

7.1 METODO DE MEYERHOF (1976):

$$Q_{\text{límite}} = (N_c^* \cdot c_u) A_{\text{base}} + f_s \cdot A_{\text{lateral}}$$

..... **ARCILLAS** ...**(13.2)**

$$Q_{\text{límite}} = (9 \cdot c_u) A_{\text{base}} + f_s \cdot A_{\text{lateral}} \quad \dots(13.3)$$

$$Q_{\text{admisible}} = Q_{\text{límite}} / 3$$

8. Para el cálculo del acero y el concreto, los pilotes se diseñan como columnas a flexo-compresión.

9. DISEÑO DEL ENCEPADO DE PILOTES.-

1. Tipos de Encepado.-

Existen dos tipos de encepados:

-**Encepados rígidos.**- Cuando $m \leq 1,5 \cdot H$

-Encepados flexibles.- Cuando $m > 1,5 * H$

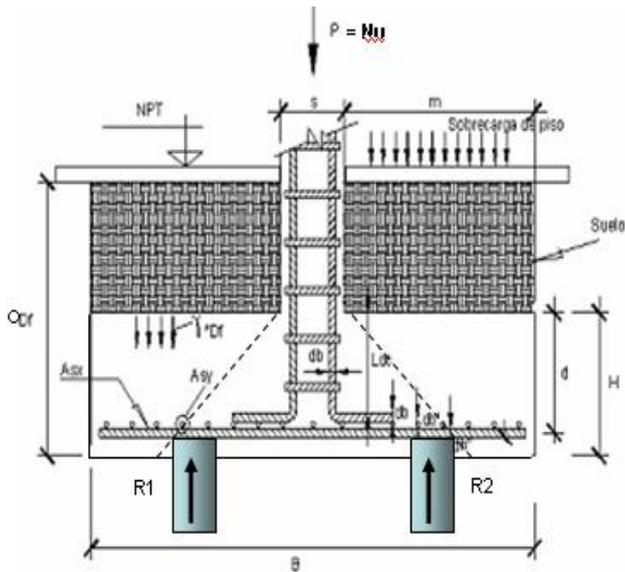


Fig. 16. Elementos para el diseño de encepado de pilotes.

Cuando la zapata es un encepado de pilotes, hay que probar:
 -Por longitud de anclaje de la columna. (similar a la zapata aislada)
 -Por punzonamiento.
 -Por cortante por flexión.
 -Por flexión

2. Longitud de anclaje.-

Longitud de desarrollo de varillas sujetas a compresión:

$$L_d = 0.08 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.004 d_b * f_y$$

$$= 20 \text{ cm. El que sea mayor.}$$

Longitud de desarrollo de varillas en tracción:

$$L_{dh} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.006 d_b f_y$$

$$= 30 \text{ cm. El que sea mayor.}$$

Unidades:

$$[L_d, L_{dh}] = \text{cm}, [f_y, f'_c] = \text{kg/cm}^2, [A_b] = \text{cm}^2, [d_b] = \text{cm}$$

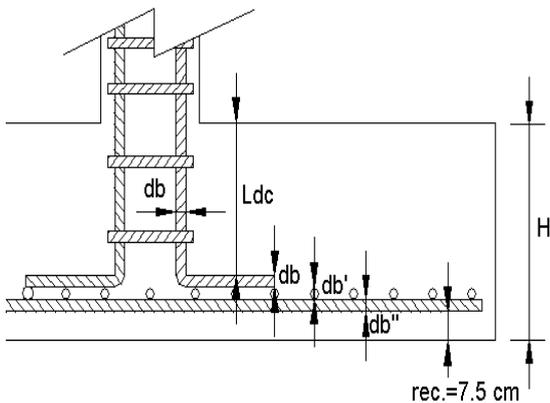


Fig. 17. Longitud de desarrollo de la varilla de la columna, espesor de varillas y recubrimiento, para la determinación

del espesor de zapata.

3. Cortante por punzonamiento (Vp).-

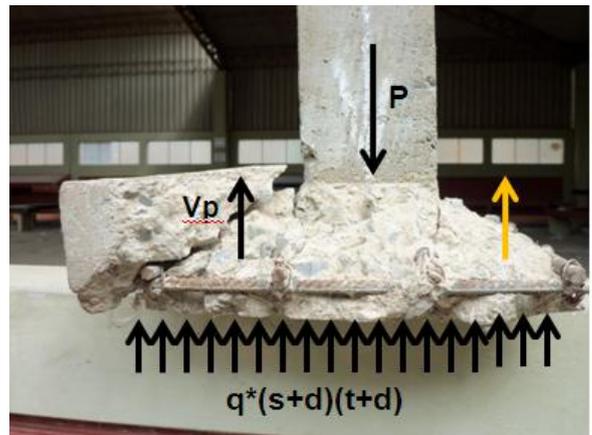
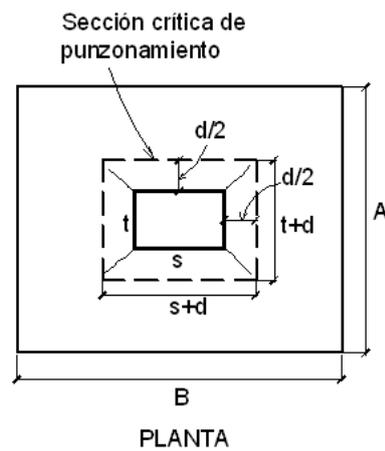


Fig. 18. Falla por punzonamiento de zapata. Ensayo en el Laboratorio de ensayo de materiales de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo. Lambayeque. Perú.



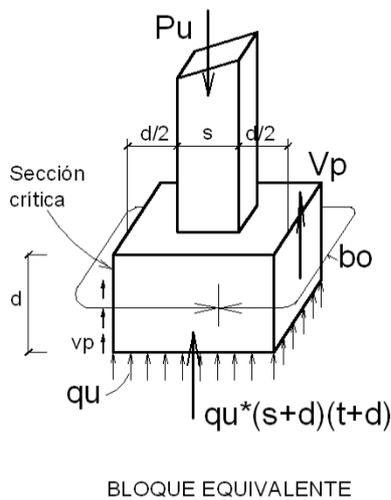
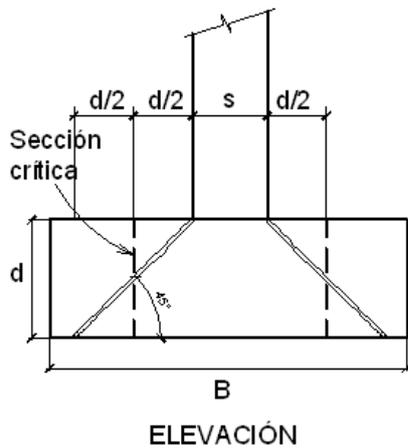


Fig., 19. Sección crítica de punzonamiento y bloque equivalente de diseño, para el cálculo del peralte por punzonamiento en encepado de pilotes.

Por equilibrio de fuerzas:

$$V_p = N_u - (R_1 + R_2)$$

$N_u = P_u$, es la carga axial total mayorada

En el bloque equivalente:

-v actuante = $V_p / (\text{perímetro} * d)$

$$[N_u - (R_1 + R_2)] / [(4s + 4d) * d] = v \text{ admisible}$$

Aquí se ha considerado $s = t$

Si hacemos $R_1 = R_2 = 0$

Estamos asumiendo conservadoramente que toda la carga de la columna, es la fuerza punzonante:

Queda la ecuación cuadrática:

$$d^2 + s*d - N_u / (4 * v \text{ admisible})$$

Se despeja el **peralte por punzonamiento d**:

$$d = (-s/2) + (1/2) * \sqrt{s^2 + (N_u / v \text{ adm})}$$

Que es la ecuación para determinar el peralte del encepado en primera tentativa.

$$v \text{ admisible} = \phi * 0.27(2 + 4/B) \sqrt{f'c}$$

$B = s/t$ (lado mayor a lado menor de columna)

ó

$$v \text{ admisible} = \phi * 1.1 \sqrt{f'c} \text{ , } \phi = 0.85$$

4. Cortante por flexión.-

La sección crítica ocurre a la distancia "d", de la cara de la columna:

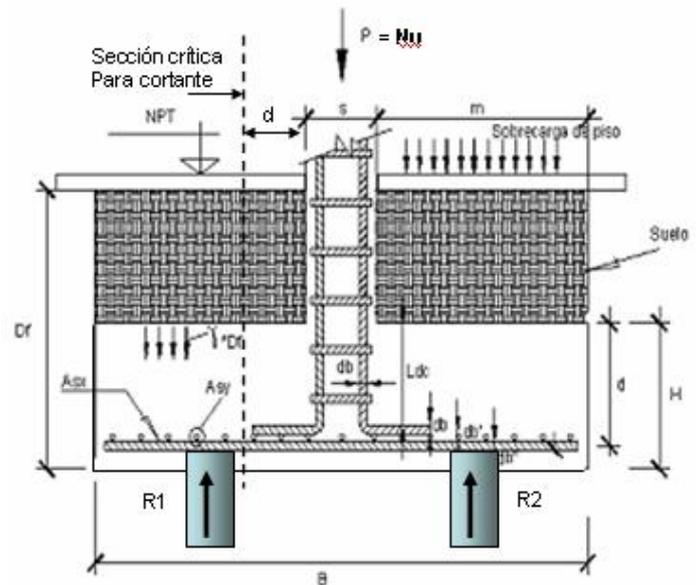


Fig. 20. Sección crítica y cargas, para el diseño del encepado de pilotes.

Para zapata cuadrada $A = B$:

$$\Sigma F \text{ izquierda de la sección crítica} <= v \text{ admisible} * B * d$$

$$\Sigma F \text{ izq.} <= (\phi * 0.53 \sqrt{f'c}) * B * d$$

5. Acero por flexión.-

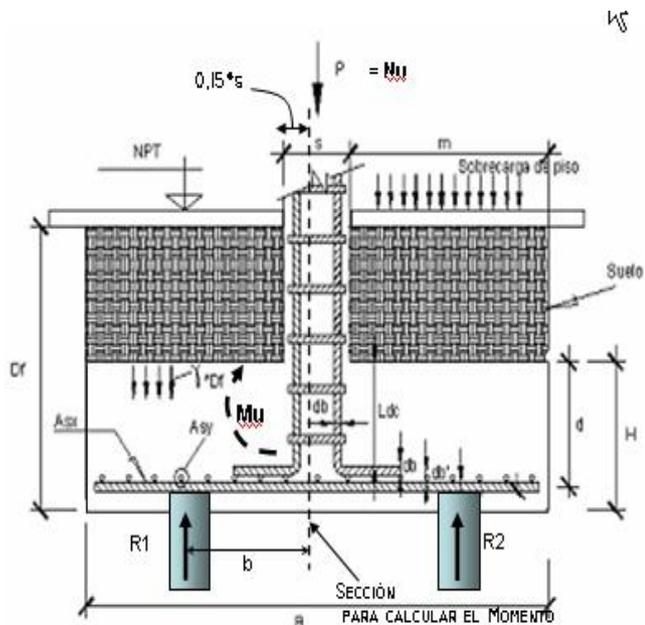


Fig. 21. Cargas y sección crítica para momentos, para el diseño de encepado de pilotes.

Según el Eurocódigo, la sección para calcular el momento se debe ubicar a $0,15 *$ veces el espesor de la columna:

$$Mu = \sum R \text{ izquierda} * b$$

Hay que solucionar las fórmulas del acero:

$$As = Mu / [0,9 fy(d - a/2)]$$

$$a = As fy / (0,85 * f'c * B)$$

6. Método de las bielas en encepados rígidos.-

Para el caso de dos pilotes se asume, que la carga de la columna se transmite a los pilotes a través de bielas oblicuas comprimidas, que se forman en el concreto:

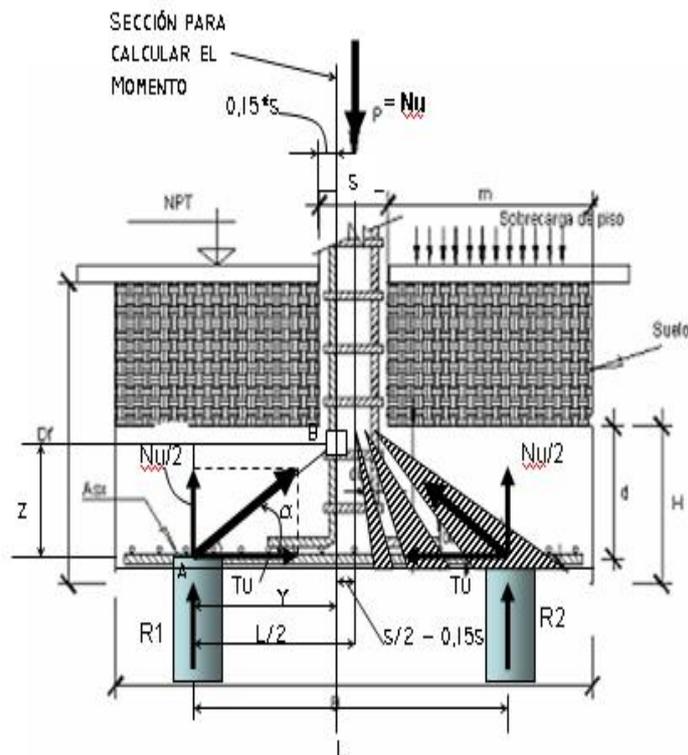


Fig. 22. Fuerzas que actúan en el cabezal de pilotes, para el cálculo de acero, por el Método de las bielas.

$$Z = 0,875 * d$$

$$Tg\alpha = Z/Y$$

$$(Nu/2) / Tu = (0,875 * d) / (L/2 - 0,35*s)$$

$$Tu = [(L/2 - 0,35*s) / (0,875 * d)] * Nu/2$$

$$Tu = As*fy$$

$$As = [(L/2 - 0,35*s) / (0,875 * d * fy)] * Nu/2$$

Es la ecuación para calcular el acero de tracción.

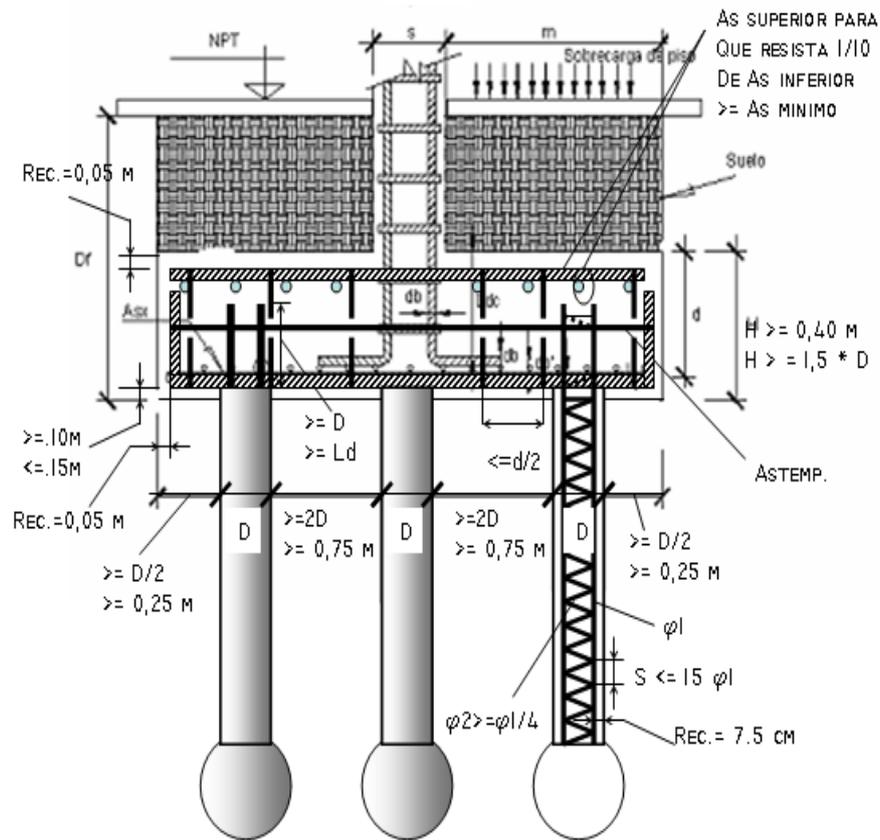


Fig. 23. Especificaciones y detalles de colocación del refuerzo en pilotes y cabezal de pilotes.

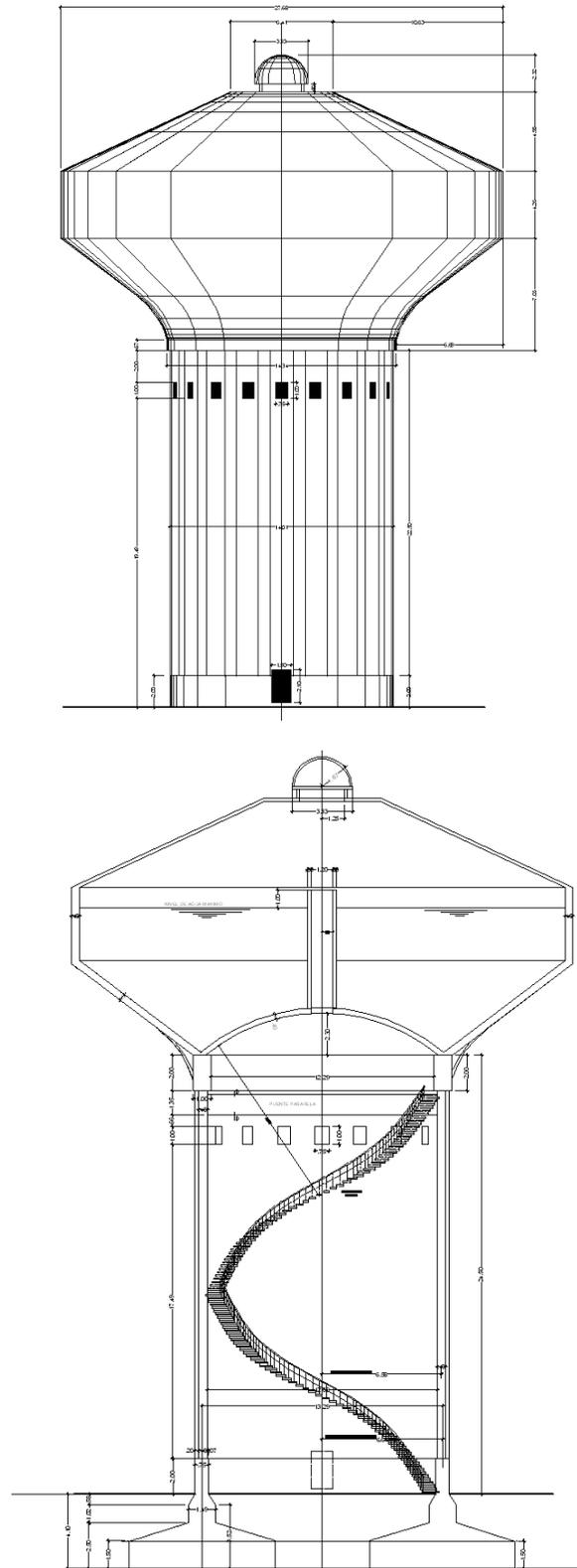
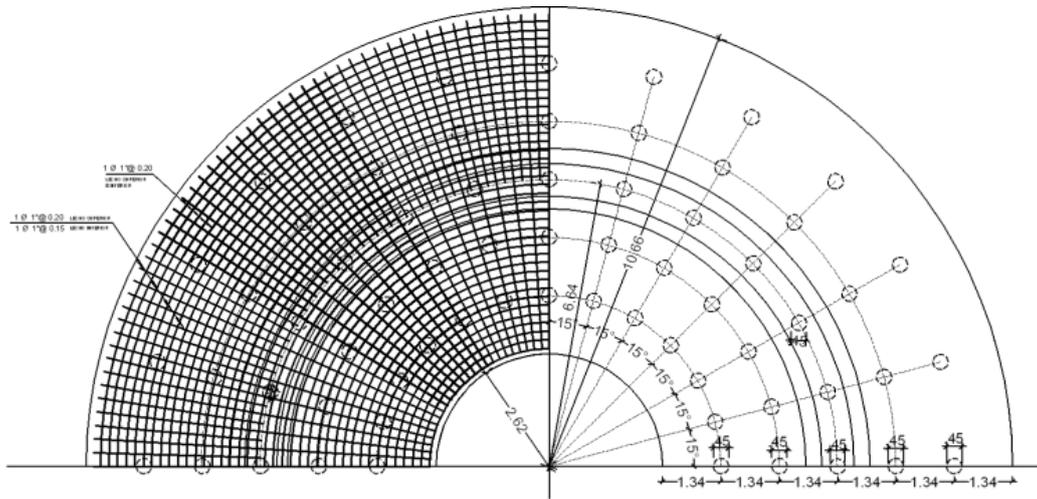
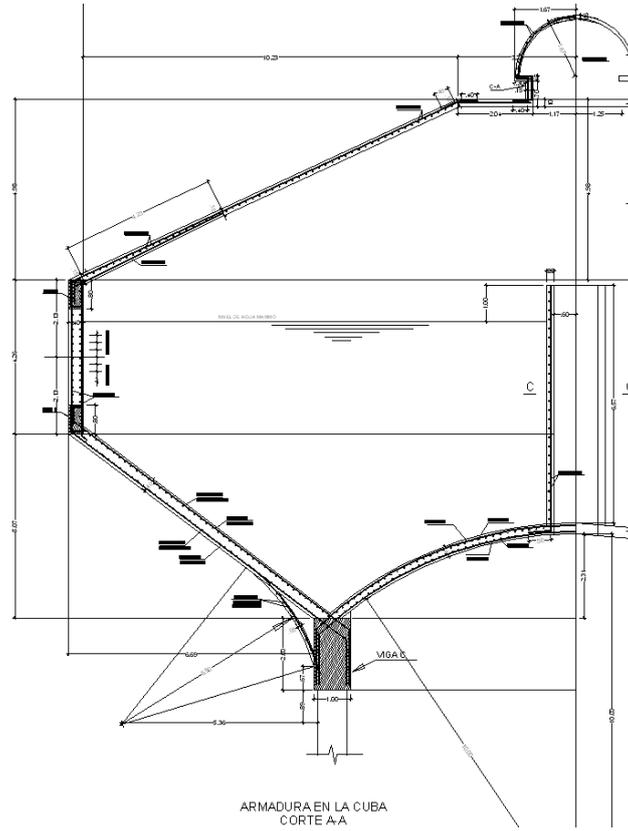
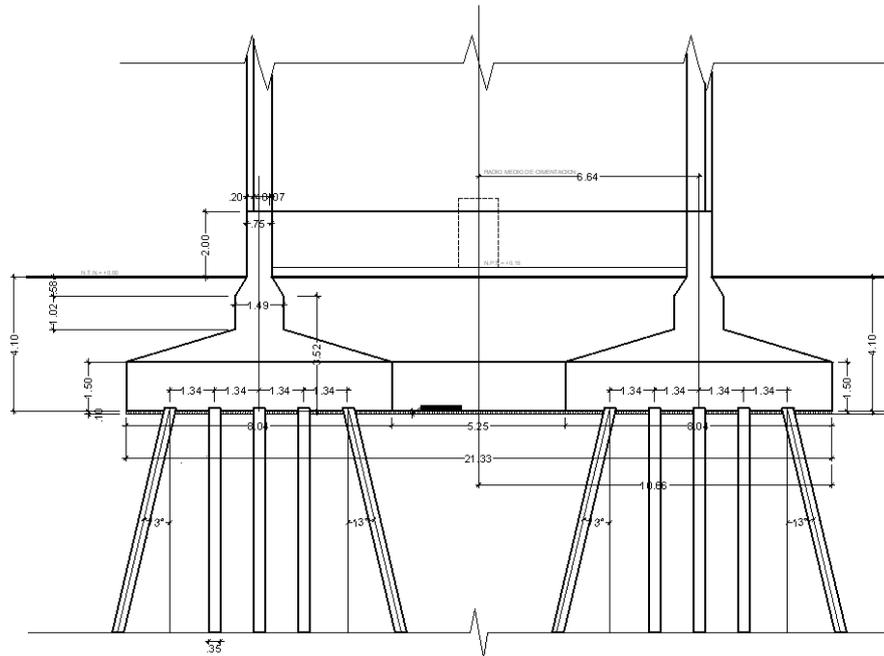
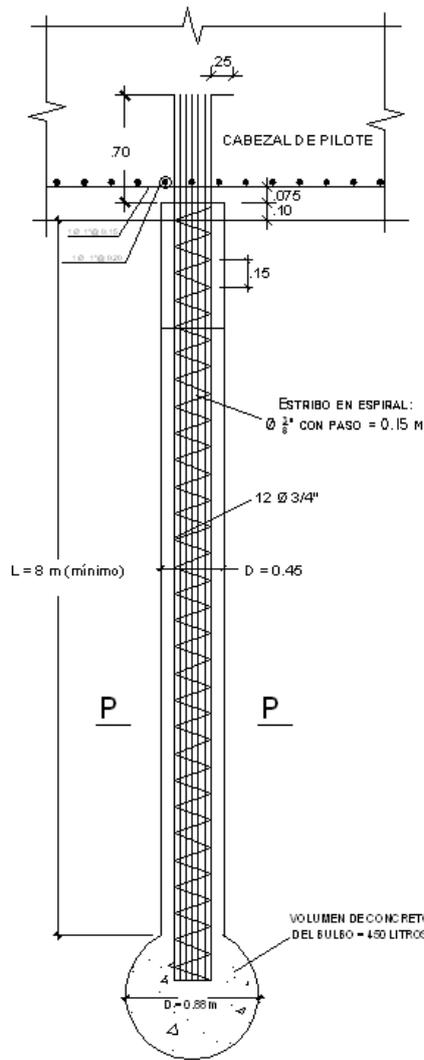


Fig. Elevación y corte de tanque elevado, cuya cimentación con pilotes se muestra en las figuras de abajo.





CORTE E-E
ELEVACION DE CIMENTACION



ARMADURA EN PILOTE

Fig. 24. Elevación, distribución y detalles de pilotes en tanque elevado de a

10. RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN PILOTES.-

La resistencia por fricción está dada por:

$$Q_s = \sum f \cdot \Delta L \cdot a_s$$

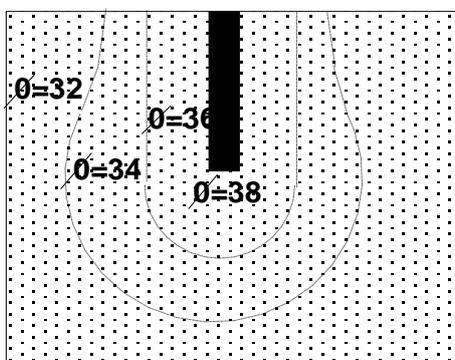
$$= \sum \underline{s}_s \cdot \Delta L \cdot a_s \quad \dots(10.1)$$

f = resistencia unitaria por fricción
 ΔL = incremento de longitud de pilote correspondiente a cada estrato
 as = perímetro del pilote

10.1. RESISTENCIA POR FRICCIÓN Qs EN ARENAS.-

Meyerhof en 1961, ha estudiado la variación del ángulo de fricción interna en arenas con pilotes. La zona de densificación abarca 2.5 D, siendo D el diámetro del pilote:

L=21m, D=21 pulg.



COMPACTACION DE ARENA SEGUN MEYERHOF

Fig. 25. Variación del ángulo de fricción interna, por efecto de un pilote.

La fricción unitaria crece con la profundidad y permanece luego constante. La profundidad crítica varía entre 15 a 20 diámetros del pilote.

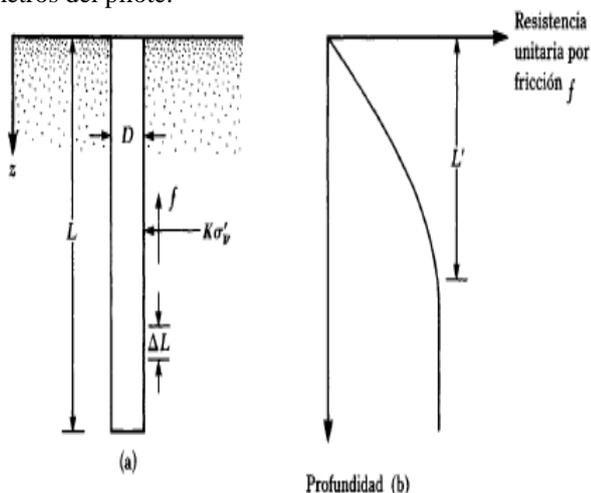


Fig. 26. Variación de la resistencia unitaria a la fricción, con la profundidad.

Para z=0 a L',... $f = K \cdot s'v \cdot \text{tg} \delta$... (10.2)

Para z=L' a L,..... $f = f_{(z=L')}$... (10.3)

K = coeficiente efectivo del suelo

-σ'v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote.

K varía con la profundidad.

K es aproximadamente igual al coeficiente Kp de presión pasiva de Rankine (Braje Das, Universidad del Estado de California), en la parte superior del pilote, y menor que el coeficiente Ko, de la presión en reposo a una profundidad mayor.

Tipo de pilote	K
Perforado	≈ Ko = 1 - sen φ
Hincado de bajo desplazamiento	≈ Ko a 1.4 Ko, Ko = 1 - sen φ
Hincado, de alto desplazamiento	≈ Ko a 1.8 Ko, Ko = 1 - sen φ

Angulo de fricción entre el suelo y el pilote:

$\delta = 0.5 \phi \text{ a } 0.8 \phi$

...(10.4)

Bhusan (1962) recomendó:

$K \text{ tg} \delta = 0.18 + 0.0065 Cr$
...(10.5)

$K = 0.5 + 0.008Cr$... (6)

Cr = compacidad relativa

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

COMPACIDAD RELATIVA Cr.-

Ec. De Marcuson y Bieganousky, 1977:

$$Cr = 11,7 + \frac{0,76(222N_{\text{campo}} + 1600 - 7,68\sigma'v - 50 * Cu^2)^{0,5}}{}$$

ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA φ.-

Ec. De Hatanaka y Uchida, 1996:

$$\phi = \sqrt{20 * N_{\text{correg}}} + 20$$

Ec. De Peck, Hanson y Thornburn, 1974, modificada por Wolff, 1989.

$$\phi = 27,1 + 0,3N_{\text{correg}} - 0,00054 * (N_{\text{correg}})^2$$

Meyerhof(1976), determinó la resistencia unitaria por fricción, usando el ensayo de penetración estándar:

Para pilotes de gran desplazamiento:

$$-f \text{ promedio} = 0.02 N \text{ promedio (kg/cm}^2) \text{ ---(10.6)}$$

Para pilotes de desplazamiento pequeño:

$$-f \text{ promedio} = 0.01 N \text{ promedio (kg/cm}^2) \text{ ... (10.7)}$$

$N \text{ promedio} = \sum N_{\text{corregido}}/n$, valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar

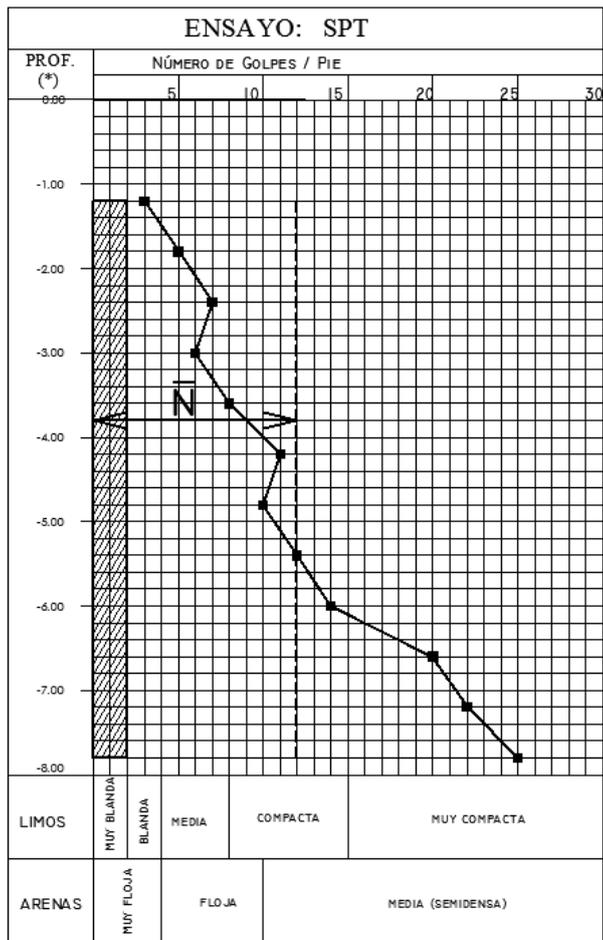


Fig. 27. Ensayo de penetración y su uso para determinar el esfuerzo de fricción, usando el método de Meyerhof.

Coyle y Castello (1988), propusieron la siguiente ecuación, para calcular la fricción en pilotes:

$$Q_s = f \text{ promedio} * p * L$$

$$Q_s = (K \text{ tg } \delta * \overline{\sigma'_v}) * p * L$$

... (10.8)

p = perímetro
L = longitud del pilote

$\overline{\sigma'_v}$ = presión de sobrecarga efectiva promedio
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote
= (0.5 - 0.8) ϕ

K = coeficiente de presión lateral de tierra. Se obtiene de la siguiente figura:

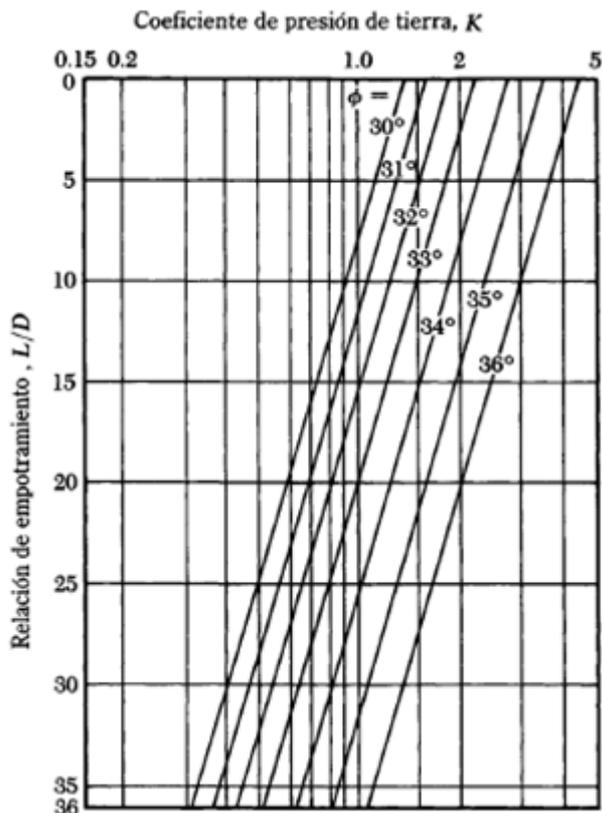


Fig. 28. Variación del coeficiente de presión de tierra K con L/D, según Coyle y Castello, 1981.

10.2. RESISTENCIA POR FRICCIÓN DE PILOTES EN ARCILLA.-

10.2.1. METODO λ .-

Fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad, y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f \text{ promedio} = \lambda * (S_v + 2c_u) \text{ ... (10.9)}$$

S_v = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi=0$)

λ se obtiene de la gráfica siguiente, dada por McClelland, 1974:

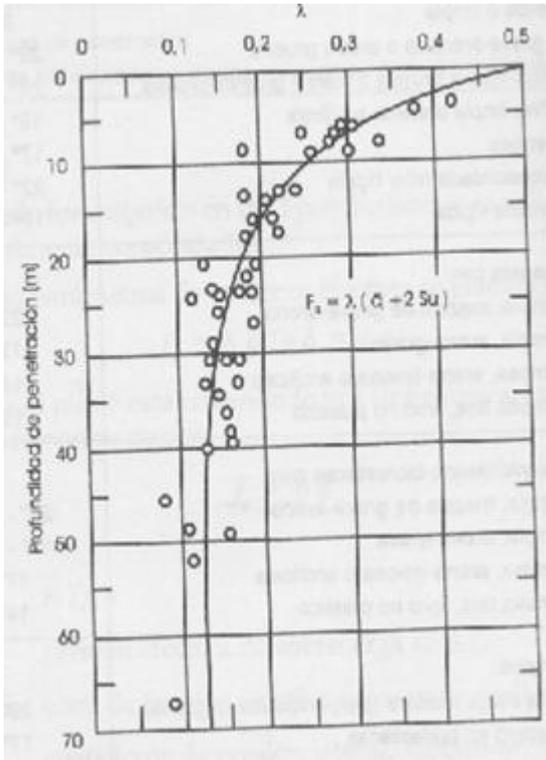


Fig. 29. Valor del coeficiente lambda, λ, en función de la profundidad.

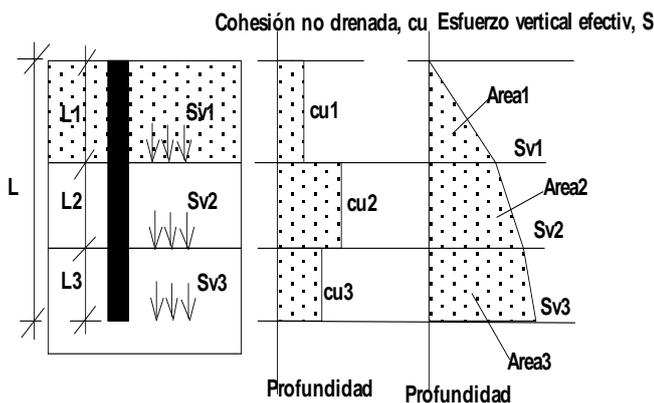
La resistencia total por fricción se calcula con:

$$Q_s = f_{\text{promedio}} * L * a_s \quad \dots(10.10)$$

El f_{promedio} se calcula con:

$$c_u_{\text{promedio}} = (c_{u1} * L_1 + c_{u2} * L_2 + c_{u3} * L_3) / L \quad \dots(10.11)$$

$$S_v_{\text{promedio}} = (A_1 + A_2 + A_3) / L \quad \dots(10.12)$$



APLICACION DEL METODO LAMBDA EN SUELO ESTRATIFICADO

Fig. 30. Diagramas para calcular la cohesión y el esfuerzo vertical efectivo promedio.

Resumiendo:

- Con la gráfica de **McClelland** se obtiene λ
- Con las ecuaciones (10.11) y (10.12) hallamos c_u promedio, y S_v promedio.

-Usamos la ecuación (10.9):

$$f_{\text{promedio}} = \lambda * (S_v_{\text{promedio}} + 2 c_{u \text{ promedio}}) \quad \dots(10.13)$$

RESISTENCIA AL CORTANTE NO DRENADA DE LA ARCILLA CON EL ENSAYO DE PENETRACION SPT, c_u .

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 29 * (N_{\text{campo}})^{0.72} \quad \text{(Hara, 1971)}$$

$$c_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = (0.036 - 0.065) * N_{\text{campo}}, \quad \text{(Stroud, 1974)}$$

-La resistencia por fuste:

$$Q_s = f_{\text{promedio}} * L * a_s \quad \dots(10.14)$$

10.2.2. METODO α PARA CALCULAR LA

RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN PILOTES.-

La resistencia unitaria superficial de suelos arcillosos, se obtiene por la siguiente ecuación:

$$f = \alpha * c_u \quad \dots(10.15)$$

donde:

α = factor empírico de adhesión. Se obtiene de la siguiente figura adjunta-

Notar que para $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$ (0.5 kg/cm^2)

$$\dots a = 1$$

Entonces la fuerza por fricción del pilote resulta:

$$Q_s = \sum a * c_u * p * \Delta L \quad \dots(10.16)$$

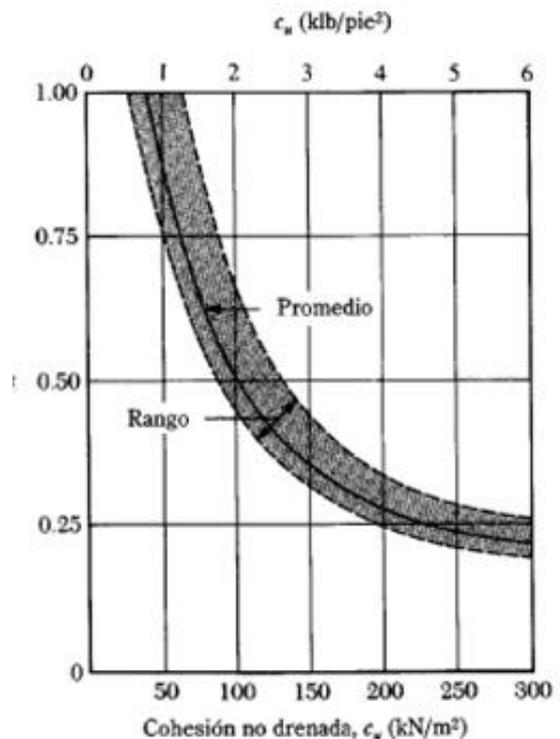


Fig. 31. Gráfica para determinar el coeficiente α, en función de la cohesión. Considerar $1 \text{ kN/m}^2 = 0.01 \text{ kg/cm}^2$

10.2.3. MÉTODO β, PARA CALCULAR LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN EN PILOTES.-

Cuando los pilotes se hincan en arcilla saturadas, la presión de poro en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso en arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces **cu**. Sin embargo en aproximadamente un mes se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c=0$). Entonces a cualquier profundidad:

$$f = \beta * \sigma'_v \quad \dots(10.17)$$

donde:

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \operatorname{tg} \phi_R \quad \dots(10.18)$$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada

K = coeficiente de presión de la tierra

$$K = (1 - \operatorname{sen} \phi_R) \sqrt{\operatorname{OCR}} \quad \dots(10.19)$$

OCR = overconsolidation ratio = relación de preconsolidación

Entonces:

$$f = (1 - \operatorname{sen} \phi_R) \sqrt{\operatorname{OCR}} \operatorname{tg} \phi_R \sigma'_v \quad \dots(10.20)$$

$$\operatorname{OCR} = \left(\frac{N_{campo}}{\sigma'_o} \right)^{0,689}$$

Ecuación de Mayne y Kemper, 1988.

σ'_o = Esfuerzo vertical efectivo, MN/m²

Relación de preconsolidación (OCR).-

Está definida por:

$$\operatorname{OCR} = p_c / p_o \quad \dots(10.21)$$

$p_c = p_c$ = presión de preconsolidación de un espécimen
 $p_o = p_o$ = presión vertical efectiva presente = $\Sigma \gamma * h$

Si $p_o = p_c$ la arcilla se llama **normalmente consolidada**, entonces $\operatorname{OCR} = 1$.

Si $p_o < p_c$ la arcilla se llama **preconsolidada**, entonces $\operatorname{OCR} > 1$

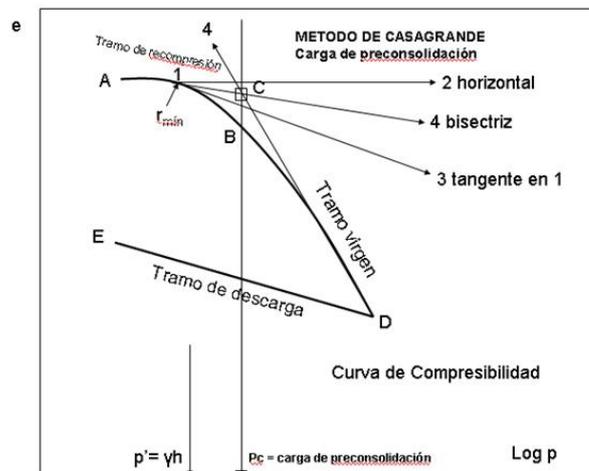


Fig. 32. Método de Casagrande, para obtener la carga de preconsolidación.

RELACION DE PRECONSOLIDACION (OCR): Ing. W. R. Ariñez S.

Para ambas:

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_1)] H 1$$

$$p = p_o + \Delta p$$

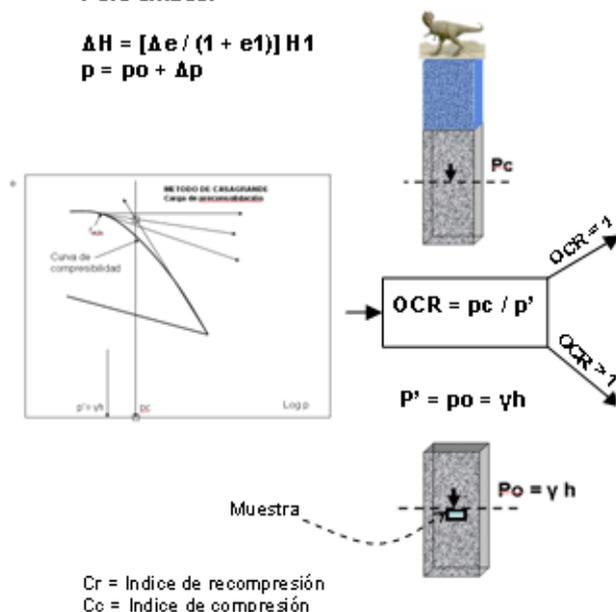


Fig. 33. Definición de la Relación de preconsolidación (RSC), u Over consolidation ratio (OCR).

Si OCR es igual a 1:



Fig. 34. Método de Schmertman, para determinar la curva de campo, a partir de la curva de compresibilidad, para el caso de $p_c = p_o$.

Si OCR mayor que 1:

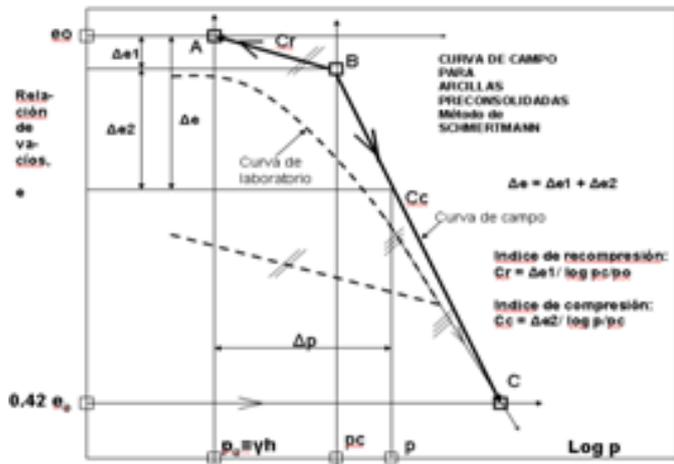


Fig. 35. Método de Schmertman, para determinar la curva de campo, a partir de la curva de compresibilidad, para el caso de $p_c > p_o$.



Foto 1. Hincado de pilote tipo Frankie em edificación de U. San Martín em Chiclayo. Perú.



Foto 2. Martillo hidráulico ingresa al tubo o camisa..



Foto 3. Tubo llamado camisa y martillo de hincado.



Foto 4. Em la izquierda el martillo y en primer plano el tubo o camisa .



Foto 5. Fabricación de armadura de pilotes tipo Frankie



Foto 6. Reforzamiento de la parte inferior de la armadura.



Foto 7. Baldes con la grava que se usa como tapón en el fondo del tubo o camisa.



Foto 8. Vaciado del concreto a través del fuste del pilote.

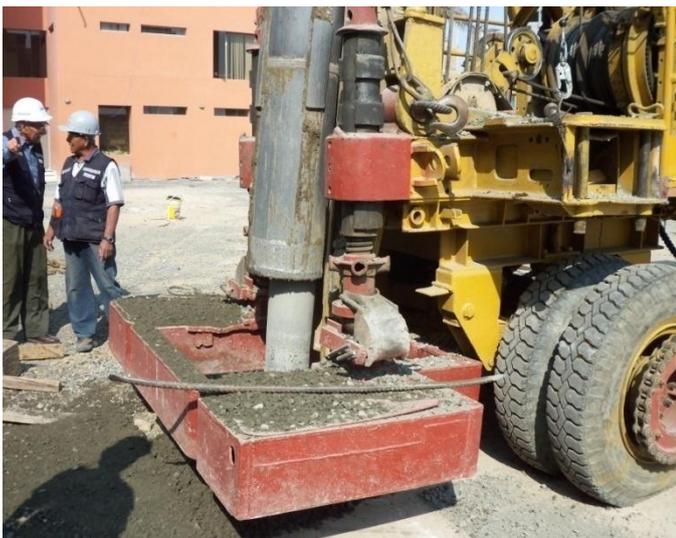


Foto 9. Apisonado final en la parte superior del pilote.



Foto 10. Vista compuesta del equipo de instalación del pilote.



Foto 11. Detalle de la forma en que queda, la parte superior del pilote en el suelo.

CONSTRUCCIÓN DE PILOTES PERFORADOS Y VACIADOS IN SITU (Tipo Techdrilling).-

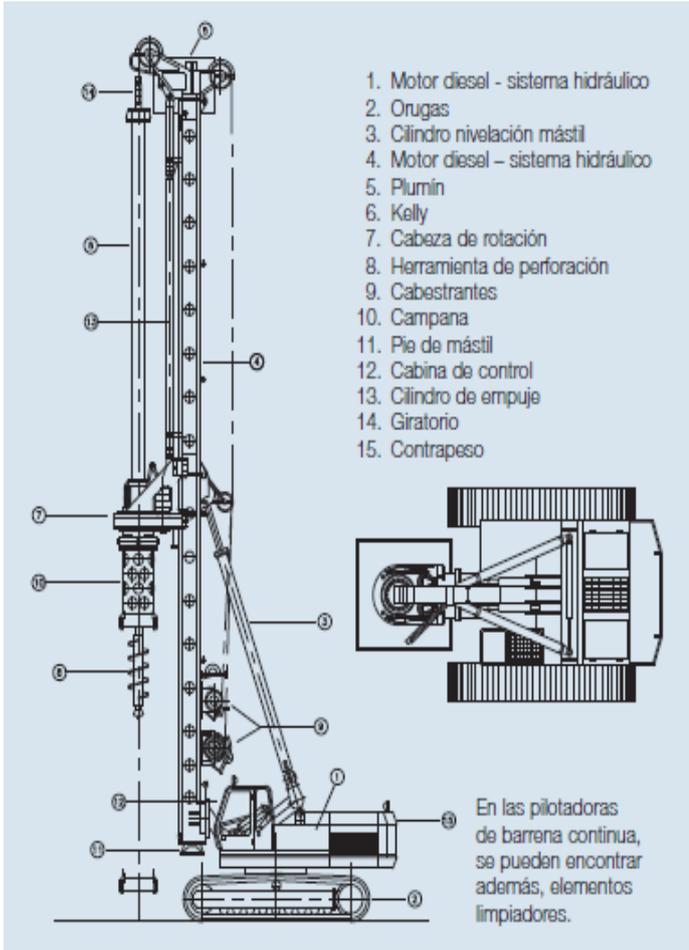


Foto 12. Hincado del fuste.



Foto 13. Excavación con cuchara y barreno, del suelo para pilote perforado.

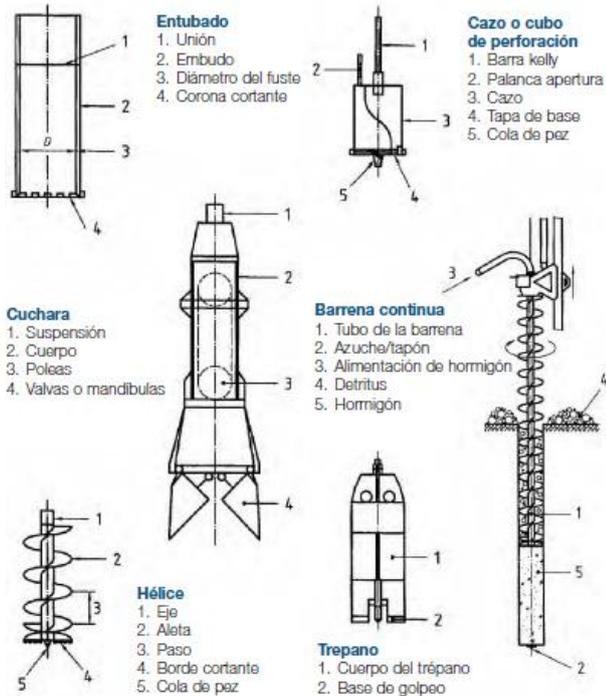


Foto 14. Excavación y control de profundidad.

Fig. 35. Partes del equipo de fabricación de pilotes excavados.



Foto 15. Izaje de armadura para colocación en el tubo o camisa.



Foto 17. Llenado de concreto con embudo.



Foto 18. Retiro de camisa o tubo de fuste.



Foto 16. Colocación de armadura dentro de la camisa.



Foto 19. Pilotes en cimentación de Puente Bellavista. Río Huallaga. San Martín, Perú.



Foto 20. Puente Bellavista. Río Huallaga. San Martín.



Foto 21. Puente Bellavista. Río Huallaga. San Martín.

EMPUJE DE TIERRAS Y MUROS DE CONTENCIÓN

INTRODUCCION.-

Varios accidentes se han producido por derrumbes del suelo, ocasionando muertes a los trabajadores. Además se ocasionan daños a las propiedades adyacentes, cuando se hacen excavaciones, para colocar tuberías de agua o desagüe, o para construir cimentaciones. Por tanto, es objetivo muy importante, conocer la teoría que explica las fuerzas internas, especialmente las horizontales, de una masa de suelo, el derrumbe de excavaciones, y el diseño de muros de contención.

EMPUJES ACTIVO Y PASIVO.-

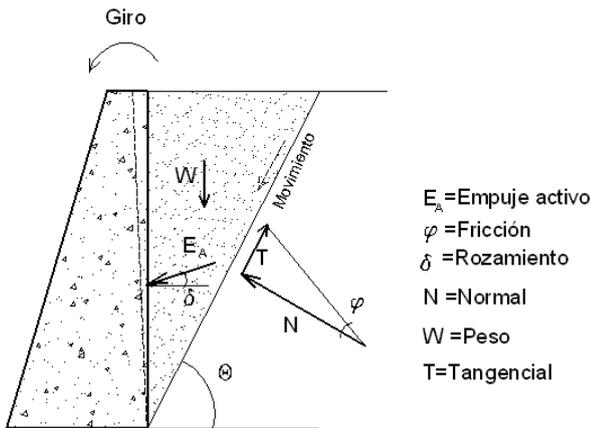


Fig. 1. Empuje activo, ocurre cuando el suelo ejerce fuerza sobre el muro.

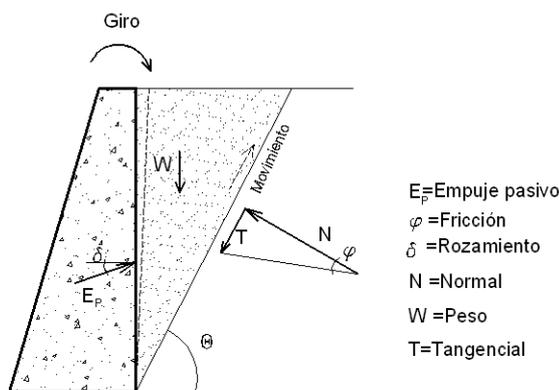


Fig. 2. Empuje pasivo, ocurre cuando el muro ejerce fuerza sobre el suelo.

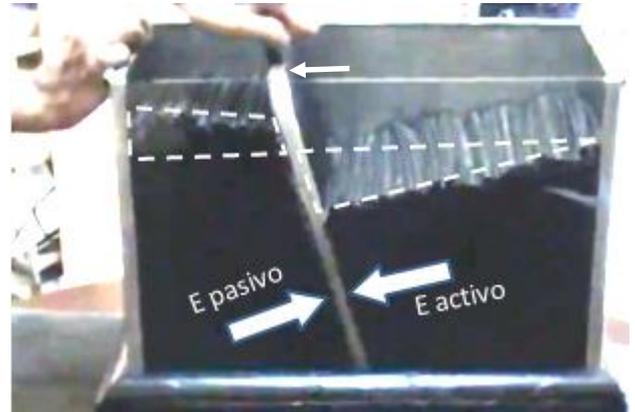


Fig. 2. Modelo para entender el empuje activo y pasivo.

1.1 CALCULO ANALITICO DEL EMPUJE ACTIVO

E.- Con teoría de Rankine.- Se considera el rozamiento cero entre el suelo y el muro.

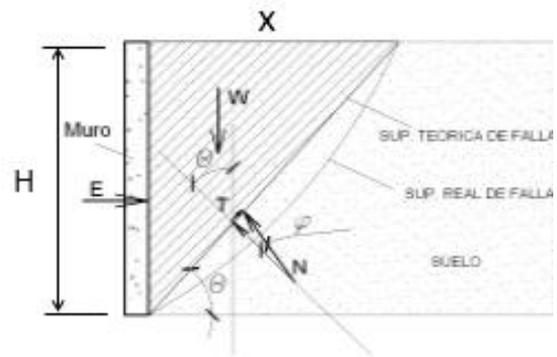


Fig. 3. Fuerzas en el muro

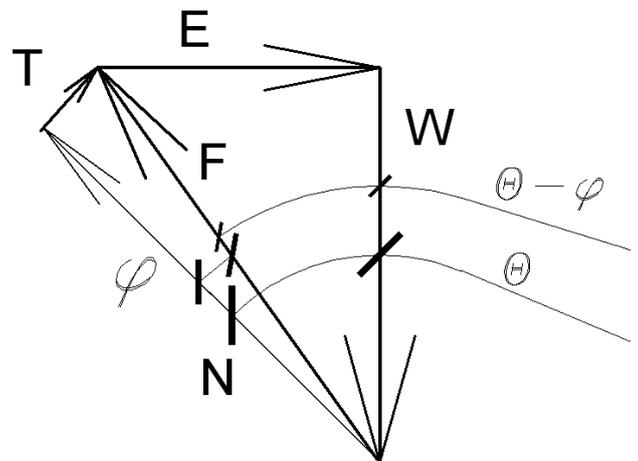


Fig. 4. Polígono de fuerzas para empuje activo, con rozamiento $d = 0$

- δ : ángulo de rozamiento entre terreno y muro.
- ϕ : ángulo de rozamiento interno del terreno.
- β : ángulo de la superficie del relleno con la horizontal.
- α : ángulo entre el trasdós del muro y la horizontal.
- P : Reacción del muro sobre el terreno, contraria al empuje activo y con el mismo valor.
- W : peso de la cuña.
- Q : reacción de la masa del terreno sobre la cuña.
- γ : densidad seca del relleno.
- H : altura del muro.

CASOS PARTICULARES DE EMPUJE.-

El coeficiente de presión activa vale:

$$C_a = \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}$$

Cuando delta = 0:

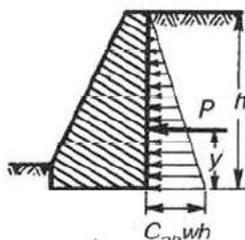
$$C_{ah} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

El coeficiente de presión pasiva vale:

$$C_p = \cos \delta \frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}$$

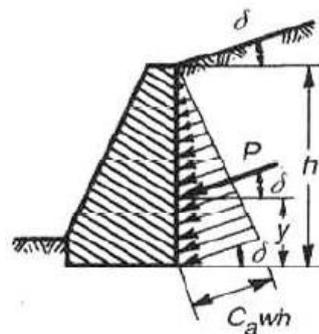
Cuando delta = 0 :

$$C_{ph} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$



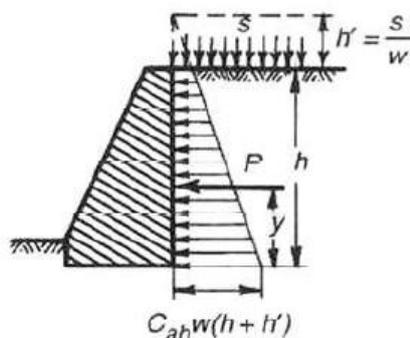
$$y = \frac{h}{3}$$

$$P = \frac{1}{2} C_{ah} w h^2$$



$$y = \frac{h}{3} \quad P = \frac{1}{2} C_a w h^2$$

para $\delta = \phi, C_a = \cos \phi$



$$y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')}$$

$$P = \frac{1}{2} C_{ah} w h (h + 2h')$$

Fig. 7. Fuerzas actuantes.

Tabla N° 2. Pesos unitarios, ángulo ϕ , y coeficiente de fricción f entre hormigón y suelo.

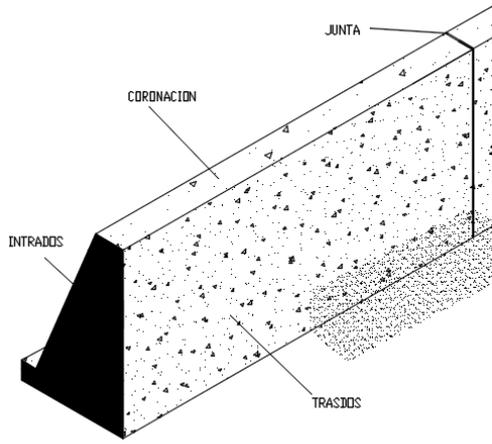
Tipo de suelo	Peso unitario w (ton/m ³)	ϕ (grados)	f
1. Arena o grava sin partículas finas, muy permeable	1.75 a 1.90	33-40	0.50-0.60
2. Arena o grava con mezcla de limo, poco permeable	1.90 a 2.10	25-35	0.40-0.50
3. Arena Limosa, arena y grava con alto contenido de arcilla	1.75 a 1.90	23-30	0.30-0.40
4. Arcilla medio rígida	1.60 a 1.90	25-35*	0.20-0.40
5. Arcilla blanda, limo	1.45 a 1.75	20-25*	0.20-0.30

* Para condiciones saturadas el valor puede ser cercano a cero.

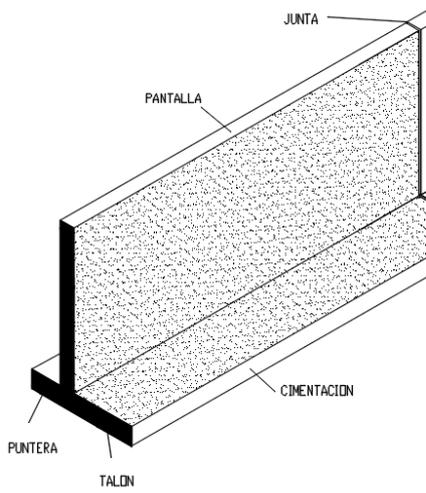
TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.-

Existen los siguientes tipos de muros:

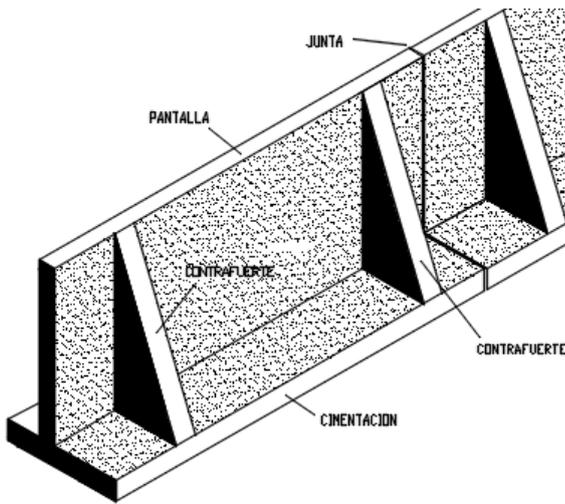
- Muros de gravedad
- Muros en voladizo
- Muros con contrafuertes.



a) Muro de gravedad



b) Muro en voladizo



c) Muro con contrafuerte

Fig. 8. Tipos de Muros de contención.

TIPOS DE FALLA DE LOS MUROS.-

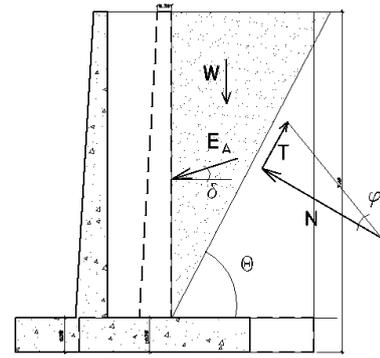


Fig. 9. Falla por deslizamiento.

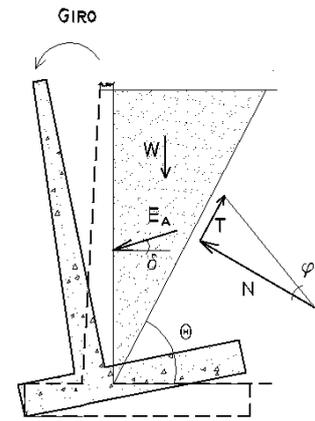


Fig. 10. Falla por vuelco.

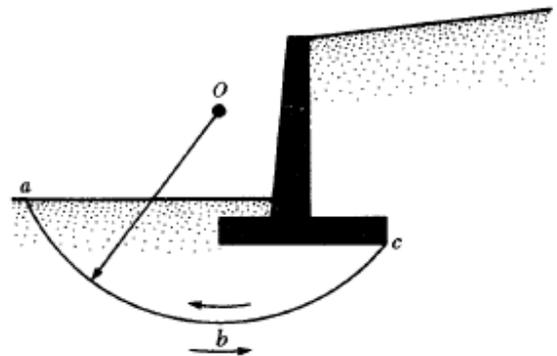


Fig. 11. Falla por cortante superficial.

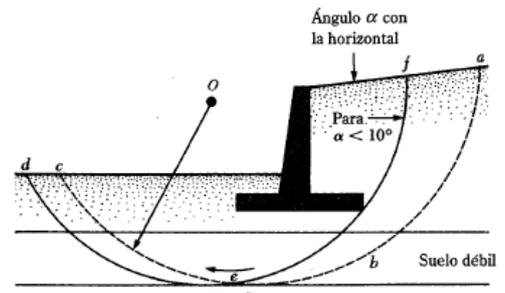


Fig. 12. Falla por cortante profundo.

FUERZA DE EMPUJE EN MUROS.-

La fuerza de empuje se obtiene de las ecuaciones de equilibrio estático, considerando el bloque teórico de deslizamiento.

El método clásico de cálculo es usar la **Teoría del empuje activo de Coulomb**, que consiste en determinar por tanteos, la cuña que produce el máximo empuje del suelo.

Analíticamente se calcula también esta fuerza de empuje.

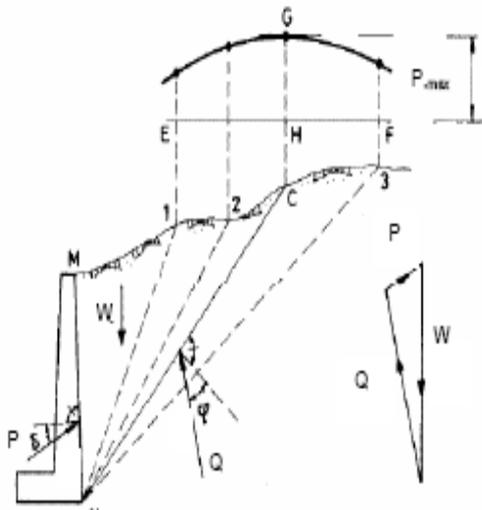


Fig. 14. Método de Coulomb, para obtener la fuerza de empuje.

Seguridad al desplazamiento y al volteo.-

Se deben chequear los factores de seguridad al vuelco FSV y al deslizamiento FSD, y presiones actuantes sobre el suelo:

Respecto al punto A:

$$M_{\text{resistente}} = \sum F_y * X_b$$

$$M_{\text{actuante}} = \sum F_x * Y_b$$

$$F_h \text{ actuante} = \sum F_x$$

$$F_h \text{ resistente} = (\sum F_y) * f$$

$$FSV = M_{\text{resistente}} / M_{\text{actuante}} \geq 1.5 \text{ (suelo granular)} \\ \geq 2 \text{ (suelo cohesivo)}$$

$$FSD = F_h \text{ resistente} / F_h \text{ actuante} \\ \geq 1.5 \text{ (suelo granular)} \\ \geq 2 \text{ (suelo cohesivo)}$$

Chequeo de presiones.-

$$\sigma_1 = P/A (1 - 6 e c/L / B)$$

$$\sigma_2 = P/A (1 + 6 e c/L / B)$$

Diseño de la Pantalla.-

$$M_u \text{ pantalla} = 1.6 (E * y E + E s/c * y s/c)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f_y * \rho * b (1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c})}}$$

Se puede verificar el peralte d con $\rho = 0.004$ (Ing. Roberto Morales, Perú)

También se verifica el esfuerzo cortante actuante y el resistente:

$$v_u \text{ actuante} = 1.6 (E + E s/c) / (b * d)$$

$$v_c \text{ admisible} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

Se debe cumplir:

$$v_u < v_c$$

Una vez verificado el peralte d, se calcula A_s :

$$A_s \text{ pantalla} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$$

Para el refuerzo horizontal usar:

$$A_s = 0.0018 * b * d.$$

Si el espesor del muro $t > 0.25$ m, usar acero secundario en dos capas.

Diseño de la Zapata.-

Consta de dos partes: La punta y el talón:

Para el diseño de la punta hay que hallar el Momento último que ocurre en la punta:

$$M_u \text{ punta} = R_u \text{ punta} * x_p - 1.2 * w \text{ zapata} * (x)^2 / 2$$

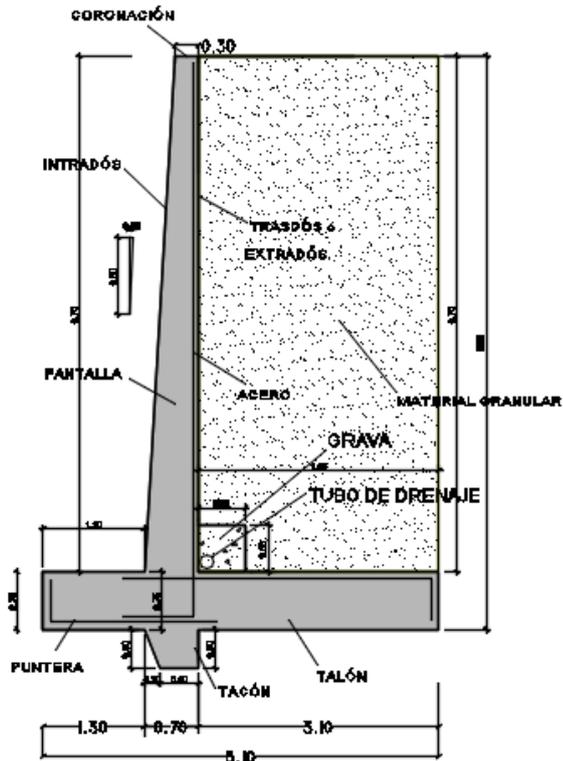
Diseño del talón.-

$$M_u \text{ talon} = 1.6 * w s/c * (X s/c)^2 / 2 + \\ 1.6 * w \text{ relleno} (X_{\text{relleno}})^2 / 2 + \\ 1.2 * w \text{ zapata} * X^2_{\text{zap}} / 2 - R_u \text{ talon} * X_1$$

Como acero secundario de zapata usar:

$$A_s = 0.0018 b * d$$

DISEÑO DE MUROS EN VOLADIZO



1. Predimensionado.-

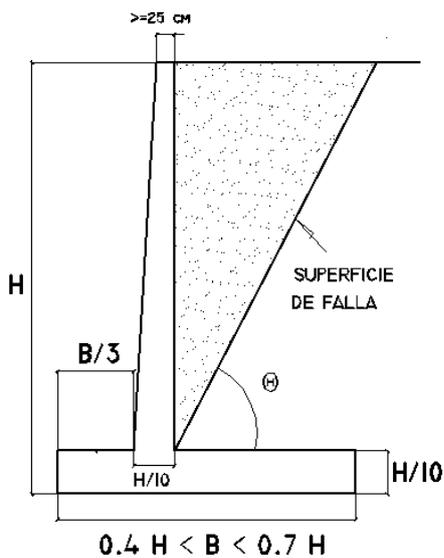


Fig. 1. Pre-dimensioning of cantilever wall.

2. REGLAMENTOS.-

Los reglamentos que se pueden usar son:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Building code requirements for structural concrete. Reglamento ACI.
- Earth Manual. Manual de tierras (USA).
- Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico.
- NCS. Norma de Construcción Sismorresistente. Madrid. España.

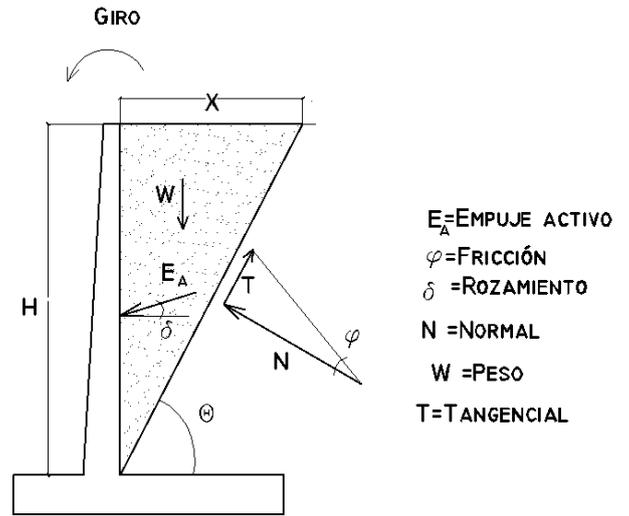


Fig 1.2. Elements for the design of the wall. Case of active thrust.

3. ELEMENTOS DE DISEÑO.-

E = empuje del terreno

W = peso del bloque

T = fuerza tangencial

N = fuerza normal

Θ = inclinación de la superficie de falla

φ = ángulo de fricción del suelo

γ = Peso específico del suelo

Ka = Coeficiente de empuje activo

4. FUERZA DE EMPUJE DEL SUELO.-

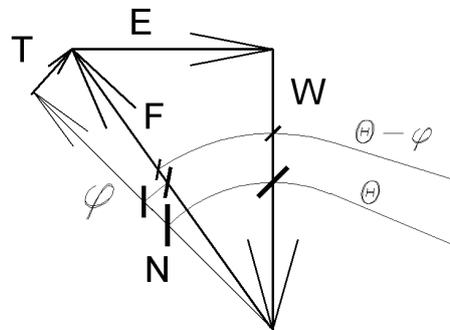


Fig. 1.3 Diagrama de fuerzas para empuje activo, con rozamiento $\delta = 0$

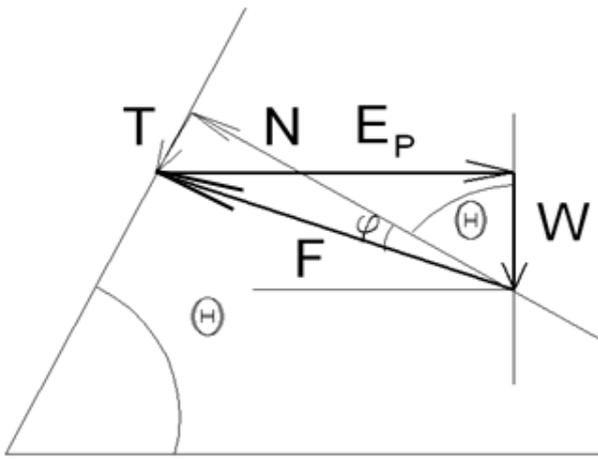


Fig. 5. Polígono de fuerzas para empuje pasivo, con rozamiento $\delta = 0$

La fuerza de empuje del suelo vale:

$$E = K_a \cdot \gamma \cdot (H^2/2)$$

Donde:

$$K_a = (1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$$

K_a se llama coeficiente de empuje activo

5. PRESION DEBIDO A LA SOBRECARGA.-

La presión debido a la sobrecarga de la cimentación, producida por la cimentación, de los módulos adyacentes, se calcula con el diagrama de isóbaras o bulbos de presión. Los esfuerzos verticales y horizontales están relacionados con la Ec. de Mohr – Coulomb:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} - 2c \frac{\cos\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad \dots(4)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \dots(5)$$

Siendo:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad \dots(6)$$

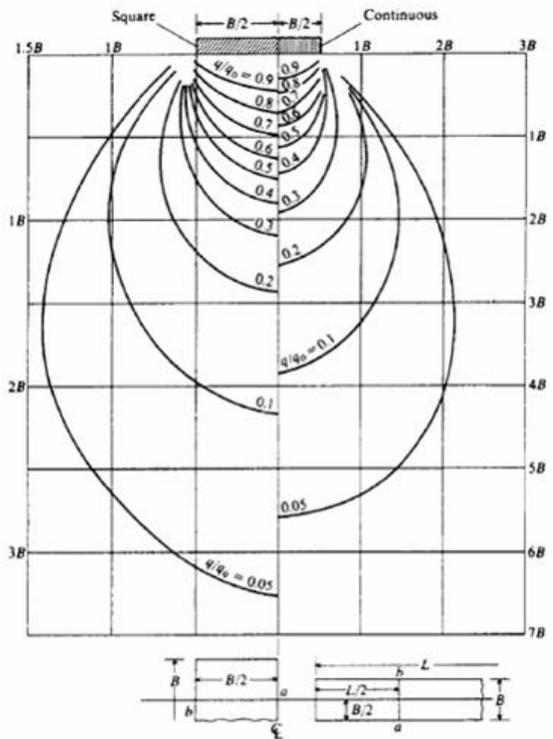


Fig. 2 Diagrama de isóbaras o bulbos de presión.

6. FUERZA SÍSMICA.-

6.1 Norma NCS, España.-

Se incrementa el Empuje horizontal (E), con la siguiente ecuación:

$$K_s = 1 + a_h / g \quad \dots (7)$$

Para la aceleración se usa la el Mapa de iso-aceleraciones.

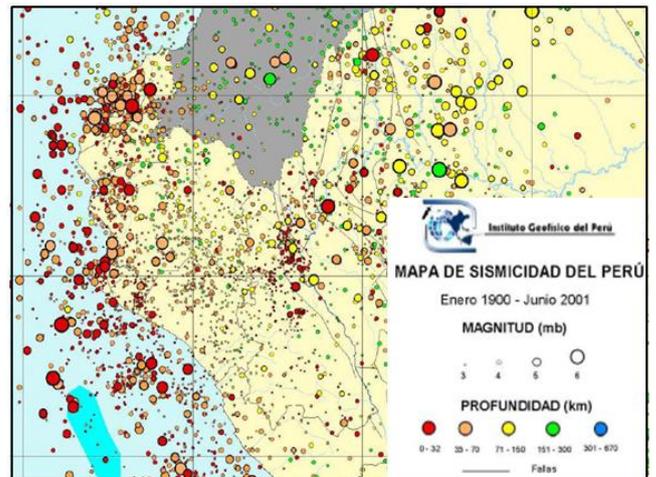


Fig. 3.1. Mapa de sismicidad del Perú.

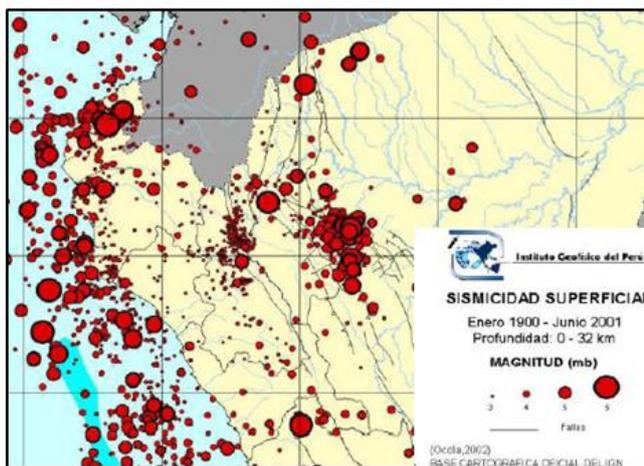


Fig. 3.2. Mapa de sismicidad superficial.

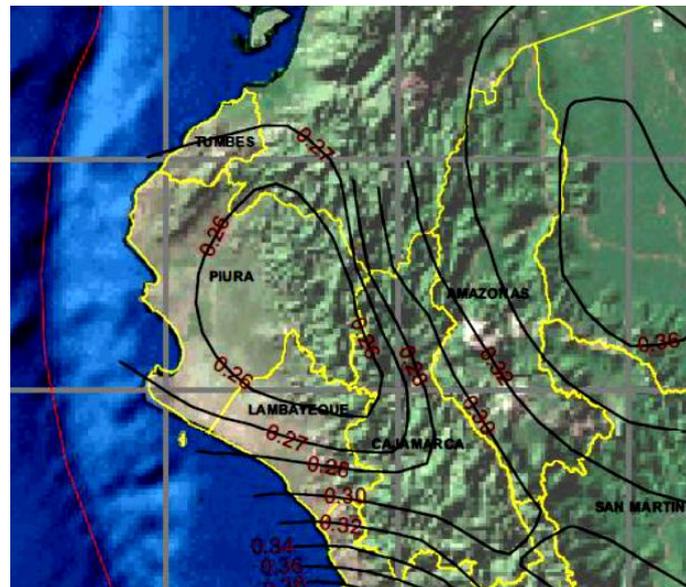


Fig. Mapa de iso-aceleraciones espectrales, para un período estructural de 1.0 segundo, y 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años de vida útil. Fuente: Carlos Gamarra – Zenón Aguilar.

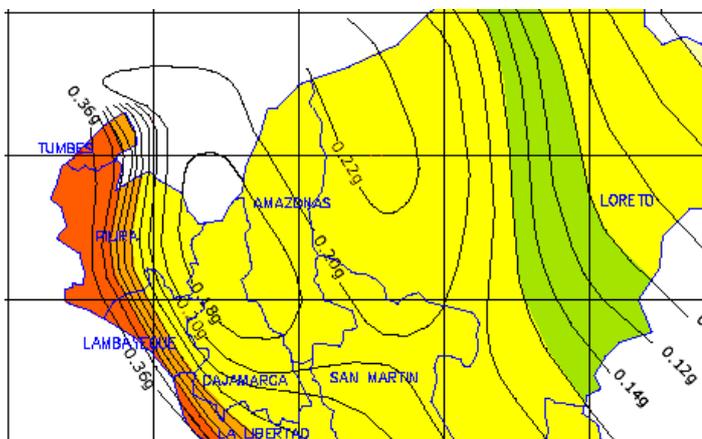


Fig. 3.3. Mapa de ordenadas espectrales, para un período estructural de 0 segundos, y un período de exposición de 50 años. Fuente Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de graduados.



Fig. 3.2. Mapa de aceleraciones sísmicas (en cm2/seg). Probabilidad de excedencia en 50 años.

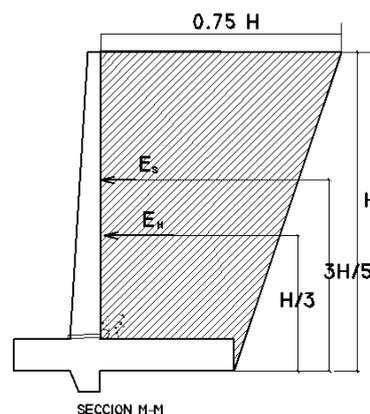
6.2 Método de Seed.-

Es una simplificación del Método de **Mononobe – Okabe**.

$$E_s = \gamma (H^2/2) * (3/4)* (a_{ch} / g)$$

a_{ch} = aceleración sísmica

E_s = Fuerza sísmica horizontal actuando a $(3/5)*H$.



7. FALLA POR VOLTEO Y DESLIZAMIENTO.-

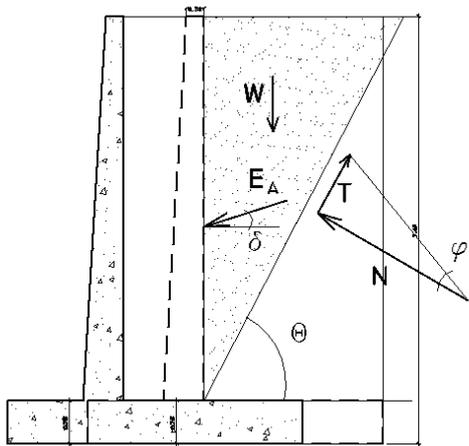


Fig. 4. Falla por deslizamiento.

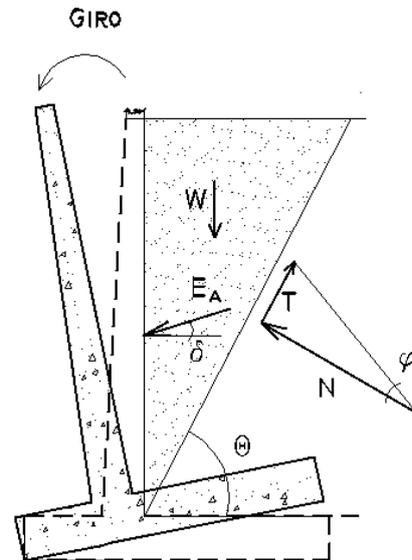


Fig. 5. Falla por vuelco.

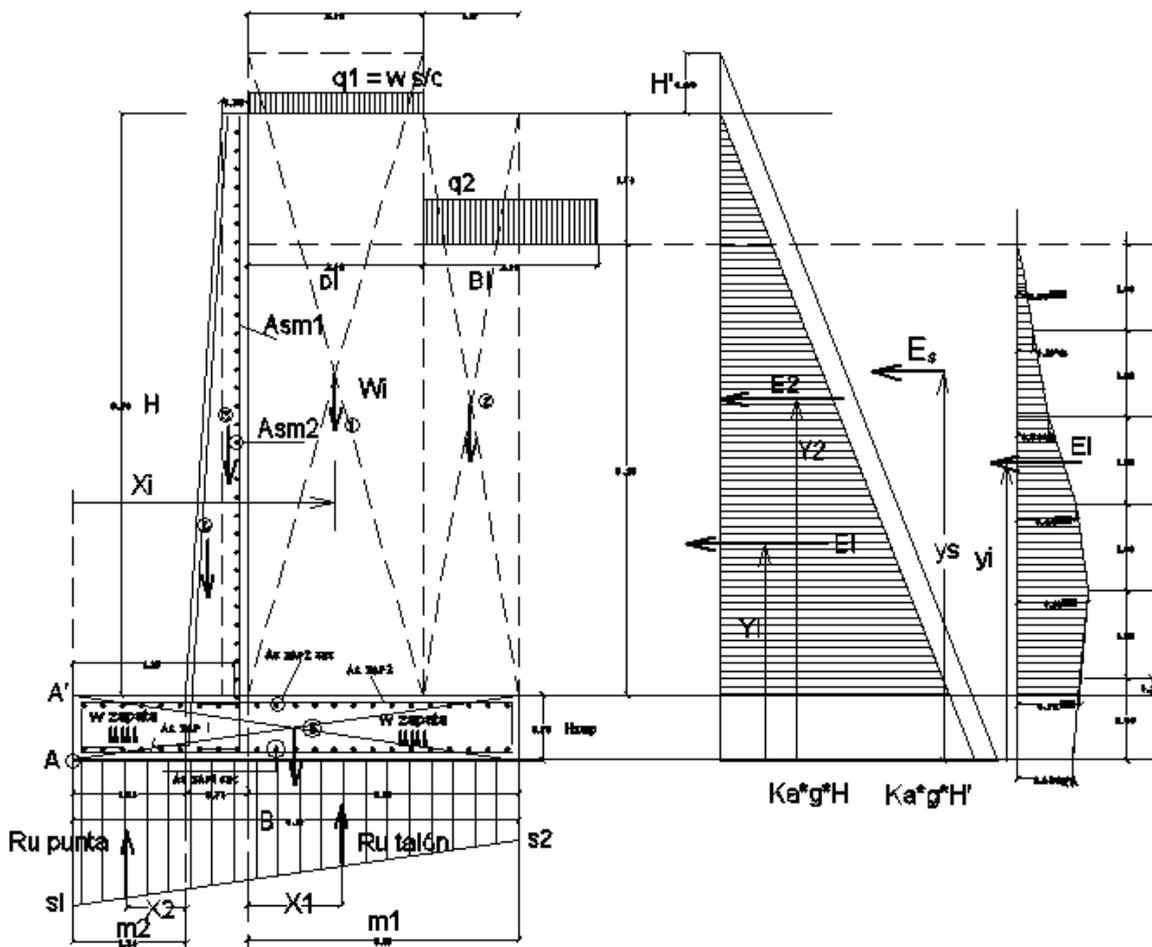


Fig. 6. Fuerzas actuantes y secciones críticas del muro.

El factor de seguridad al vuelco FSV y el factor de seguridad al deslizamiento FSD , y presiones actuantes sobre el suelo:

$$M_{resistente} = \Sigma F_y * X_b$$

$$M_{actuante} = \Sigma F_x * Y_b$$

$$F_h \text{ actuante} = \Sigma F_x$$

$$F_h \text{ resistente} = (\Sigma F_y) * f$$

$$FSV = M_{resistente} / M_{actuante} \geq 1.5 \text{ (suelo granular)}$$

$$\geq 2 \text{ (suelo cohesivo)}$$

$$FSD = F_h \text{ resistente} / F_h \text{ actuante} \geq 1.5 \text{ (suelo granular)}$$

$$\geq 2 \text{ (suelo cohesivo)}$$

8. CHEQUEO DE PRESIONES.-

$$\sigma_1 = P/A (1 - 6e cL/ B)$$

$$\sigma_2 = P/A (1 + 6e cL/ B)$$

ecL = Excentricidad respecto al centro de luz de la zapata.

B = ancho de zapata

$$P = \Sigma F_y$$

9. DISEÑO DE LA PANTALLA.-

Cálculo del peralte.-

Se calcula con el momento máximo mayorado, que ocurre en la base o fondo de la pantalla.

$$M_u \text{ pantalla} = 1.6 * (E * y_E + E s/c * y s/c)$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f_y * \rho * b (1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c})}}$$

También se verifica el esfuerzo cortante actuante y el resistente:

$$v_u \text{ actuante} = 1.6 (E + E s/c + E s) / (b * d)$$

$$v_c \text{ admisible} = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

Se debe cumplir:

$$v_u < v_c$$

Una vez verificado el peralte d , se calcula el acero A_s con:

$$A_s \text{ pantalla} = M_u / \phi f_y (d - a/2)$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * a * b)$$

También se usan las gráficas que relacionan el Momento con la cuantía.

Para hallar la cuantía se entra con M_u/bd^2 , y entrando a la gráfica se encuentra la cuantía de acero.

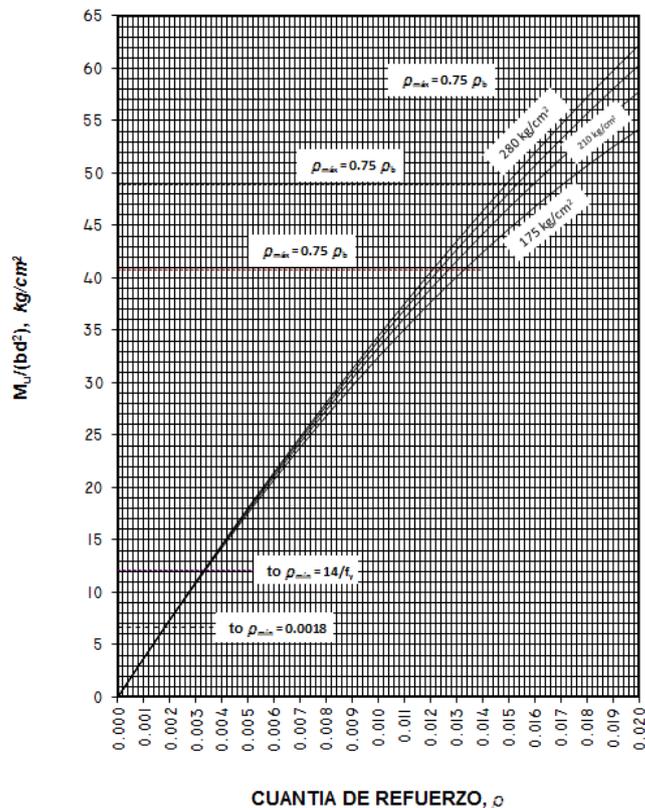


Fig. 7. Gráfica para calcular la cuantía de .

Como cuantía mínima se usa:

$$A_s = 0.0018 * b * d.$$

Para el refuerzo horizontal se usa:

$$\text{Para varillas menores a } 5/8 \text{ " : } A_s = 0.0012 * b * d.$$

$$\text{Para varillas mayores a } 5/8 \text{ " : } A_s = 0.0015 * b * d.$$

Como el espesor del muro $t > 0.25$ m, se usa acero secundario en dos capas.

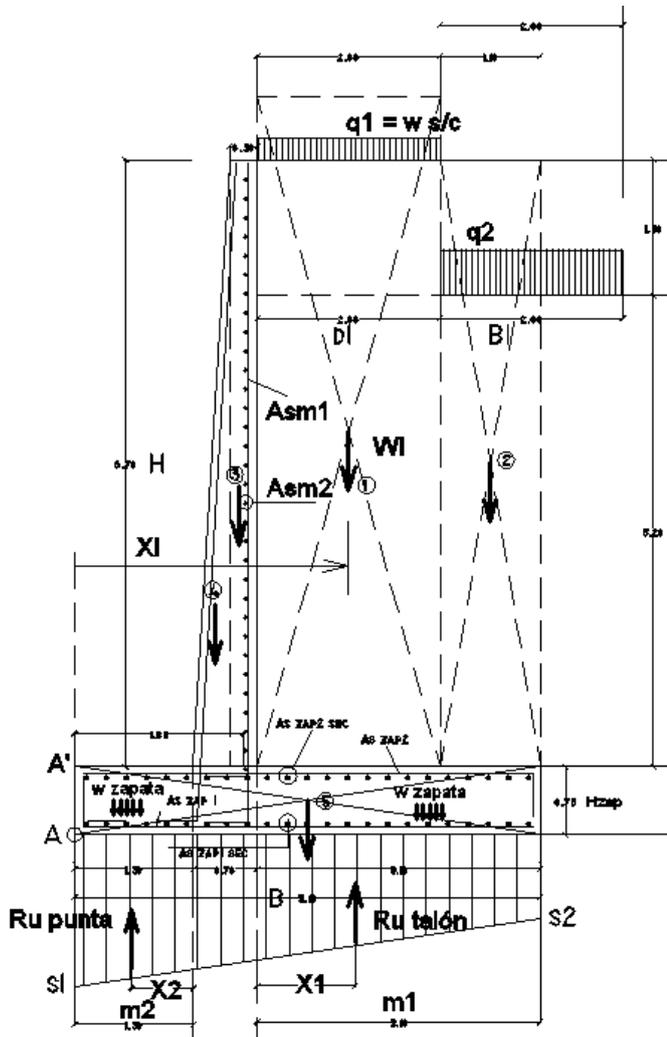


Fig. 8. Fuerzas para el diseño de la zapata.

10. DISEÑO DE LA ZAPATA.-

Consta de dos partes: La punta y el talón:

Para el diseño de la punta, se halla el Momento último que ocurre en la punta:

$$Mu\ punta = Ru\ punta * X2 - 1.2 * w\ zapata * (m2)^2 / 2$$

Para el diseño del talón.-

$$Mu\ talon = 1.6 * w\ s/c * (m1)^2 / 2 + 1.6 * w\ relleno * (X1)^2 / 2 + 1.2 * w\ zapata * (X1)^2 / 2 - Ru\ talon * X1$$

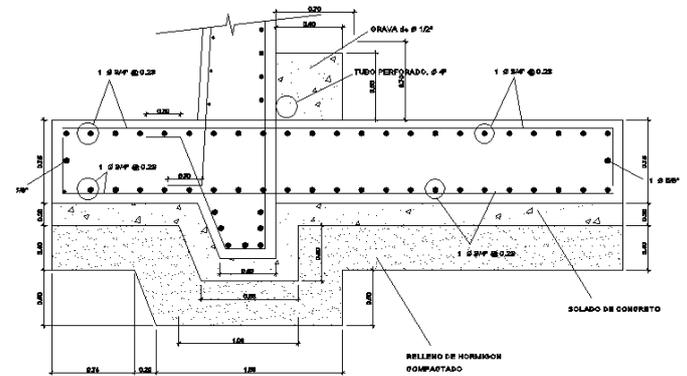
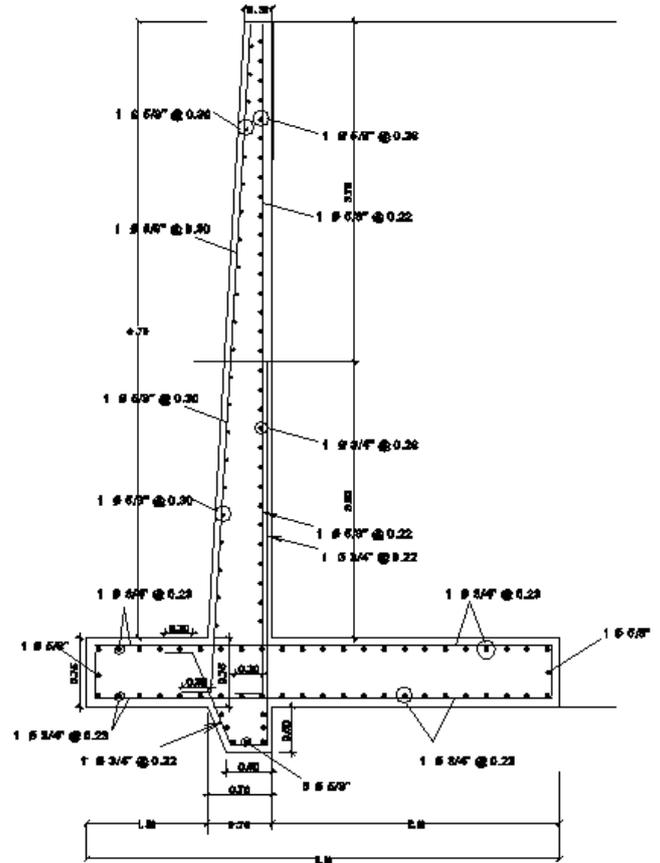
El acero se calcula con:

$$As\ zapata = Mu / \phi fy (d - a/2)$$

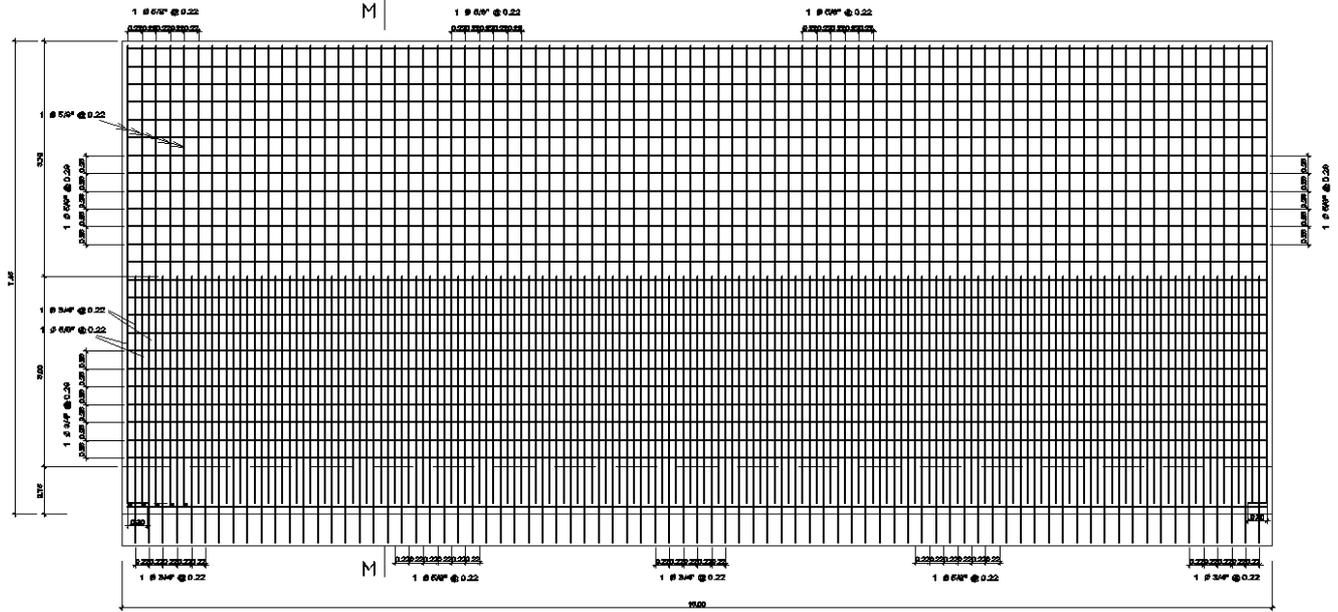
$$a = As * fy / (0.85 * f'c * a * b)$$

Como acero secundario de zapata se usa:

$$As = 0.0018 b * d$$



CIMENTACION

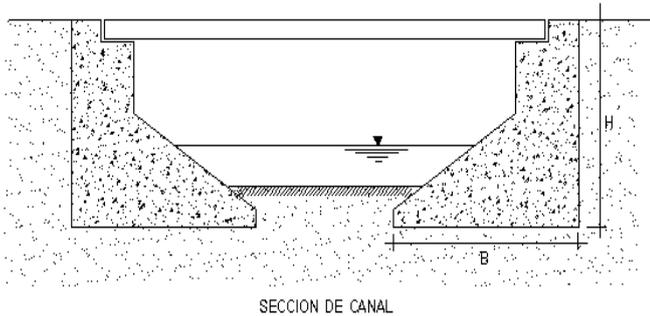


ELEVACION DE MURO



Fig. Muro em voladizo en Cajamarca. Perú.

DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD



Los esfuerzos permisibles según el reglamento del ACI, son:

Para $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

1. Esfuerzo de tracción por flexión admisible:

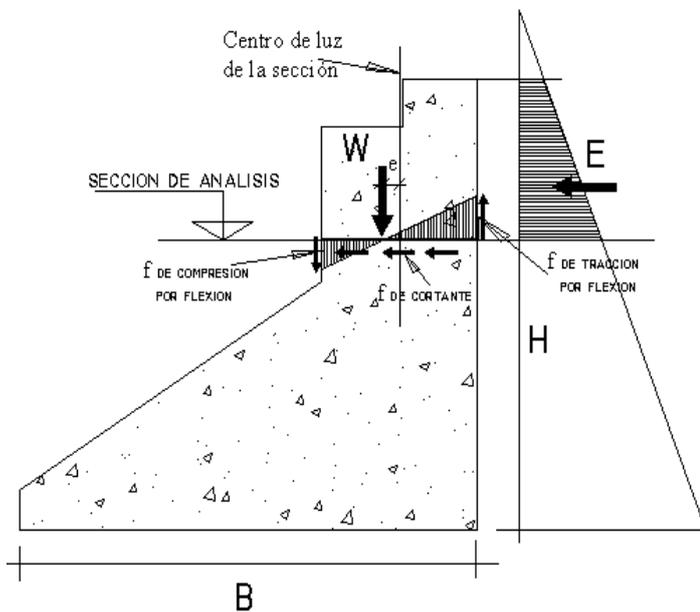
$$f_{tp} = 0.424 \cdot \sqrt{f_c} = 5.61 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzo de compresión por flexión admisible:

$$f_{cp} = 0.45 \cdot f_c = 78.75 \text{ kg/cm}^2$$

3. Esfuerzo cortante admisible:

$$v_{cp} = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} = 7.01 \text{ kg/cm}^2$$



En este primer caso, la carga más importante es la reacción del puente

Los esfuerzos de tracción y compresión valen:

$$\sigma = (Pu/A) (1 + - 6 e cL / B)$$

$$\sigma \text{ compresión} = 26.1 \text{ ton /m}^2 = 2.61 \text{ kg/cm}^2$$

Estos valores son mucho menores que los esfuerzos admisibles dados en (1) y (2)

$$-X = 3.58 / 6.72 \text{ m} = 0.53 \text{ m}$$

Empuje y momentos actuales:

$$K Pe H' = 0.33 \times 1.8 \times 0.6 = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$K Pe H = 0.33 \times 1.8 \times 1.8 = 1.07 \text{ ton/m}$$

$$M = E1 \times Y1 + E2 \times Y2 = 1.17 \text{ ton-m}$$

$$-e = M/P = 1.17 / 6.72 = 0.17 \text{ m}$$

$$S2 = 1.23 \text{ ton/m}^2 = 0.12 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos que son menores al admisible de 0.95 kg/cm^2

$$S = 6.72 / (1.8 \times 1) (1 + - 6 \times 0.2 / 1.8)$$

$$S1 = 6.23 \text{ ton /m}^2 = 0.62 \text{ kg/cm}^2$$

La excentricidad respecto a la base de 1.8 m es 0.2 m

Los esfuerzos actuales sobre el suelo son:

$$E1 = 0.36 \times 1.80 \text{ ton} = 0.65 \text{ ton}$$

$$E2 = 0.5 \times 1.8 \times 1.07 = 0.96 \text{ ton}$$

$$Y1 = 1.80 / 2 = 0.90 \text{ m}$$

$$Y2 = 1.80 / 3 = 0.60 \text{ m}$$

$$\sigma \text{ tracción} = - 9.8 \text{ ton/m}^2 = - 0.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pu = 1.5D + 1.8 L = 4.90 \text{ ton, carga mayorada}$$

$$\sigma = (4.90 / 0.60 \times 1) (1 + - 6 \times 0.25 / 0.60 \text{ m})$$

Chequearemos por tracción y compresión en la sección 1-1, calculando el momento que produce el empuje de terreno:

$$-y1 = 0.85 / 2 \text{ m} = 0.425 \text{ m}$$

orta

$$-y2 = 0.85 / 3 \text{ m} = 0.283 \text{ m}$$

$$M = E1 * y1 + E2 * y2 = 0.19 \text{ ton -m}$$

La excentricidad es

$$-e = M/P = 0.07 \text{ m}$$

La excentricidad respecto al centro de luz de la sección de ancho 0.60 m es:

$$-e cL = 0.15 + 0.07 \text{ m} = 0.22 \text{ m}$$

$$H' = \text{sobrecarga} / Pe. = 960 \text{ kg/m}^2 / 1800 \text{ kg-m}^3 = 0.53$$

que es menor que 0.60

Por tanto $H' = 0.60 \text{ m}$

COMPROBACION DE ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DEL MURO.-

268 Chequearemos la sección 1-1:

Al cortante:

$$K = (1 - \operatorname{sen} \varphi) / (1 + \operatorname{sen} \varphi) = 0.33$$

$$K \operatorname{Pe} \cdot H' = 0.33 * 1.8 \operatorname{ton} / \operatorname{m}^3 * 0.6 \operatorname{m} * 1 \operatorname{m} = 0.36 \operatorname{ton} / \operatorname{m}$$

(cada metro de estribo)

$$K \operatorname{Pe} H = 0.33 * 1.8 \operatorname{ton} / \operatorname{m}^3 * 0.85 \operatorname{m} = 0.50 \operatorname{ton} / \operatorname{m}$$

$$E1 = 0.36 * 0.85 = 0.31 \operatorname{ton}$$

$$E2 = 0.5 * 0.5 * 0.85 = 0.21 \operatorname{ton}$$

$$V = E1 + E2 = 0.52 \operatorname{ton}$$

$$Vu = 1.8 * 0.52 \operatorname{ton} = 0.94 \operatorname{ton}$$

$$-vu = Vu / (bxd) = 0.94 / (0.60 \times 1) = 1.57 \operatorname{ton} / \operatorname{m}^2$$

$$-vu = 0.156 \operatorname{kg} / \operatorname{cm}^2$$

Este esfuerzo es menor que el esfuerzo admisible dado en (3)

$$E = E1 + E2 = 1.61 \operatorname{ton}$$

Fuerza horizontal resistente :

$$F h = \operatorname{fricción} \times W = 0.45 \times 6.72 \operatorname{ton} = 3.02 \operatorname{ton}$$

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$FSV = 7.39 / 1.17 = 6.3 \text{ mayor que } 3 \text{ (correcto)}$$

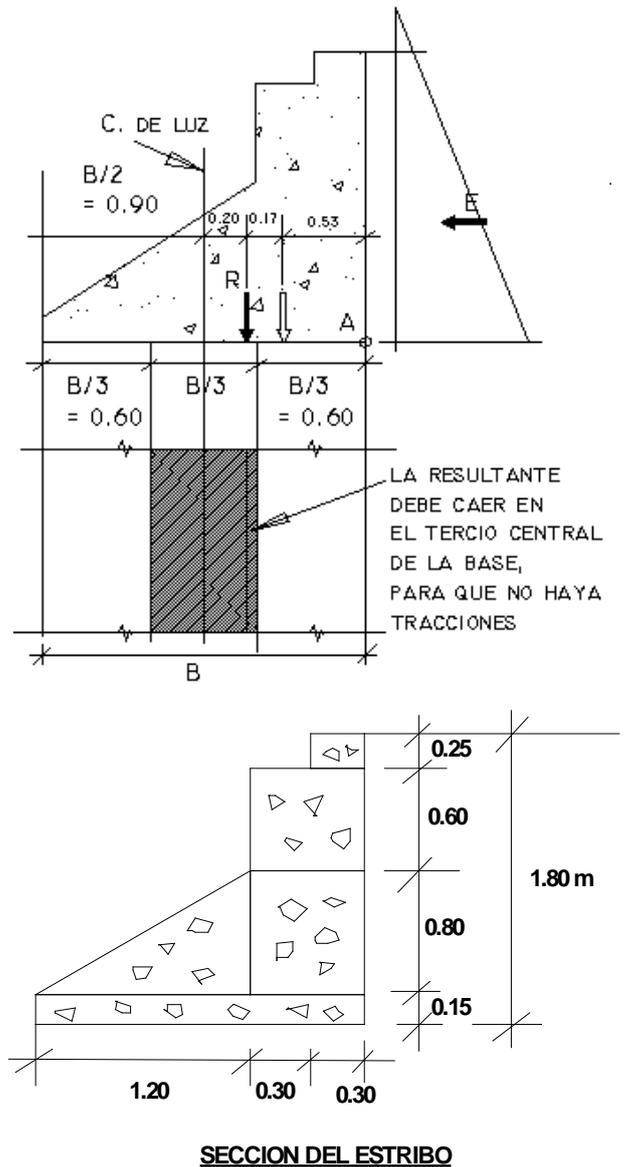
Factor de seguridad al volteo:

$$\operatorname{Momento} \operatorname{actuante} = E1 \times Y1 + E2 \times Y2 = 1.17 \operatorname{ton} \cdot \operatorname{m}$$

$$\operatorname{Momento} \operatorname{resistente} = 6.72 \times 1.1 \operatorname{ton} \cdot \operatorname{m} = 7.39 \operatorname{ton} \cdot \operatorname{m}$$

(respecto al punto opuesto a A)

$$FSD = 7.39 / 1.17 = 6.3 \text{ mayor que } 1.5 \text{ (correcto)}$$



Usar $f'c = 175 \operatorname{kg} / \operatorname{cm}^2$ más 30 % de piedra mediana.

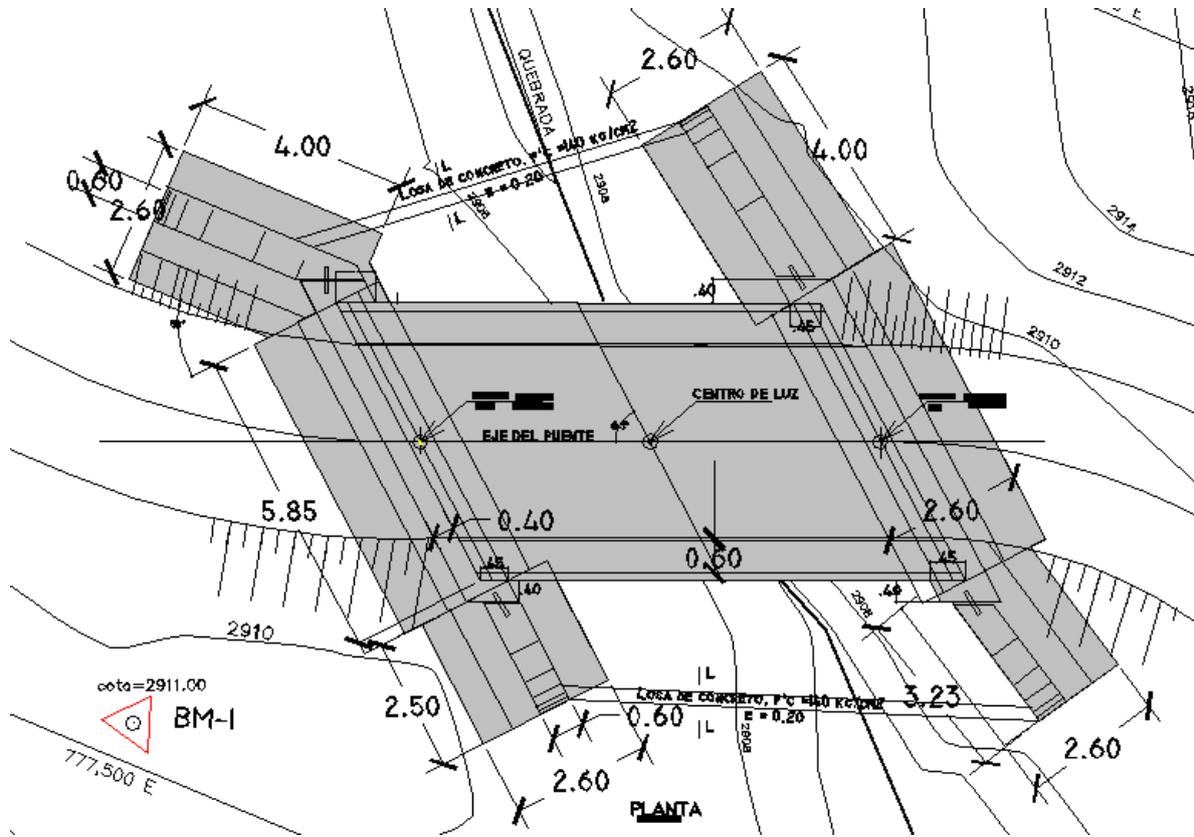
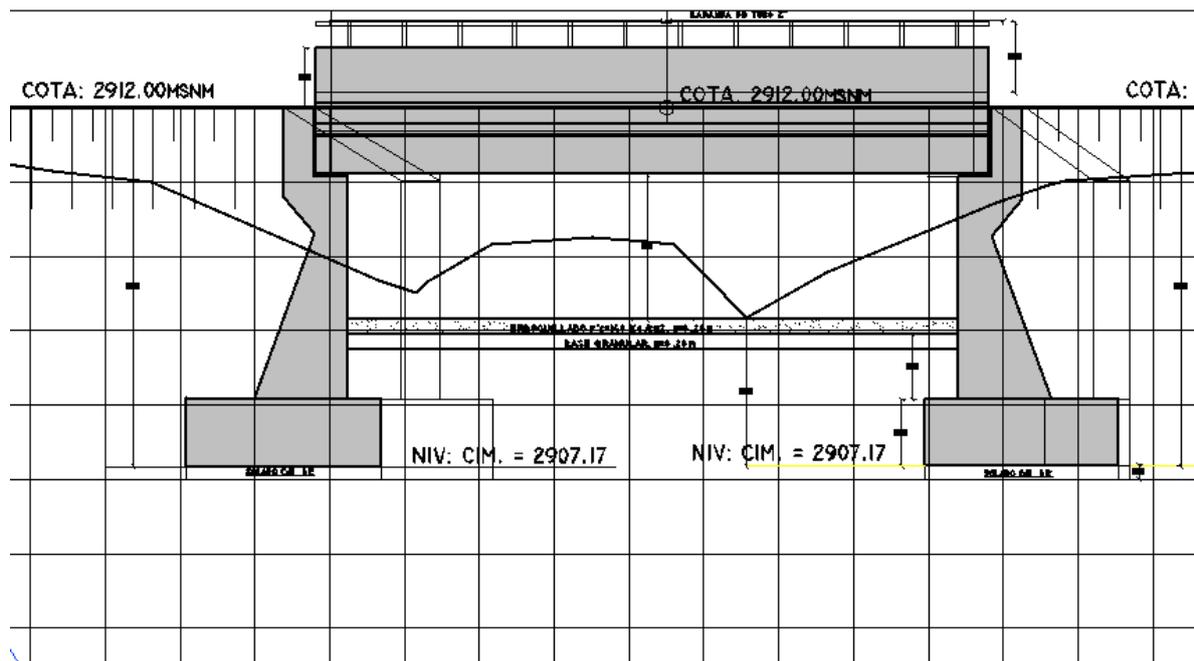


Fig. Estructuras del puente Quinuapata en Cajamarca, Perú.



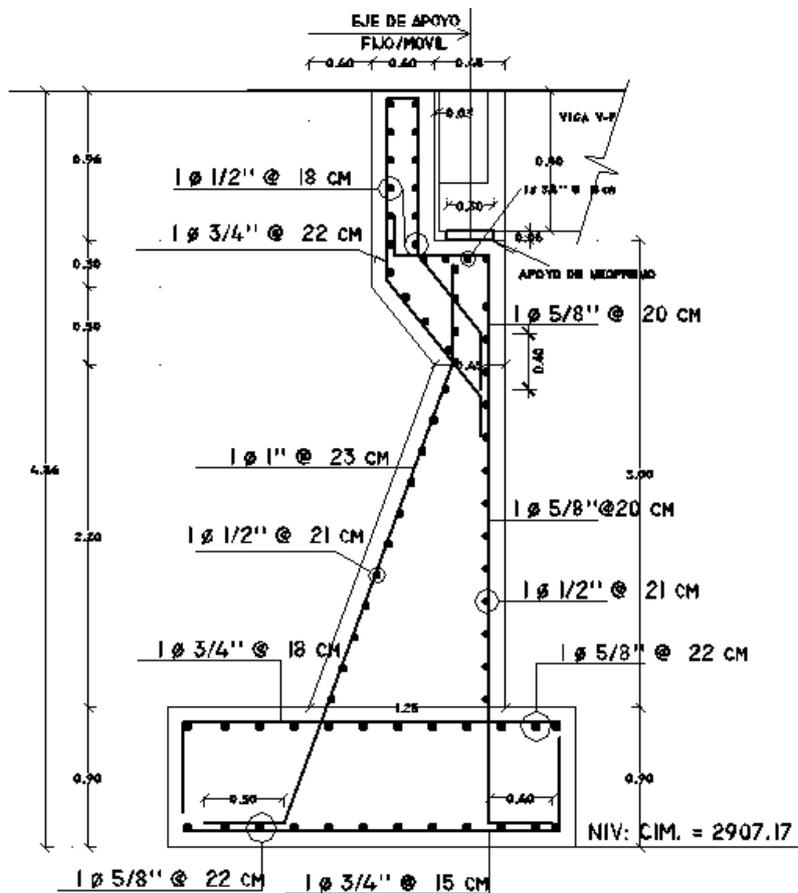
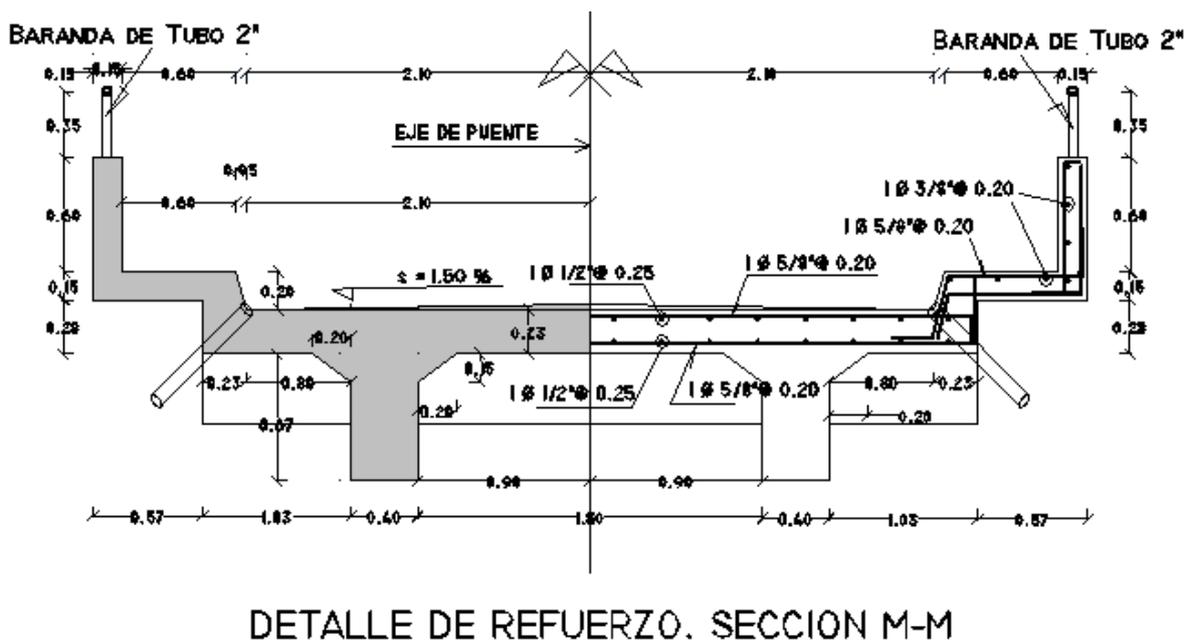


Fig. Estribo del puente Huaynapata, que se diseña como muro en voladizo.



PREDIMENSIONADO DE CIMENTACIONES

RESUMEN

Vamos a mostrar cómo afectan los parámetros geotécnicos, tales como capacidad portante y coeficiente de balasto, en el diseño de cimentaciones superficiales rígidas de concreto armado: zapatas aisladas, conectadas con vigas de cimentación, corridas o continuas y plateas de cimentación. Se encuentran las proporciones y relaciones que deben tener las dimensiones de las cimentaciones, según los variados tipos y parámetros del suelo. Estas relaciones se pueden usar para el predimensionado de cimentaciones superficiales rígidas.

1. INTRODUCCION.-

Cuando se diseñan cimentaciones hay que tener en cuenta lo siguiente: tipo de suelo (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad), variación de estratos, consistencia (blanda, media, dura), las propiedades físicas y mecánicas (cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión, módulo de elasticidad, coeficiente de balasto), ubicación del nivel freático, subpresión de agua, empuje de agua sobre la subestructura y superestructura, socavación, erosión eólica e hidráulica, empuje de suelo sobre la subestructura y superestructura, expansión del suelo, licuación del suelo, profundidad de cimentación, capacidad portante por resistencia, capacidad portante por asentamiento, esfuerzo neto, asentamientos diferenciales y totales, agentes agresivos (sales, cloruros, sulfatos), expansibilidad y fuerza expansiva del suelo, estabilidad del talud de la excavación, procedimiento de construcción, especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, ACI, Eurocódigo, efecto de fenómenos naturales como inundaciones, sismos, etc. Sólo si conocemos esto procedemos a diseñar la cimentación, en caso contrario el diseñador se convierte en un peligro público. “No hay gloria en las cimentaciones”, dijo el Dr Terzaghi, pero si repudio para el ingeniero si falla una edificación. Queda claro que las condiciones del suelo sobre el que se apoya la estructura, afectará necesariamente en el diseño de las cimentaciones. Vamos a mostrar como afectan los parámetros geotécnicos en el diseño de cimentaciones. Ver Fig. (1).

El “BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE”, del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), Normas 318M-02 Y 318S-05, en lo referente a estructuras sismorresistentes, da las siguientes especificaciones de cimentaciones:

“21.10.3.1- Las vigas apoyadas en el suelo diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o coronamientos de pilotes, deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse dentro o más allá de la columna soportada o estar anclada dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.

21.10.3.2 – Las vigas sobre el suelo diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben ser dimensionadas de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 450 mm. Se deben proporcionar amarras cerradas con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 300 mm.”

Esta última especificación da una proporción que relaciona el ancho de la viga de conexión en función de la separación entre columnas, que puede ser usada para el predimensionado.



Fig. (1). Influencia del suelo sobre una edificación en ciudad universitaria en Lambayeque. Perú.

DEFINICIONES.-

CAPACIDAD DE CARGA LIMITE (q_d).- Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_{adm}).-Es la carga límite q_d dividida entre un factor de seguridad FS . - $q_{adm} = q_d/FS$. A este esfuerzo se le llama capacidad portante. El Dr. Terzaghi recomienda que FS no sea menor que 3.

ESFUERZO NETO (q neto).- Es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno del suelo y la sobrecarga de piso:

$$-q \text{ neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

donde:

γ = peso específico del relleno

D_f = Profundidad de cimentación

Sobrecarga de piso = 500 kg/m².

PRESION DE CONTACTO (q_c).- Es producida por las cargas de la superestructura, y actúa debajo de la zapata, en el encuentro zapata-suelo. En el diseño de cimentaciones, se busca que q_c sea menor o igual a q neto.

3. CARGA DE SERVICIO Y PESO PROPIO DE ZAPATAS AISLADAS.-Las zapatas aisladas son elementos estructurales, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo. Su diseño es la base para otro tipo

de cimentaciones. Se necesita contar con la carga axial y la resistencia admisible del terreno (q_{adm}). Vamos a encontrar la proporción n , entre el peso de zapata P_z y la carga de servicio P , como función del esfuerzo neto:

De $n = P_z / P$,

$P + P_z = q_{neto} \times A$, y

$P_z = \gamma_c \times A \times B \times H$,

Siendo:

- γ_c = Peso volumétrico del concreto armado.

A, B, H = dimensiones en planta y elevación de la zapata.

- q_{neto} = esfuerzo neto

$$\text{Se obtiene: } n = \frac{1}{\frac{q_{neto}}{\gamma_c \times H} - 1} \quad \dots(\text{ZA-1})$$

Con el peso volumétrico del concreto de $2,4 \text{ t/m}^3$ y $H = 0,60 \text{ m}$, se obtiene lo siguiente:

Tabla (1). Peso de zapata en función del peso de la superestructura.

-q neto, kg/cm ²	Proporción, $n = P_z/P$	Porcentaje, $n \times 100$
0,50	0,404	40,4
0,85	0,204	20,4
1,00	0,168	16,8
1,25	0,130	13,0
1,50	0,106	10,6
2,00	0,078	7,8
2,50	0,061	6,1
3,00	0,050	5,0
3,50	0,043	4,3
4,00	0,037	3,7

La tabulación y representación de la Ec.(ZA-1), se encuentra en la Tabla ZA-01 y figura ZA-01 del Anexo, para diversos valores de peralte de zapata.

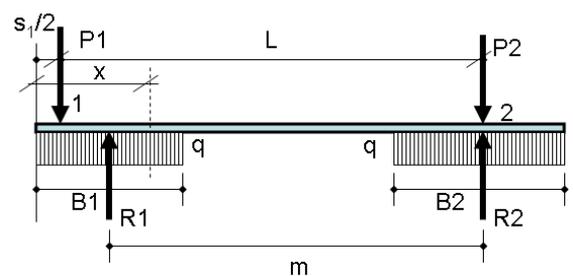
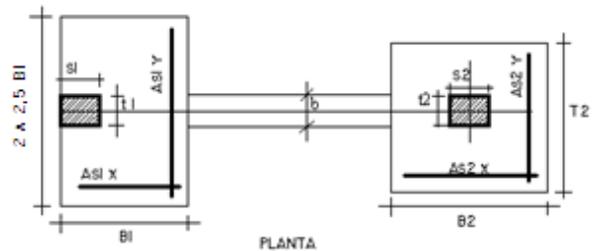
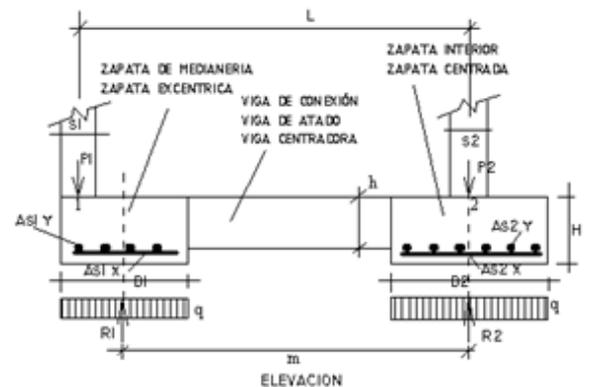
4. ZAPATAS CONECTADAS.-

Las zapatas conectadas están formadas, por zapatas acopladas con vigas de conexión (o vigas de atado). Se colocan vigas de conexión, para evitar los desplazamientos horizontales de las zapatas, soportar los momentos de las columnas (especialmente por sismo), disminuir el efecto de los asentamientos diferenciales y, para soportar los momentos, debido a la excentricidad de la carga de la columna y la reacción del suelo, que se produce en las zapatas excéntricas. La colocación de vigas de atado es obligatorio en estructuras construidas en zonas sísmicas, según el código europeo llamado *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes*. Además deben colocarse en ambas direcciones formando una retícula.

Un modelo estructural simple, de zapatas conectadas, se muestra en el esquema adjunto, donde P_1 y P_2 son las cargas actuantes, R_1 y R_2 , son las reacciones del suelo, s_1 es el ancho de columna, L es la separación entre cargas, y x es la distancia al punto de momento máximo.

Usando el procedimiento de diseño de zapatas conectadas, se han calculado las áreas de las zapatas excéntrica ($B_1 \times T_1$, en m^2), interior ($B_2 = T_2$, en metros), y las secciones y aceros de las vigas de conexión; para las variables: Número de pisos (N), separación de columnas (L) en metros, y el esfuerzo neto (q_{neto}). La separación de

columnas se consideró igual en ambas direcciones. No se incluyó el efecto del sismo. Además $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se presenta la sección ($b \times h$, cm^2), y los aceros del lecho superior (As superior.) e inferior (As inferior) de la viga de conexión. Se ha colocado el Momento flector máximo de la viga de conexión ($M_u \text{ máx}$), para añadirle el que resulta del análisis sísmico (y otros efectos de la naturaleza), y sea verificado, mejorado y adecuado a sus fines, por el diseñador. Se ha partido desde una dimensión pequeña ($L = 3 \text{ m}$) hasta $L = 6 \text{ m}$, para poder barrer un campo variado, de medidas comunes de edificaciones. Los resultados se muestran en el Anexo, tabla ZC-01, y sirven para pre-dimensionar zapatas conectadas. Cuando el esfuerzo neto (q_{neto}) o las luces (L) de su proyecto particular, no sean exactamente los valores dados en las tablas, se pueden interpolar, o tomar el valor inmediato superior.



Modelo de zapata conectada

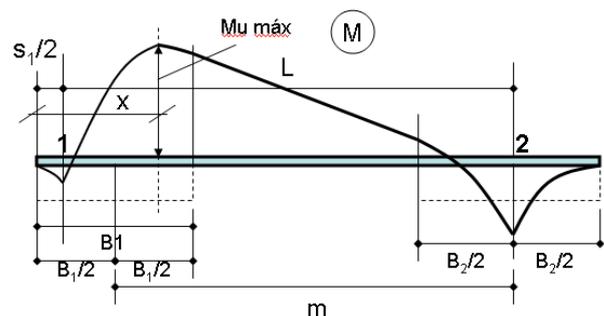


Diagrama de momentos

5. ZAPATAS CORRIDAS O CONTINUAS.-

Un cimiento es rígido, si se verifica la relación, dada en la Norma ACI 336.2R 88 "Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats", reprobado en el 2002, y que nos remiten a Fritz Kramrisch y Paul Rogers (Simplified Design of Combined footing, 1961), y Kramrisch (Footings, 1984):

En la dirección transversal.-

Separación para luces de volados:

$$L \leq 0.88 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(\text{ZCC-1})$$

En la dirección longitudinal.-

Separación de columnas adyacentes (L):

$$L \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4E_c I}{K_c * b}} \quad \dots(\text{ZCC-2})$$

Donde:

t = espesor de la zapata.

V = longitud del volado

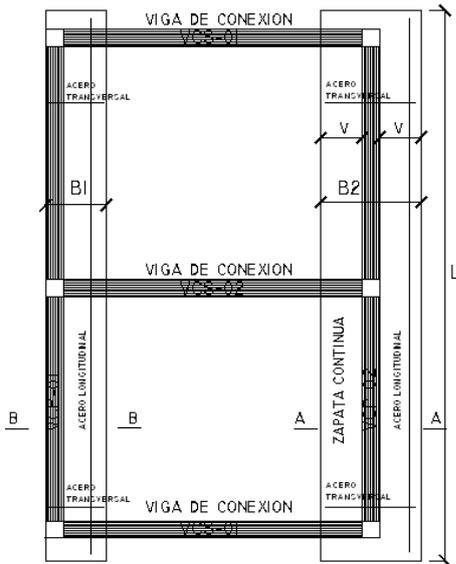
b = ancho del cimiento

$E_c = 15000 \sqrt{f_c}$

$E_c = 2.17 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$, para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

$K = q / d =$ Módulo (o coeficiente) de balasto = Coeficiente

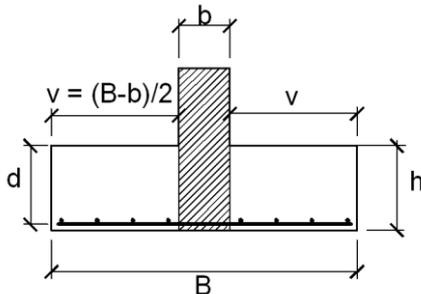
de Winkler = Módulo de reacción de sub-rasante.



PLANTA

5.1 RELACION VOLADO/CANTO, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES UNIFORME, SOBRE EL SUELO.-

5.1.1 EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.-



Corte A-A

Para voladizos, usando la ecuación (ZCC-1):

$L = v =$ longitud del volado

$E_m = E_c/2 = 108\ 685 \text{ kg/cm}^2$, y

$h = 1.1 d$, se obtiene:

EXPRESIÓN GENERAL DE VOLADO/CANTO:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{13.04}{\sqrt[4]{k_c * d}} \quad \dots(\text{ZCC-2})$$

5.1.1.1 CIMENTACIONES EN ARENAS:

$-k = k_{30} (B + 0,30)^2 / (2B)^2$

$-k$ es aproximadamente $= 0.25 * k_{30} \quad \dots(\text{ZCC-3})$

La relación Volado vs. Canto vs. K_{30} en arenas es:

$$\frac{v}{d} \leq \frac{18.44}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-4})$$

La Ec.(ZCC-4) se representa en la figura ZCC-01

5.1.1.2. CIMENTACIONES EN ARCILLAS.-

Para cimentaciones rectangulares de dimensiones $B \times L$:

$L =$ longitud de la zapata corrida.

Para valores prácticos se reduce a:

$$k_c = 20 * \frac{k_{30}}{B} \quad \dots(\text{ZCC-5})$$

Esto en la relación de vuelo canto, Ec. (ZCC-02), se convierte en:

Relación Volado vs. Canto vs. K_{30} en arcillas:

Haciendo $B \text{ aprox.} = 2 * v$

Se obtiene:

$$\frac{v^{3/4}}{d} \leq \frac{7.34}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-6})$$

La Ec. (ZCC-6) se representa en la figura ZCC-2.-

5.2 RELACION SEPARACION DE COLUMNAS/PERALTE, POR RAZONES DE DISTRIBUCION DE PRESIONES.-

5.2.1 EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.-

5.2.1.1 EN ARENAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{36.67}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-7})$$

Esta relación está resuelta en la figura ZCC-03.

5.2.1.2 EN ARCILLAS:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{27.14}{\sqrt[4]{k_{30} * d}} \quad \dots(\text{ZCC-8})$$

Esta relación esta representada en la figura ZCC-04

6. PLATEA DE CIMENTACION.-

En este caso también se debe cumplir las especificaciones de cimientos rígidos, de la Norma ACI 336.2R 88 "Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats", por tanto se usan también las gráficas ZC-03 y ZC-04.

Un modelo suficientemente correcto, consiste en calcular la losa, como placa flotante sobre apoyos elásticos, en la que el apoyo elástico está constituido por resortes o muelles, a

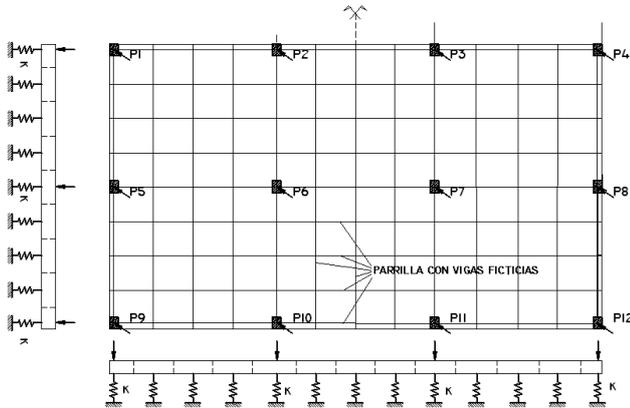
los que hay que asignarle una constante elástica. La constante elástica se obtiene multiplicando el coeficiente de balasto por la sección de la columna.

La placa a su vez se sustituye por un emparrillado, sobre apoyos elásticos equivalente. La parilla está formada por una retícula vigas ficticias, en dos direcciones. Se resuelven dos plateas, de 50 cm y 150 cm de espesor.

Primero una platea de 50 cm de espesor, con separación de luces de columnas de 6 m, correspondiente a un edificio de 5 niveles, en Chiclayo. La constante elástica determinada para el caso a resolver es de $k = 2384 \text{ kg/cm} = 238.4 \text{ t/m}$. Segundo, resolvemos otra platea más rígida de 150 cm de espesor, con las demás características que la anterior.

Los resultados se muestran en el Anexo, en las figuras PL-01 y PL-02.

Calculamos las deformaciones, momentos, cortantes de diseño, y las presiones sobre el suelo, generalmente usando programas de cómputo (SAP, SAFE).



MODELO DE PLATEA COMO PLACA FLOTANTE

De:

$$q(x', y')u = \frac{Ru}{Area} \pm \frac{Mxu * y'}{Ix} \pm \frac{Myu * x'}{Iy}$$

Se obtiene:

DISEÑO COMO VIGA RIGIDA.-

Se considera la platea en una dirección, como si fuera una viga continua. Se calculan los esfuerzos en el suelo, se chequean presiones, se mayoran los esfuerzos, se calculan los momentos y se halla el acero requerido.

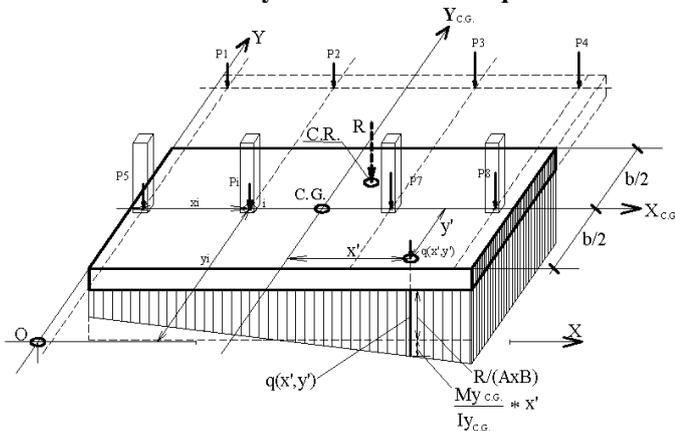


Fig. PL-1. Modelo de platea como viga continua. Esfuerzos en una franja de columnas.

-Se calculan los esfuerzos promedio, se modela y resuelve como viga continua.

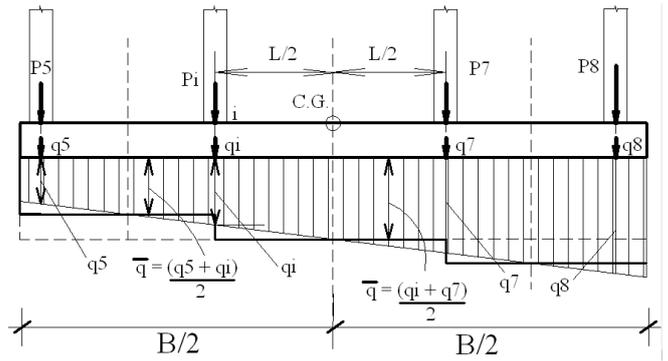
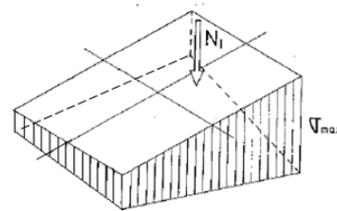


Fig. PL-4. Diagrama de esfuerzos promedio, bajo las columnas, para platea como viga continua. Caso de platea normal.

Caso:I



$$q(x', y')u = \frac{Ru}{Area} \left(1 \pm \frac{6 * e_x}{B} \pm \frac{6 * e_y}{A} \right)$$

Con:

$$\frac{e_x}{B} = \frac{e_y}{A} = 0.05 \quad \dots(24)$$

$$q(A/2, B/2)u_{\text{máx}} = \frac{Ru}{Area} (1 + 6 * 0.05 + 6 * 0.05)$$

$$q(A/2, B/2)u_{\text{máx}} = 1.6 * \frac{Ru}{Area} \quad \dots(25)$$

De donde

$$q_1 = 1.6 \frac{N+P}{A*B} \leq \sigma_{admissible} \quad \dots(26)$$

Para n niveles, el esfuerzo máximo de la superestructura, considerando un peso propio de 20 %, vale:

$$q_1 = \frac{N + P}{a_1 * b_1} = 1.6 * \frac{n * \frac{1t}{m^2} * 1.20\%}{Area} * Area$$

$$q_1 = 1.92 * n * \frac{1t}{m^2} = 0.19 * n \frac{kg}{cm^2} \leq \sigma_{admissible} \quad \dots(27)$$

Para $n = 4 / 5 / 6 / 7 / 10 / 15$ niveles

$$q_1 \text{ (esfuerzo al suelo)} \\ = 0.76/0.95/1.14/1.33/1.90 \\ /2.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

...(28)

El esfuerzo mayorado como reacción del suelo es:

$$q_u = 1.4 * 1.92 * n * \frac{1t}{m^2}$$

$$q_u \text{ (reacción mayorada del suelo)} = 2.69 * n \frac{t}{m^2}$$

...(29)

Para $n = 5$

$$q_u = 13.45 \frac{t}{m^2}$$

El momento mayorado vale:

$$M_u = q_u * \text{Coeficiente} * L^2$$

...(30)

$$M_u = 13.45 \frac{t}{m^2} * \text{Coeficiente} * L^2 * b_2$$

Para tres tramos:

$$M_u (-) = 13.45 \frac{t}{m^2} * 0.10 * L^2 * b_2$$

$$M_u (+) = 13.45 \frac{t}{m^2} * 0.08 * L^2 * b_2$$

$$M_u (-) = 1.34 \frac{t}{m^2} * b_2 * L^2$$

$$M_u (+) = 1.08 \frac{t}{m^2} * b_2 * L^2$$

Tomando 1 m de ancho de franja:

$$M_u (-) = 1.34 \frac{t}{m} * L^2$$

$$M_u (+) = 1.08 \frac{t}{m} * L^2$$

7. CONCLUSIONES.-

7.1 El peso de una cimentación aislada es función de la capacidad de carga admisible del suelo, y la carga de servicio actuante en la superestructura.

7.2 Cuando la capacidad portante de un suelo es mayor, las zapatas conectadas son de menor volumen de concreto y cantidad de acero.

7.3 Los parámetros capacidad portante y coeficiente de balasto del suelo, influyen en el diseño de cimentaciones superficiales rígidas de concreto armado.

7.4 El comportamiento de zapatas corridas y plateas de cimentación como estructuras rígida, está gobernada por el valor del coeficiente de balasto, que tenga el tipo de suelo sobre el que se diseña, y la rigidez de las cimentaciones de concreto armado.

7.5 El coeficiente de balasto o rigidez del suelo sobre el que se asienta una platea, influye sobre los valores de deformación, fuerzas y momentos que ocurren en la misma.

7.6. Existen relaciones geométricas de volado/peralte y separación de columnas/peralte, que deben cumplir las zapatas corridas y plateas de cimentación para que su comportamiento sea rígido.

GRÁFICAS DE PREDIMENSIONADO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES RIGIDAS DE CONCRETO ARMADO

A. ZAPATA AISLADA.-

Tabla ZA-01.

Peso de zapata aislada, como porcentaje de la Carga de servicio

$$P_{zapata} = \% \times P_{servicio} / 100$$

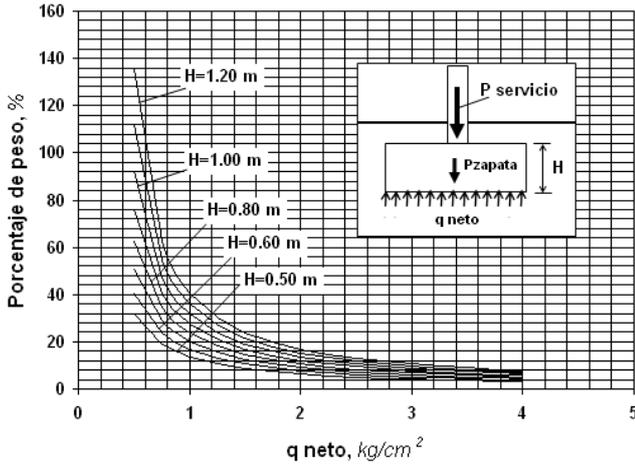


Fig.ZA-01. Peso de zapata aislada como porcentaje de la carga de servicio.

B. ZAPATAS CONECTADAS.-

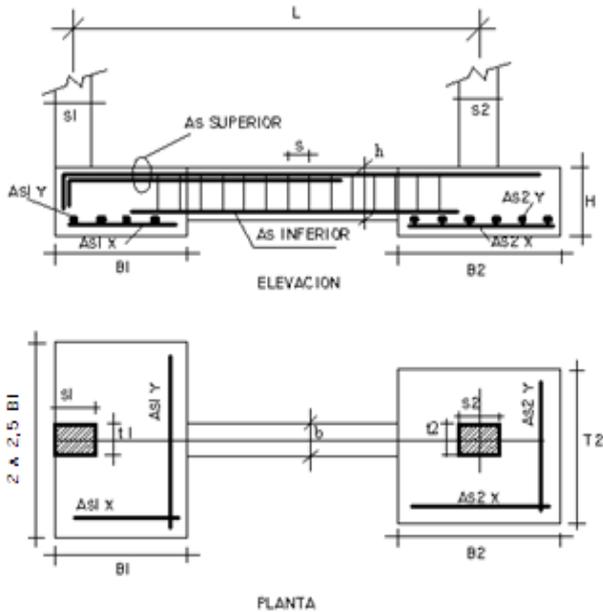


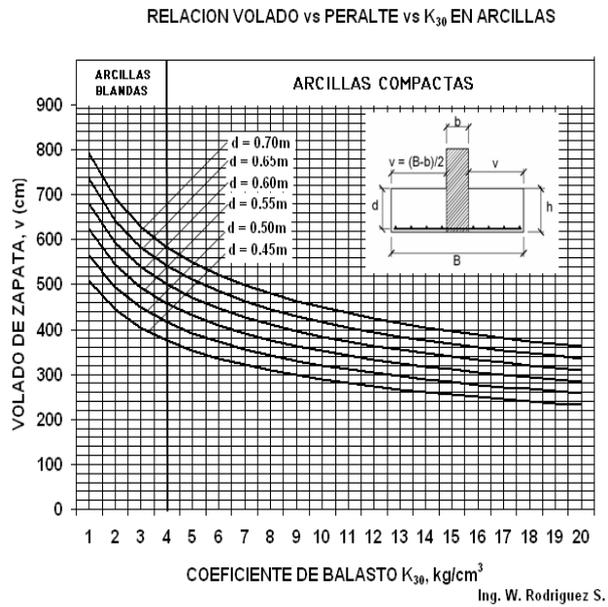
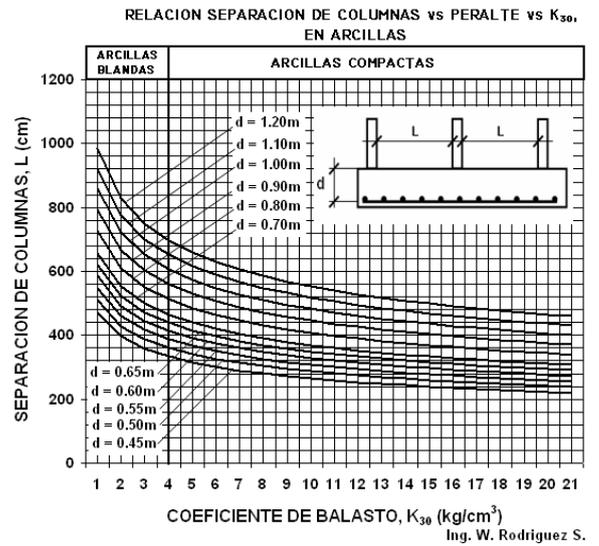
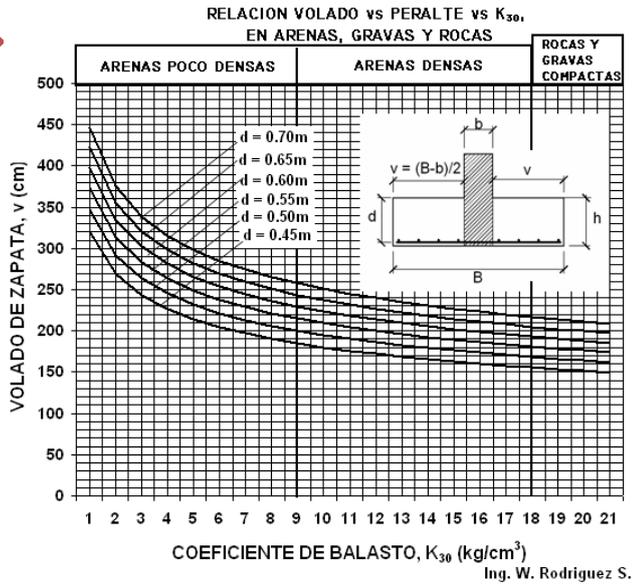
TABLA ZC-01

q neto = 0.85 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.51x1.07	1.02x1.02	0.66	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.69x1.44	1.35x1.35	2.12	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.86x1.82	1.69x1.69	4.78	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	1.03x2.19	2.02x2.02	9.00	30x50	5ø 1/2"	4ø 1/2"
2	3	0.73x1.57	1.43x1.43	2.54	25x35	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.97x2.12	1.90x1.90	7.07	25x40	3ø 5/8"	3ø 1/2"
	5	1.21x2.67	2.36x2.36	16.04	25x50	5ø 5/8"	2ø 5/8"
	6	1.40x3.22	2.83x2.83	27.41	30x55	6ø 3/4"	3ø 5/8"
3	3	0.89x1.98	1.73x1.73	5.10	25x40	4ø 1/2"	3ø 1/2"
	4	1.19x2.67	2.30x2.30	13.61	25x50	5ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.49x3.37	2.87x2.87	28.38	30x60	6ø 3/4"	3ø 5/8"
	6	1.78x4.07	3.44x3.44	51.12	30x65	6ø 1"	3ø 3/4"

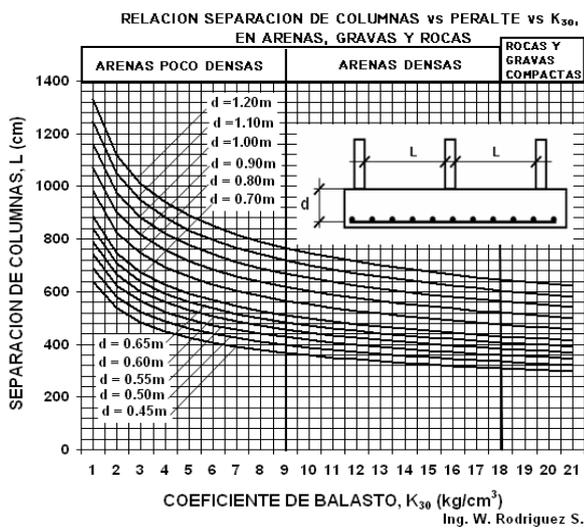
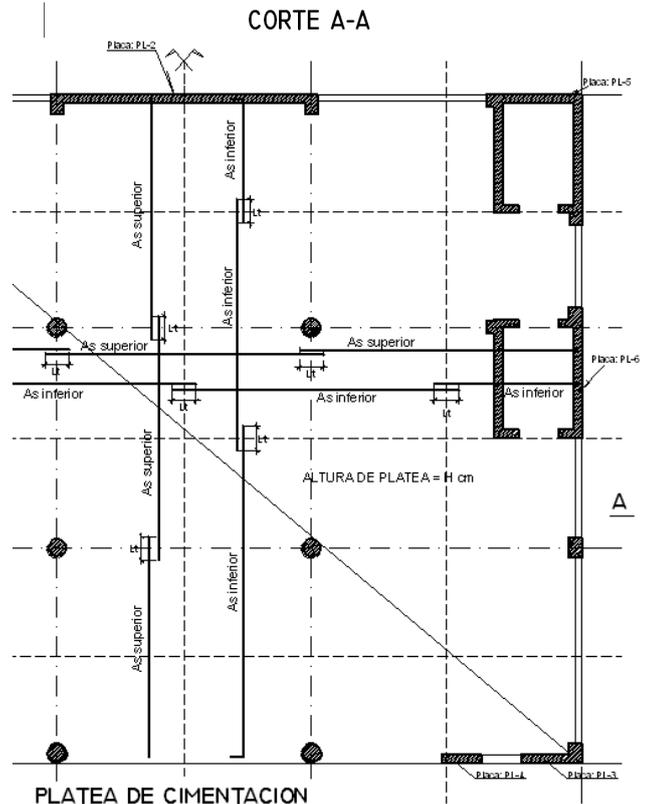
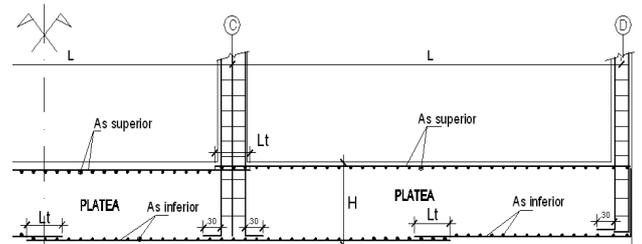
q neto = 1.25 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.42x0.87	0.84x0.84	0.39	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.57x1.17	1.12x1.12	1.48	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.71x1.47	1.40x1.40	3.55	25x35	3ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	0.85x1.78	1.68x1.68	6.88	30x45	4ø 1/2"	4ø 1/2"
2	3	0.60x1.26	1.18x1.18	1.82	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.80x1.71	1.57x1.57	5.40	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	1.00x2.15	1.96x1.96	11.81	25x50	4ø 5/8"	3ø 1/2"
	6	1.20x2.59	2.35x2.35	21.87	30x55	5ø 3/4"	3ø 5/8"
3	3	0.73x1.58	1.44x1.44	3.86	25x40	3ø 1/2"	3ø 1/2"
	4	0.98x2.14	1.91x1.91	10.74	25x50	4ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.22x2.70	2.39x2.39	22.82	25x55	5ø 3/4"	3ø 5/8"
	6	1.47x3.26	2.86x2.86	41.57	30x65	5ø 1"	3ø 3/4"
4	3	0.85x1.87	1.65x1.65	6.36	25x45	4ø 1/2"	3ø 1/2"
	4	1.13x2.53	2.20x2.20	17.13	25x50	6ø 5/8"	3ø 1/2"
	5	1.41x3.18	2.74x2.74	35.87	30x60	4ø 1"	2ø 3/4"
	6	1.70x3.84	3.28x3.28	64.77	30x75	6ø 1"	3ø 3/4"

q neto = 2.00 kg/cm ²							
N	L (m)	B1 x T1 (m ²)	B2 x T2 (m ²)	Mu máx (ton-m)	Sección b x h cm ²	As superior	As inferior
1	3	0.34x0.67	0.67x0.67	0.11	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.45x0.91	0.89x0.89	0.83	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.56x1.15	1.11x1.11	2.29	25x30	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	6	0.67x1.38	1.33x1.33	4.73	30x35	4ø 1/2"	3ø 1/2"
2	3	0.47x0.98	0.94x0.94	1.08	25x25	2ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.63x1.32	1.25x1.25	3.67	25x30	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	5	0.79x1.66	1.56x1.56	8.47	25x40	4ø 5/8"	3ø 1/2"
	6	0.95x2.01	1.87x1.87	16.13	30x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
3	3	0.58x1.22	1.15x1.15	2.57	25x30	3ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.77x1.65	1.52x1.52	7.72	25x40	4ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	0.97x2.00	1.90x1.90	16.97	25x55	5ø 5/8"	3ø 5/8"
	6	1.16x2.50	2.28x2.28	31.53	30x65	6ø 3/4"	3ø 5/8"
4	3	0.67x1.43	1.32x1.32	4.45	25x35	4ø 1/2"	2ø 1/2"
	4	0.89x1.93	1.75x1.75	12.67	25x45	5ø 5/8"	2ø 5/8"
	5	1.12x2.44	2.19x2.19	27.25	30x60	6ø 3/4"	2ø 3/4"
	6	1.34x2.94	2.62x2.62	49.46	30x70	5ø 1"	3ø 3/4"
5	3	0.75x1.62	1.47x1.47	6.64	25x40	3ø 5/8"	2ø 5/8"
	4	1.00x2.19	1.95x1.95	18.38	25x55	4ø 3/4"	3ø 5/8"
	5	1.25x2.76	2.43x2.43	38.96	30x60	5ø 1"	2ø 3/4"
	6	1.50x3.33	2.92x2.92	70.88	30x80	6ø 1"	3ø 3/4"

C. ZAPATAS CORRIDAS O CONTINUAS.-



D. PLATEAS DE CIMENTACION.-



q admisible = 0.75 kg/cm², N = 4 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm ²	As(+) .cm ²	As infer.	As super.
4	17.20	13.76	50	10.65	8.47	1ϕ5/8"@0.19	1ϕ3/8"@0.24
4.5	21.77	17.42	55	12.11	9.63	1ϕ5/8"@0.17	1ϕ5/8"@0.21
5	26.88	21.50	60	13.57	10.79	1ϕ3/4"@0.21	1ϕ3/4"@0.26
5.5	32.53	26.02	65	15.04	11.95	1ϕ3/4"@0.19	1ϕ3/4"@0.24
6	38.71	30.97	70	16.50	13.12	1ϕ3/4"@0.17	1ϕ3/4"@0.22
6.5	45.43	36.34	75	17.97	14.28	1ϕ1"@0.28	1ϕ3/4"@0.20
7	52.68	42.15	80	19.44	15.45	1ϕ1"@0.26	1ϕ3/4"@0.18

q admisible = 0.95 kg/cm², N = 5 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm ²	As(+) .cm ²	As infer.	As super.
4	21.50	17.20	55	11.95	9.51	1ϕ5/8"@0.17	1ϕ5/8"@0.21
4.5	27.22	21.77	60	13.75	10.93	1ϕ5/8"@0.15	1ϕ5/8"@0.18
5	33.60	26.88	65	15.55	12.36	1ϕ3/4"@0.18	1ϕ3/4"@0.23
5.5	40.66	32.52	70	17.36	13.79	1ϕ3/4"@0.16	1ϕ3/4"@0.21
6	48.38	38.71	75	19.18	15.24	1ϕ1"@0.27	1ϕ3/4"@0.19
6.5	56.78	45.43	80	21.00	16.68	1ϕ1"@0.24	1ϕ1"@0.30
7	65.86	52.68	85	22.83	18.13	1ϕ1"@0.22	1ϕ1"@0.28

q admisible = 1.33 kg/cm², N=7 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm ²	As(+) .cm ²	As infer.	As super.
4	30.11	24.08	65	13.89	11.04	1ϕ3/4"@0.20	1ϕ5/8"@0.18
4.5	38.10	30.48	70	16.24	12.91	1ϕ3/4"@0.17	1ϕ3/4"@0.22
5	47.04	37.63	75	18.63	14.80	1ϕ1"@0.27	1ϕ3/4"@0.19
5.5	56.92	45.53	80	21.06	16.72	1ϕ1"@0.24	1ϕ1"@0.30
6	67.74	54.19	85	23.51	18.67	1ϕ1"@0.22	1ϕ1"@0.27
6.5	79.50	63.59	90	25.99	20.63	1ϕ1"@0.20	1ϕ1"@0.25
7	92.19	73.59	95	28.48	22.60	1ϕ1"@0.18	1ϕ1"@0.23

q admisible = 1.90 kg/cm², N=10 pisos

L m	M(-) t-m	M(+) t-m	H cm	As(-) cm ²	As(+) .cm ²	As infer.	As super.
4	43.01	34.41	75	16.98	13.50	1ϕ1"@0.30	1ϕ3/4"@0.21
4.5	54.43	43.55	85	18.75	14.91	1ϕ1"@0.27	1ϕ3/4"@0.19
5	67.20	53.76	90	21.83	17.35	1ϕ1"@0.22	1ϕ1"@0.29
5.5	81.31	65.05	95	24.99	19.86	1ϕ1"@0.20	1ϕ1"@0.26
6	96.77	77.41	100	28.24	22.42	1ϕ1"@0.18	1ϕ1"@0.23
6.5	113.57	90.85	105	31.53	25.02	1ϕ1"@0.16	1ϕ1"@0.20
7	131.71	105.3	115	33.16	26.32	1ϕ1"@0.15	1ϕ1"@0.19

COMPORTAMIENTO DE UN SISTEMA ESTRUCTURA-SUELO, DEBIDO A LA APLICACIÓN DE CARGAS

En esta parte, se determina, mediante experimentación, el comportamiento de un sistema, formado por viga, columnas y suelo, debido a la aplicación de cargas verticales. Se aplican cargas a una viga apoyada en dos columnas y zapatas apoyadas sobre suelo, llevando la viga hasta la rotura. Se han medido los esfuerzos, deformaciones y el tiempo que se producen durante el ensayo, se han procesado dichos resultados y se han obtenido modos de comportamiento. Se ha determinado la curva momento-deformación en el centro de la viga. También se ha encontrado la variación del peralte útil de viga vs. el momento aplicado. Se ha determinado la variación de las deformaciones del suelo, del conjunto estructura-suelo, y de la viga simplemente apoyada, conforme varía el tiempo en que se aplican cargas constantemente. Asimismo, se ha determinado la variación del Módulo de Elasticidad e Inercia de la viga conforme varía el tiempo, y su relación con el Módulo de elasticidad e Inercia teóricos.

INTRODUCCION

Cuando se analiza una estructura, se hace de manera independiente, es decir aislada del suelo de fundación. Así mismo cuando se analiza el suelo, se hace sin conexión de la estructura que va a soportar. A partir de ensayos de muestras de suelo en el laboratorio, se pronostica el asentamiento que va a tener cuando exista la estructura. En este trabajo, se estudia el comportamiento del conjunto estructura-suelo, debido a la aplicación de cargas verticales. Se desea conocer como influyen los asentamientos del suelo y de la estructura en el proceso de deformación y rotura de la viga. Se trata de determinar si las deformaciones de la viga son mayores que los del suelo, o al contrario las deformaciones de la viga son mayores que las del suelo, o ocurre un proceso combinado de ambos, en todo el proceso hasta llevar a la rotura a la viga.

EL SISTEMA ESTRUCTURA-SUELO

El sistema estructura-suelo para este caso, consiste en construir una viga de 5 m de luz libre, de sección de 25 x 30 cm², apoyada en dos columnas de 25 x 25 cm², de 1.20 m de altura, soportada en dos zapatas de 40 x 40 cm², y 25 cm. de espesor, las cuales transmiten su carga al suelo. En un extremo se ha construido un apoyo fijo, y en el otro un apoyo móvil. La resistencia cilíndrica del concreto a los 28 días es de 175 kg/cm². Las cargas consistieron en testigos cilíndricos de concreto simple, de 30 cm. de altura y 15 cm

de diámetro, de 12.5 kg cada uno. Los aceros de la zapata fueron de varillas Nro.4 cada 10 cm en ambos sentidos, colocado como malla en la parte inferior. Los aceros de las columnas consistieron en cuatro varillas Nro. 4, con estribos de varillas Nro.3 cada 20 cm. Los aceros de la viga consistieron en 2 varillas Nro. 3 en el lecho inferior, con estribos de varillas Nro. 2 cada 20 cm. En el lecho superior de la viga se colocaron 2 varillas Nro. 2 de amarre para los estribos. Para medir las deformaciones se colocaron micrómetros en puntos importantes de la longitud de la viga, como los apoyos y el centro. Se han aplicado las cargas de los testigos de manera constante, desde el apoyo fijo hasta el apoyo móvil, y se han tomado lecturas de deformación cada 15 segundos, hasta llevar la viga a la rotura. Paralelamente se han hecho ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas del suelo y comparar los asentamientos de contacto, con los asentamientos in situ del suelo. En la figura (1) se muestra la disposición de los elementos del sistema mencionado.

Cuando se utiliza la teoría elástica para calcular la deformación de una viga en centro de luz vale:

$$d = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \quad \dots(1)$$

Donde:

w = carga uniformemente repartida = 85 kg/m

L = longitud de la viga = 5 m

E = módulo de elasticidad del concreto = 15000√f_c kg/cm²

I = inercia de la sección de viga

Debido a que podemos registrar las deformaciones, podemos comparar las deformaciones teóricas dadas por la teoría elástica con las reales.

Cuando se calcula los asentamientos de contacto del suelo se usa la ecuación:

$$s = \frac{2a \times q(1 - \mu^2)}{E} K \quad \dots(2)$$

Donde:

s = asentamiento de contacto

a = longitud de zapata dividida entre 2

q = esfuerzo de contacto

μ = módulo de Poisson

E = módulo de elasticidad

K = coeficiente según la profundidad y las dimensiones de la zapata = 1.12 en la superficie y zapata rectangular.

Dado que se pueden medir los asentamientos del suelo colocando micrómetros en el suelo, se pueden comparar los asentamientos de campo con los asentamientos de contacto dados por la ecuación (2).

El suelo de cimentación para este ensayo fue arcilloso de alta plasticidad, el módulo de elasticidad para este suelo es de 80 kg/cm², y los coeficientes de compresibilidad y de variación volumétrica son respectivamente:

-av = 0.0272 cm²/kg

$-mv = 0.0158 \text{ cm}^2/\text{kg}$

La relación de vacíos es de 0.717.

Se puede calcular el peralte útil de viga despejando h de la ecuación (1), usando el momento de inercia de secciones rectangulares.

$$h = \sqrt[3]{\frac{5wL^4}{32\delta bE}} \quad \dots(3)$$

Donde:

h = peralte útil

δ = deformación de campo de la viga

b = ancho de la viga

E = módulo de elasticidad = $15000 \sqrt{fc}$

Al comparar los módulos de elasticidad e inercias teóricos y los reales (de campo) se obtiene la relación:

$$\frac{EI_{teórica}}{EI_{real}} = \frac{\delta_{real}}{\delta_{teórica}} \quad \dots(4)$$

Donde:

E teórico = Módulo de elasticidad teórico

I teórico = Momento de inercia = $bh^3/12$

E real = Módulo de elasticidad de la viga del campo

I real = Momento de inercia de la viga del campo

δ real = deformación en el centro de viga medida en el campo

δ teórica = deformación en el centro de viga obtenida con fórmula elástica.

Se aplican las probetas de concreto que tienen un peso de 12,5 kg cada una de manera uniforme desde el apoyo fijo hasta el apoyo móvil, terminada la primera fila se le llama la primera hilada, después de lo cual se repite el proceso. Se toman registros de deformación cada 15 segundos, hasta que la viga falle.

La viga se comporta de manera elástica al principio, y la rotura ocurre de acuerdo a lo indicado por las ecuaciones:

$$M = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \dots(5)$$

Donde:

M = momento actuante

Φ = factor de reducción de capacidad

A_s = área de acero de la viga

d = peralte efectivo

a = longitud vertical del bloque equivalente

b = ancho de viga

Las fórmulas dadas en (5) nos servirán para comparar los momentos de rotura de campo.

RESULTADOS Y DISCUSION

Se han encontrado y graficado las deformaciones de la viga en el campo, y se han comparado con el valor de las mismas usando las ecuaciones dadas por la teoría elástica. La gráfica se muestra al final. Se nota que las deformaciones dadas por la ecuación (1) dada por la teoría elástica, son menores que las reales obtenidas en el campo, esta diferencia se hace más notoria conforme la viga pasa al estado plástico y de rotura.

Se han determinado también los asentamientos en el campo del suelo, y se han comparado con los asentamientos dados por la teoría elástica en la ecuación (2), los llamados asentamientos de contacto. Se han representado en la gráfica del anexo. Allí se observa que hay una coincidencia de deformación en el inicio, pero conforme crece la carga, los asentamientos de campo son mayores, siendo la diferencia muy notoria y ésta sigue aumentando conforme crecen los esfuerzos.

Se han registrado y procesado las deformaciones con el tiempo, del suelo, del conjunto estructura-suelo, y de los apoyos. Se ha simplificado y se halla el promedio de deformaciones de apoyo. Allí se nota que las deformaciones del conjunto estructura-suelo son el resultado de una interacción del suelo y de la estructura. En un inicio la deformación en el centro de la viga es mayor que la del suelo. Sin embargo, a partir de los 1000 segundos, las deformaciones del suelo son mayores que las de la viga, y lo sigue siendo hasta los 1900 segundos, en que se produce la rotura de la viga, en ese instante la deformación de la viga supera a la deformación del suelo.

Se ha deducido la variación de EI real / EI teórica conforme varía el tiempo usando la ecuación (4). Se ha obtenido numéricamente que es asintótico hasta los 100 segundos, en este instante vale 0.50. A partir de allí hasta los 1000 segundos su valor decrece hasta 0.39, en el instante de la rotura, se ha detectado el valor de 0.16.

Cuando se aplican las ecuaciones (5), sin considerar el factor ϕ , en el momento de la rotura, se obtiene un momento resistente de:

M resistente dado por la fórmula = 144147.8 kg-cm

El momento actuante en el momento de la rotura, que ocurrió en la sexta hilada vale:

M actuante en campo = 144316 kg-cm

Al dividir el momento actuante en el campo entre el momento resistente dada por las fórmulas, se obtiene:

$$\frac{\text{Momento de campo}}{\text{Momento no min al}} = 1.04$$

CONCLUSIONES

- 1 Cuando se aplican cargas uniformes, a una viga de concreto armado simplemente apoyada, las deformaciones reales de la viga son mayores que las deformaciones dadas por la teoría elástica.
2. Al aplicar cargas a una zapata de concreto armado cimentada sobre suelo arcilloso, las deformaciones reales del suelo son mayores que los asentamientos de contacto conforme el esfuerzo aplicado crece.
3. Cuando se aplican cargas a un sistema viga-columna-zapata-suelo, las deformaciones de la viga son mayores que los del suelo en un instante, pero esta condición puede

invertirse como en nuestro caso, y luego las deformaciones de la viga superaron a las del suelo en el instante de la rotura.

4. Al aplicar cargas uniformes de manera constante a una viga simplemente apoyada de concreto armado, la relación $EI_{real} / EI_{teórico}$ vale 0.39 en instantes previos a la rotura.

5. El análisis de estructuras cimentadas sobre suelo, debe considerar la interacción del conjunto estructura-suelo como un sistema, y no cada uno de manera independiente.

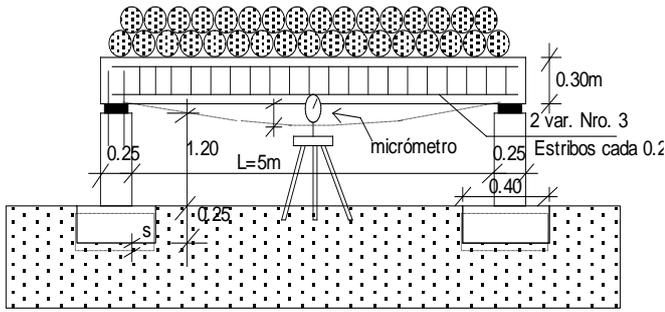


Fig. (1). Sistema formado por viga, columnas, zapatas y suelo.

DIAGRAMA DE ESFUERZO - DEFORMACION DEL SUELO

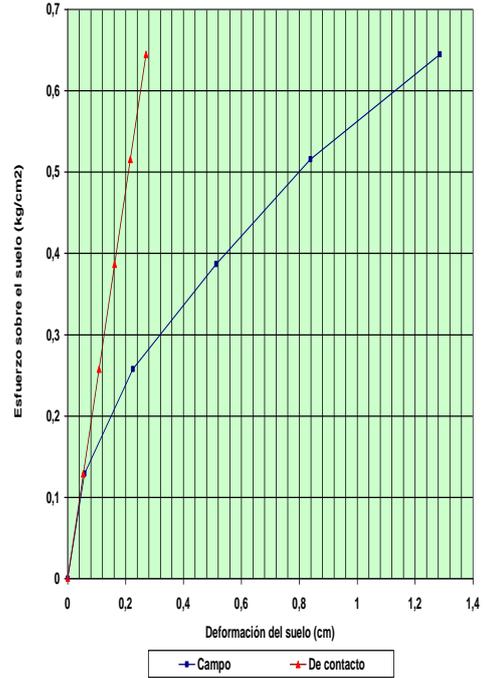
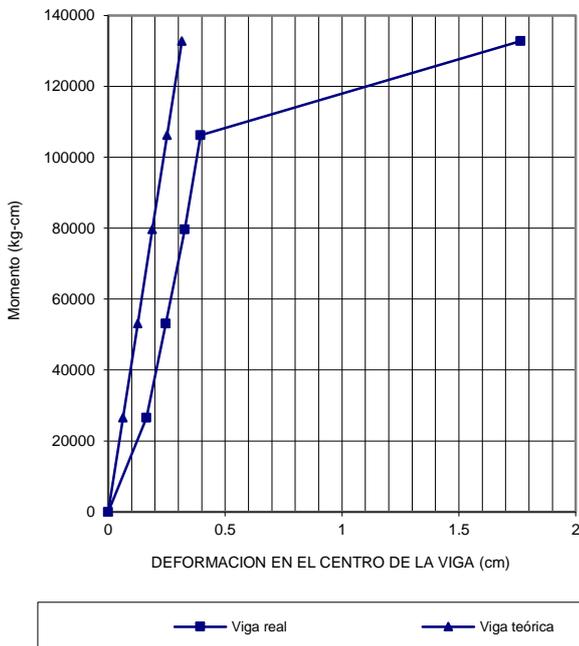
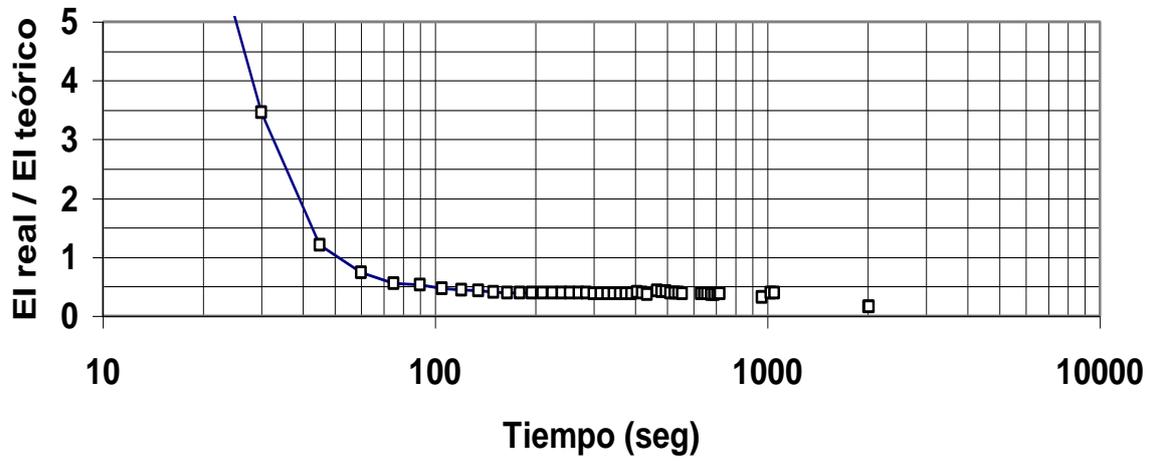


DIAGRAMA DE MOMENTO vs DEFORMACION DE VIGA EN EL CENTRO



VARIACION DE El real / El teórico vs. TIEMPO



DEFORMACIONES DE SUELO, ESTRUCTURA-SUELO Y VIGA vs. TIEMPO

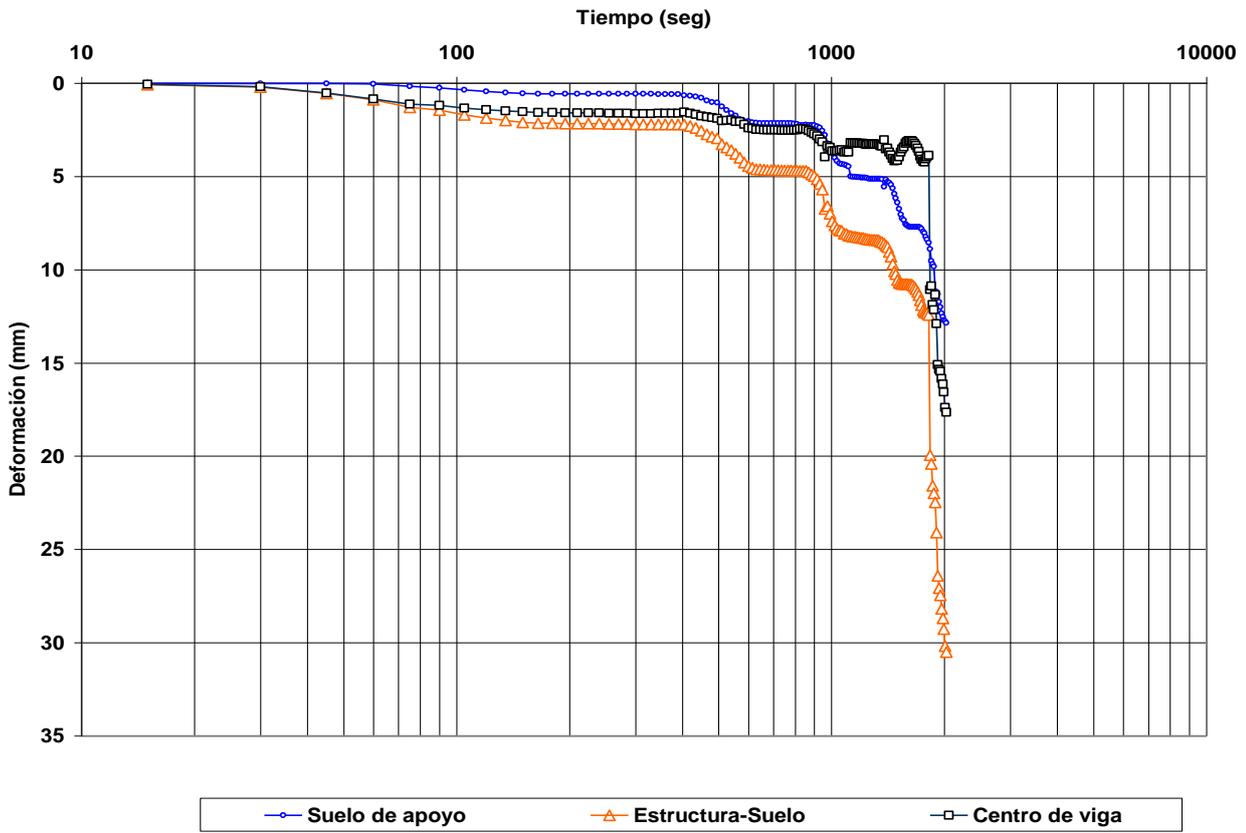




Foto (1). Sistema Viga - Columnas - Zapata - Suelo, con colocación de Trípodes con Micrómetros.



Foto (2). Micrómetro de Deformación colocado en el centro de la viga, con eje solidario a la viga.



Foto (3). Cargado de Viga con probetas de concreto simple de 12.5 Kg. Cada una.



Foto (4). Continuación del proceso de cargado de viga. Se aprecia notablemente la deformación.



Foto (5). Estado de la Viga después de la falla. El apoyo fijo esta en la izquierda y el apoyo móvil en la derecha.



Foto (6). Grietas producidas en la zona central de la viga, después de la falla.



Foto (7). Vista posterior de la viga con las grietas después de la rotura. Como se puede apreciar llegan hasta la zona de compresión del concreto.



Foto (8). Vista de la Curvatura adoptada por la viga, y levantamiento de la misma en el apoyo móvil.

ANEXO

FORMATOS PARA ENSAYOS DE LABORATORIO



DATOS:

Solicitado por: _____

Procedencia: _____

Proyecto: _____

Ubicación del proyecto: _____

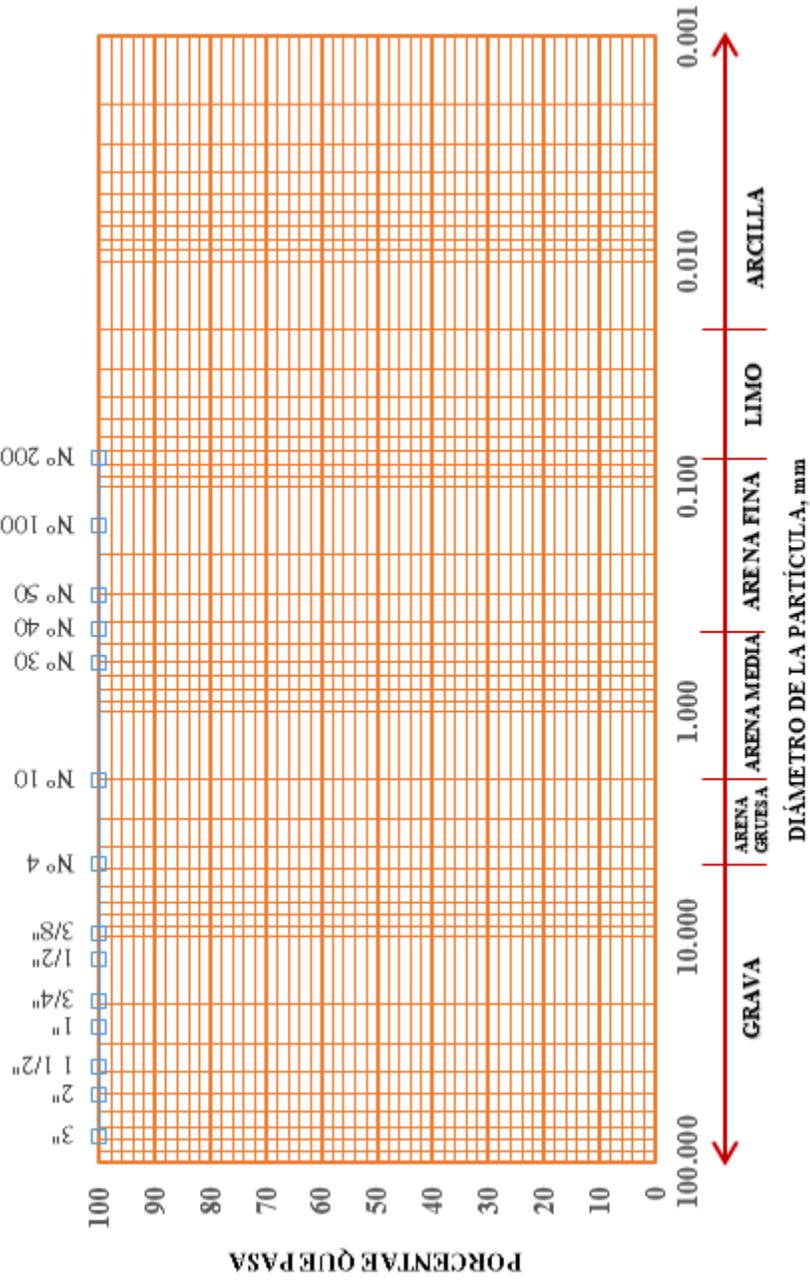
Calicata - muestra: _____

Fecha: _____

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

Calicata - muestra:					
Profundidad, m:					
Tipo de suelo:					
Peso original del suelo, gr:					
Pérdida por lavado, gr:					
Peso a tamizar, gr:					
Abertura de la malla		Peso retenido, gr	Porcentaje retenido, %	Porcentaje acumulado, %	Porcentaje que pasa, %
Pulgadas	mm				
3"	75.00				
2"	50.00				
1 1/2"	38.10				
1"	25.00				
3/4"	19.00				
1/2"	12.50				
3/8"	9.50				
Nº 4	4.75				
Nº 10	2.00				
Nº 20	0.85				
Nº 40	0.425				
Nº 60	0.250				
Nº 100	0.15				
Nº 200	0.074				
PLATILLO					
SUMA					
TOTAL					

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



DATOS:

Solicitado por: _____

Procedencia: _____

Proyecto: _____

Ubicación del proyecto: _____

Calicata - Muestra: _____

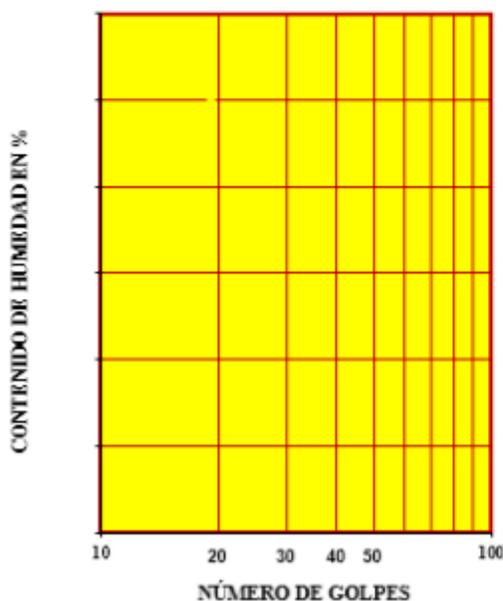
Fecha: _____

ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO

CALICATA - MUESTRA			
RECIPIENTE N°			
1. Peso suelo húmedo + recipiente, gr:			
2. Peso suelo seco + recipiente, gr			
3. Peso del agua, gr = (1) - (2)			
4. Peso del recipiente, gr			
5. Peso suelo seco, gr = (2) - (4)			
6. Contenido de humedad, (%) = (3) / (5)			
N° de golpes de la copa de Casagrande			

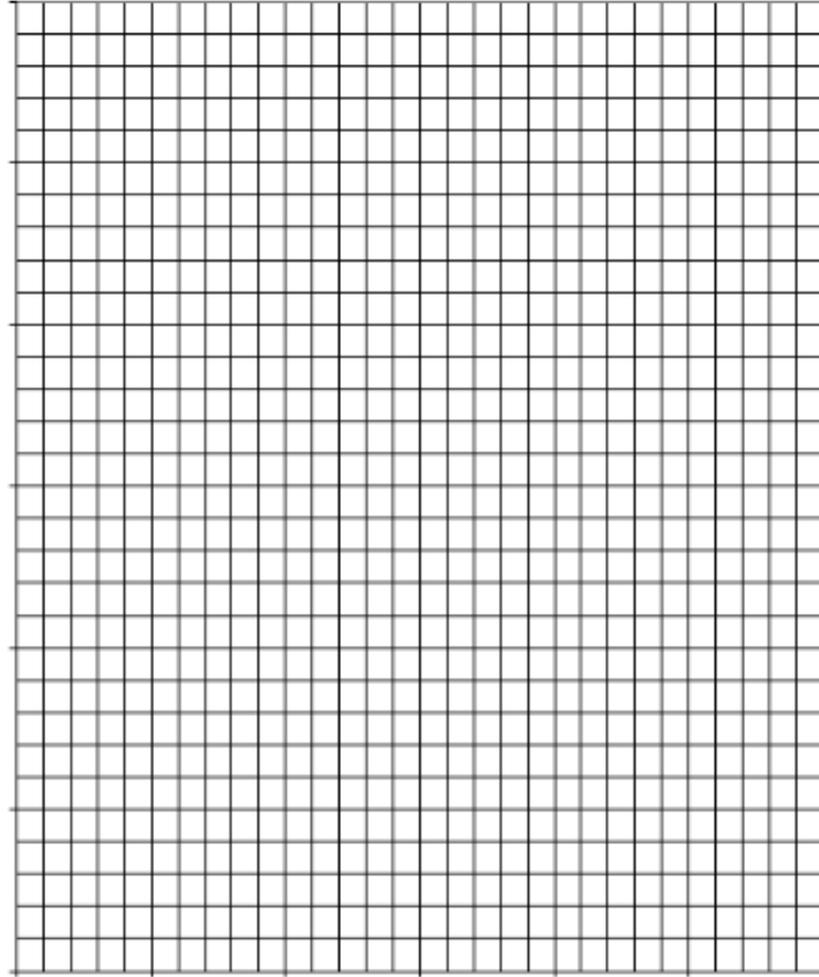
ENSAYO DE LÍMITE PLÁSTICO

CALICATA - MUESTRA			
RECIPIENTE N°			
1. Peso suelo húmedo + recipiente, gr			
2. Peso suelo seco + recipiente, gr			
3. Peso del agua, gr = (1) - (2)			
4. Peso del recipiente, gr			
5. Peso suelo seco, gr = (2) - (4)			
6. Contenido de humedad, % = (3) / (5)			

CURVA DE FLUIDEZ

CALIC-MUES.	
Lím.Líquido, %	
Lím.plástico, %	
Índice plástico, %	

Diagrama Esfuerzo-deformación

Esfuerzo σ , kg/cm^2 Deformacion unitaria, ϵ

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

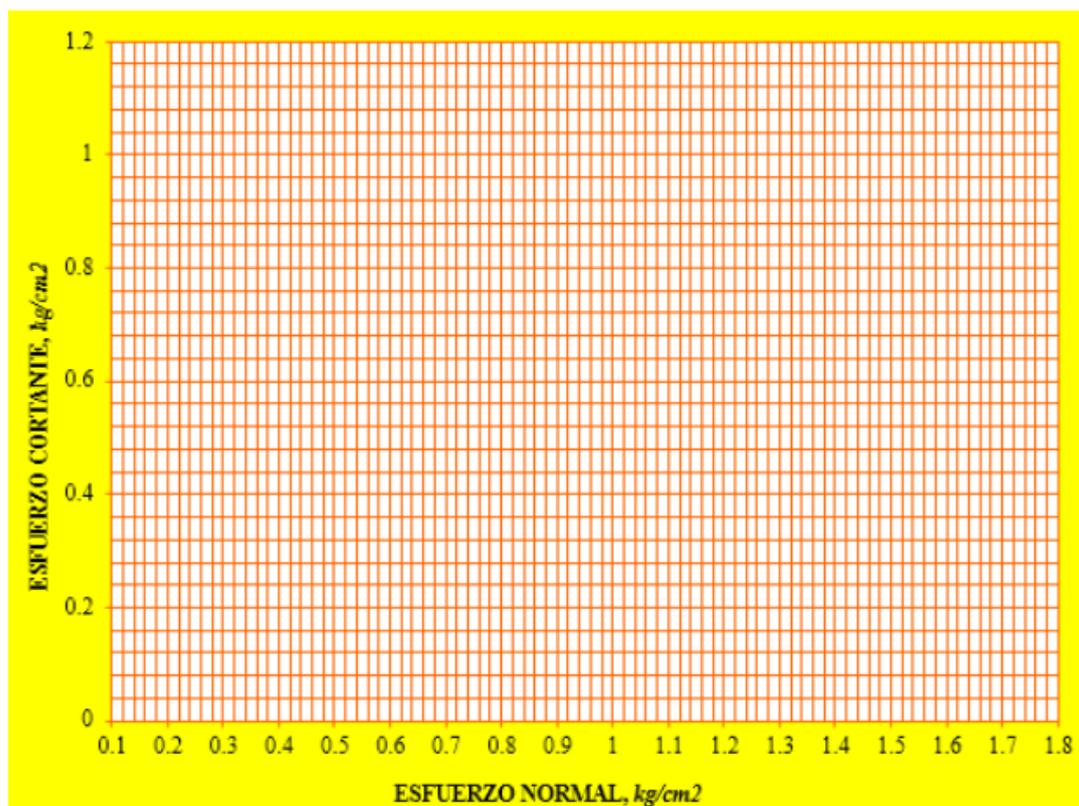
CURVAS ESFUERZO -
DEFORMACIÓN TANGENCIAL



N° DE ESPECÍMEN	PESO VOLUMET. SUELTO (gr/cm ³)	ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)	HUMEDAD NATURAL (%)	HUMEDAD SATURADA (%)	ESFUERZO DE CORTE (kg/cm ²)	PROPORCIÓN DE ESFUERZOS (τ / σ)

Cohesión:

Ángulo de fricción interna:



ENVOLVENTE DE MOHR

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

REGISTRO DE CARGA

PROYECTO:

RESPONSABLE:

CONSOLIDÓMETRO N°

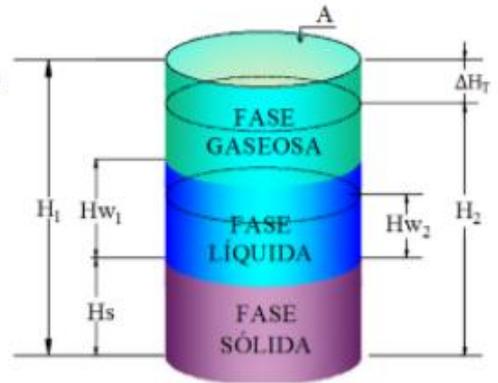
Muestra:

Fecha:

Dia Hora	Carga	Lectura de micrómetro		Dia Hora	Carga	Lectura de micrómetro		Dia Hora	Carga	Lectura de micrómetro	
		Izq.	Der.			Izq.	Der.			Izq.	Der.
	CARGA			15s							
				30s				1min	0.25 kg		
				1min				2min			
				2min				4min			
6s	0.25 kg			4min				8min			
15s				8min				15min			
30s				15min				30min			
1min				30min				60min			
2min				60min				120min			
4min				120min							
8min								1min	0.00 kg		
15min				6s	4.00 kg			2min			
30min				15s				4min			
60min				30s				8min			
120min				1min				15min			
				2min				30min			
6s	0.50 kg			4min				60min			
15s				8min				120min			
30s				15min							
1min				30min							
2min				60min							
4min				120min							
8min					DESCARGA						
15min											
30min				1min	1.00 kg						
60min				2min							
120min				4min							
				8min							
6s	1.00 kg			15min							
15s				30min							
30s				60min							
1min				120min							
2min											
4min				1min	0.50 kg						
8min				2min							
15min				4min							
30min				8min							
60min				15min							
120min				30min							
				60min							
6s	2.00 kg			120min							

CONSOLIDACIÓN: Humedades, relación de vacíos, grado de saturación

Determinación de Humedad	Antes	Después
1. Anillo N°		
2. Peso anillo + suelo húmedo		
3. Peso de anillo + suelo seco		
4. Peso del agua (2-3)		
5. Peso del anillo		
6. Peso de suelo seco, W_s (3-5)		
7. Contenido de humedad, w% (4/6)		



Gravedad específica, $S_s =$

Diámetro del anillo, $D =$ cm

Área de anillo, $A =$ cm²

Altura de la muestra al principio del ensayo, $H_1 =$ mm.

Altura de sólidos, $H_s = 10 \cdot W_s / (S_s \cdot A) =$ mm.

Variación total en la altura de la muestra: $\Delta H =$ mm.

Altura final de la muestra $H_2 = H_1 - \Delta H =$ mm.

Altura inicial de agua $H_{w1} = w_1 \cdot H_s \cdot S_s =$ mm

Altura final de agua $H_{w2} = w_2 \cdot H_s \cdot S_s =$ mm

Relación de vacíos inicial $e_1 = (H_1 - H_s) / H_s =$

Relación de vacíos final $e_2 = (H_2 - H_s) / H_s =$

Grado de saturación inicial, $G_w1 = H_{w1} / (H_1 - H_s) =$ %

Grado de saturación final, $G_w2 = H_{w2} / (H_2 - H_s) =$ %

Tiempo transcurrido para cada incremento de carga. (Hr.)

Fecha en que se aplicó el incremento de carga	Presión p kg/cm ²	Lectura micrómetro mm	Deformación $\Delta H'$ mm	Correc. por compresión. mm	Deform. corregida. ΔH mm	$\Delta H/H_s$	Relación de vacíos $e =$ $e_1 - \Delta H/H_s$
	0.25						
	0.50						
	1.00						
	2.00						
	4.00						
DESCARGA							
	1.00						
	0.50						
	0.25						
	0.00						

Consolidómetro N°			
Peso específico realtivo de sólidos, S_s			
Altura de sólidos (mm), H_s			
Altura inicial de la muestra (mm), H_1			
Relación de vacíos inicial e_1			
Altura final de la muestra (mm), H_2			
Relación de vacíos final e_2			
Fecha en que se aplicó el incremento de carga	Tiempo transcurrido para cada incremento carga, hr 24 horas	Presión, p (kg/cm ²)	Relación de vacíos, e
		CARGA	
		0.25	
		0.50	
		1.00	
		2.00	
		4.00	
DESCARGA			
		1.00	
		0.50	
		0.25	
		0.00	

