



202
2/2/85

**Universidad Nacional
Autónoma de México**

Facultad de Ingeniería

**Fallas y Recomendaciones Técnicas
en la Construcción de Cimentaciones
para edificación**

T E S I S
Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a

EFRAIN SORIANO CRUZ



México, D. F.

1985



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	<u>Pág. No.</u>
1. INTRODUCCION	3
2. REFERENTE A FALLAS	4
2.1 Requisitos de una cimentación	
2.2 Geometría de un Talud	
2.3 Diseño y construcción	
2.4 Presencia de agua en excavaciones	
2.5 Maquinaria y equipo	
3. REFERENTE A RECOMENDACIONES	30
3.1 Requisitos y clasificación de las cimentaciones	
3.2 Geometría de un Talud	
3.3 Diseño y construcción	
3.4 Presencia de agua en excavaciones	
3.5 Maquinaria y equipo	
4. CONCLUSIONES	110
5. BIBLIOGRAFIA	112

I. INTRODUCCION

Probablemente mi poca experiencia en la industria de la construcción, me ha hecho caer en interrogantes al hacer observaciones directas cuando se realiza una excavación, esta situación de incertidumbre unida a la necesidad de presentar mi examen profesional me ha motivado para desarrollar el presente trabajo.

Dentro de mis posibilidades que son muy modestas, he procurado darle a esta exposición un enfoque práctico; apoyándome en notas sobresalientes que el Ing. José Sprin - gall C. tan atinadamente nos proporcionó en el curso de Cimentaciones de esta Facultad.

En el Capítulo 2 procuré describir algunas fallas que he observado en diferentes obras que se han realizado en el Distrito Federal, incluyendo alguna información ya existente. En relación al Capítulo 3, he reseñado en esencia el mismo contenido del Capítulo 2, sólo que ahora enfocado hacia las recomendaciones, basándome en la bibliografía localizada al final del presente ensayo.

Finalmente, agradezco la valiosa orientación que me dio el Ing. José I. Ruiz Barra y el Ing. Enrique del Valle Calderón, sin olvidar a todos mis maestros que de una forma directa o indirecta han influido para mi formación.

E. Soriano C.

2. REFERENTE A FALLAS

2.1 REQUISITOS DE UNA CIMENTACION

Karl Terzaghi ha dicho, quien solo conoce la teoría de la mecánica de suelos y carece de experiencia práctica puede ser un peligro público; la anterior reflexión nos induce a otra cuestión que plantearíamos así: Quien realiza las cimentaciones y desconoce lo fundamental de la mecánica de suelos también puede ser un peligro público.

En la actualidad es un requerimiento de todo ingeniero competente que se dedique a las cimentaciones de edificios el estar familiarizado con la obra de aquellos hombres que se han dedicado al estudio de la utilización de los suelos. Cualquier estudio de mecánica de suelos constituye un intento para establecer un conocimiento ordenado de los factores que definen el comportamiento de los suelos y su capacidad para resistir cargas. Para aprovechar plenamente los beneficios de semejante ordenación teórica, además, se necesita establecer claramente los requerimientos de construcción.

Es igualmente importante que el contratista y todos los elementos de la construcción ejecuten debidamente lo dispuesto. En general, para el estudio de cimentaciones, van a interesar las tres propiedades mecánicas principales de los suelos; resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

En el caso de un edificio interesarán las dos primeras propiedades, excepto cuando se efectuaran excavaciones bajo el nivel freático donde podría interesar la tercera para fines de construcción.

Estos requisitos deben aplicarse en forma racional para evitar diseños defectuosos. Si la cimentación es excesivamente segura, no sólo podrá implicar costos elevados, sino también problemas de construcción. Situaciones como éstas se observan frecuentemente en la aplicación diaria de la ingeniería. Como ejemplo se cita el caso de un edificio, localizado en un sitio donde el subsuelo estaba constituido por depósitos relativamente sueltos y de reducido espesor, bajo los cuales existía una formación de lutitas alteradas.

Se realizaron sondeos de penetración estándar, obteniendo un número elevado de golpes, superior a 30 por 30 cm. de penetración. Como no se obtuvieron muestras inalteradas para determinar en el laboratorio la resistencia al corte, el ingeniero a cuyo cargo estaba el estudio, estimó por correlaciones inapropiadas un valor de adherencia entre pilote y suelo de 1.6 ton/m². pensando en que la cimentación apropiada sería una formada por pilotes precolados trabajando por adherencia. Para pilotes de 60 ton. de carga de trabajo y de 40 cm. de diámetro, determinó y recomendó que la longitud requerida sería de aproximadamente 30 m. El ingeniero estructurista diseñó con esta base la subestructura.

La obra fue concursada conforme a este diseño, procediendo el contratista a colar todos los pilotes. Cuando se intentó hincar el primer pilote, éste no penetró más de 1m. en la lutita alterada y en vista de esta situación el ingeniero consultor en mecánica de suelos propuso hacer perforaciones previas al hincado de los pilotes de diámetro ligeramente menor que el de los pilotes.

Bajo esta nueva recomendación los pilotes penetraron hasta unos 10m. de profundidad. Ante este segundo fracaso, se hizo una revisión de la cimentación, encontrando que la solución era inapropiada debido a que se subestimaron las propiedades del subsuelo, optando por otra cimentación constituida por pilotes cortos trabajando por punta y adherencia, con el fin de aprovechar parte de los pilotes colados. Este es un ejemplo que muestra una falla económica y constructiva, que reportó una pérdida de varios cientos de miles de pesos.

Por el contrario, cuando se elige una cimentación inapropiada y se sobreestiman las propiedades mecánicas del subsuelo, se corre el riesgo de proyectar una cimentación de comportamiento inadecuado, o llegarse el caso de fallas que inutilicen a la estructura y que impliquen una recimentación o una demolición, con la subsecuente pérdida económica. Aun más, la falla puede llegar al colapso total de la estructura. De estos diferentes tipos de fallas, también existe un caso que se presentó en una excavación hecha en la zona céntrica de la ciudad de México.

A grandes rasgos el proceso constructivo de la cimentación fue el siguiente: Siendo rectangular aproximadamente la superficie del terreno de cimentación se construyeron muros milan en todo el perímetro del predio incluyendo otro muro en la parte media del terreno logrando así dos rectángulos limitados por los referidos muros milan; posteriormente se hincaron pilotes de adherencia, al terminar esto, se instalaron pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático; en estas condiciones se inició la excavación con una draga de arrastre, siendo el avance de la siguiente forma:

Se excavó en el centro de uno de los referidos rectángulos dejando taludes de material a su alrededor al obtener el nivel de diseño en esta zona, se descabezaron algunos pilotes que no penetraron lo especificado y se procedió a construir parte de la subestructura misma que sirvió de apoyo para apuntalar los muros milan y de esta forma poder continuar la excavación del material faltante. Lo que aquí hemos descrito se repitió en el rectángulo faltante sólo que en éste, las condiciones eran diferentes ya que uno de sus lados largos colindaba con una calle muy transitada por vehículos además de que ya se manifestaban problemas de retraso de obra.

Precisamente en este tramo y obedeciendo a razones de tiempo se decidió que la distribución de troqueles se hiciera más holgada de lo que originalmente se había recomendado, provocando así, que los empujes laterales de tierras a que estaba sujeto el muro perimetral del sótano se desplazara en su parte inferior originando un desplome considerable en el referido muro y como consecuencia un eje de la estructura modificado.

En la misma obra estando construida la losa de cimentación, su losa tapa y la retícula de trabes y muros de contención quedó creado el cajón de cimentación, encima del cual quedaron localizados tres sótanos; En la etapa en que casi quedaban concluidos los sótanos por inconvenientes en el proceso constructivo se determinó que la draga de arrastre fuera retirada dejando pendiente para extraer algo de material producto de la excavación y una gran cantidad de cascajo producto de demoliciones.

Posteriormente se resolvió que con este material se rellenarán las celdas que formaban el cajón de cimentación, algunos meses después casi concluida la estructura con siete niveles arriba del nivel de la calle se pudo apreciar que un edificio colindante estaba sufriendo fracturas en sus muros y tuvo que apuntalarse dicho edificio mientras se terminaba de concluir la obra, sin embargo al revisar los niveles de la obra en construcción se pudo apreciar que en una parte de la estructura ya tenía un importante desnivel en sus losas; razón por la cual se procedió a desalojar el material con que originalmente se habían llenado las celdas de cimentación; obviamente que el trabajo para poder sacar este material fue demasiado tedioso en virtud de que se tuvo que meter gente a las celdas y con pico, pala y botes se sacaba el cascajo al piso del sótano inferior y de ahí se tuvo que cargar en camionetas Pick-up ya que por su altura un camión materialista no cabía en los citados sótanos; una vez cargada de cascajo la camioneta salía a la calle donde era descargada manualmente, habiendo suficiente volumen de material en la calle se procedió a cargar ese material a camiones de volteo mismos que descargaban el cascajo en otro terreno cercano a la obra, algunas semanas más tarde el cascajo depositado en el nuevo terreno, nuevamente tuvo que ser cargado a mano a camiones de volteo para que finalmente fuera llevado a un tiro fuera del Distrito Federal.

Con relación al edificio colindante que mencionamos anteriormente queda aclarar que sufrió desniveles importantes en sus diferentes pisos los cuales tuvieron que renivelarse con pisos de madera. Es evidente que en esta obra se presentaron fallas técnicas, constructivas de programación y planeación las cuales necesariamente tuvieron que trascender a la falla de la economía.

Un factor muy importante que debe cuidarse en las cimentaciones es el que se refiere a los asentamientos tolerables. En la ciudad de México existen edificios que presentan fuertes desplomes y asentamientos diferenciales, que afectan hasta los aspectos más simples de su funcionamiento, a un grado tal que se extreman los cuidados para evitar que se desplace el mobiliario rodante.

2.2 GEOMETRIA DE UN TALUD

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

Será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder definir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse; aquí radica la esencia del problema. La gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural. La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos.

Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelos:

- a. Factores geomorfológicos:
 - a.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud.
 - a.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.
- b. Factores internos:
 - b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
 - b.2 Estados de esfuerzos actuantes.
- c. Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea.

Se citan a continuación las fallas más comunes de los taludes:

- a) Falla por deslizamiento superficial.
- b) Falla por movimiento del cuerpo del talud.
- c) Fallas por erosión.
- d) Falla por licuación.
- e) Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación.

Con relación a esto último relataremos un caso ocurrido en una excavación de 5m. de profundidad realizada en el centro de la Ciudad de México:

En esta obra se instalaron unas oficinas provisionales y una bodega de herramientas y materiales sobre la corona de uno de los taludes. Al iniciar el corte del referido talud el arquitecto que fungía como residente general de la obra, determinó que, se dejara una corona de 5m. de ancho cuya longitud era de aproximadamente 25 mts., al paso de algunos días y ya estando en la profundidad señalada en el talud aparecieron pequeñas fisuras y ligeros deslizamientos de tierra, esto indujo al residente a que se aplanara el talud con mezcla convencional (arena, cemento y agua); sin embargo esta medida no fue suficiente para el buen comportamiento de la estabilidad del talud, ya que días más tarde el talud falló, arrastrando en el derrumbe instalaciones, equipos, herramientas y varias toneladas de cemento mismo que al mojarse se hechó a perder.

De todo lo anterior es evidente que la geometría del talud no era la correcta y esto trajo como consecuencia la pérdida de una cantidad importante de dinero y un retraso en el programa de la obra.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiadas cosas diferentes, a veces radicalmente distintas, ya que dentro de la denominación genérica estabilidad de taludes se incluyen demasiados aspectos, de manera que el estudio directo del problema, sin diferenciar en forma clara tales variantes, tiene que conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que presentan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas.

Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Desde un punto de vista vías terrestres, existen fallas ligadas a la estabilidad de las "laderas naturales"; se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep). Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. El Creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas.

El Creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año.

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi; el Estacional que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el Masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia sólo se puede atribuir al efecto gravitacional.

El primero que en mayor o menor grado existe siempre producirá movimientos que podrán variar con la época del año; el segundo se manifestará por movimientos prácticamente constantes.

Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; esto ha sido establecido por Griggs y por Bishop que al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla.

También parece razonable pensar que al mecanismo superficial, de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes "artificiales"; Falla rotacional: Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación.

Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material. Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

Falla traslacional: Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociada a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud. La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas, también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Falla por Licuación: Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entre en licuación. Las dos causas a que puede atribuirse la pérdida de resistencia son:

- a) Por el incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo correspondiente de presión de poro.

- b) Por desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizá como consecuencia de un sismo, una explosión, etc. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo, cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquélla.

La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada. Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos fi nos no plásticos, o sus mezclas.

Las arenas sueltas con $D_{10} < 0.1$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en el terreno de cimentación.

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre asociadas a arcillas marinas emergidas por la recuperación isotática de los continentes y lavadas con posterioridad, con lenta substitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones sodio), que propician la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y un gran aumento en su sensibilidad.

Esta menor resistencia conduce a un menor margen de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos; que fallan sin causa aparente.

En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

2.3 DISEÑO Y CONSTRUCCION

En cuanto a su seguridad, la cimentación tiene que cumplir con los requisitos básicos de estabilidad, a saber:

- a) Ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
- b) No deberá asentarse o emerger más allá de los valores tolerables por la estructura y obras colindantes.
- c) Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.

Estos requisitos son independientes uno del otro, pero los tres deben satisfacerse, es decir, que si sólo dos de ellos se cumplen, la cimentación resultará inadecuada. Por otro lado, su aplicación debe ser racional para evitar diseños defectuosos, ya que si la cimentación es excesivamente segura, no sólo implicará costos elevados sino también problemas de construcción.

Es frecuente que para una estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. Esta será la que además de cumplir con los requisitos básicos de seguridad, sea más económica y de fácil realización.

Por lo expuesto, puede resumirse que la elección de la cimentación apropiada implica un buen conocimiento de los aspectos técnicos, de construcción y de costos, tres condiciones estrechamente relacionadas entre sí que pueden operar en forma inadecuada si una se desliga de las otras.

Establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación apropiada, los pasos involucrados en su elección y análisis son los siguientes:

Interpretación de datos

En una primera etapa, a partir de la interpretación conjunta de los datos de proyecto, las características del subsuelo y de los factores ambientales, se desechan las alternativas de cimentación obviamente inadecuadas. Este puede ser el caso de un edificio alto y pesado que proyecte construirse en suelos altamente compresibles -como arcillas blandas o depósitos de suelos orgánicos y turba- para el que a primera vista resultaría inadecuada una cimentación superficial a base de zapatas o losa de cimentación.

Capacidad de carga

Como segundo paso deberá determinarse la capacidad de carga del conjunto subestructura-suelo, cuidando que los esfuerzos cortantes inducidos al subsuelo no excedan la resistencia de éste, afectada por un factor de seguridad razonable.

Los análisis deben hacerse considerando la condición de carga estática y su combinación con cargas accidentales, la omisión de esto puede conducir a fallas. Al respecto se cita el caso de un conjunto de estructuras de 1 y 2 niveles, construido sobre áreas ganadas a una laguna costera -a partir de rellenos-, que se cimentaron con pilotes y que durante un sismo sufrieron grandes daños que obligaron a reemplazar y reforzar la superestructura.

Cuando se va a realizar una edificación es común y hasta necesaria la construcción de obras provisionales, tal es el caso de los soportes (muertos) que se construyen para dar apoyo a una torre grúa la cual por lo general se desmonta al finalizar la edificación y en ese momento los referidos soportes dejan de ser provechosos procediéndose a su demolición, es evidente que estos apoyos son de utilidad y se justifica su construcción y posterior demolición, sin embargo hay trabajos que se realizan que no tienen razón de ser y que desde luego reflejan la inexperiencia de las personas que lo están ejecutando.

A este respecto citaremos algunos detalles ocurridos en una excavación realizada en la Ciudad de México: Se trata de un terreno de forma rectangular con medidas aproximadas de 37m x 73m.; en virtud de que se realizaría una cimentación profunda, originalmente se tuvo que excavar un cajón de 1 m. de profundidad para darle acceso a la maquinaria que se encargaría de hincar los pilotes; días más tarde este cajón tuvo que rellenarse 50 cm. con cascajo por que su profundidad no era la correcta.

Lo anterior equivale a comprar 1 350 m³. de cascajo, regarlos y luego levantarlos y pagar para ir a tirarlos fuera de la obra. Con referencia a la misma obra, estando la excavación en pleno apogeo, quedó manifiesto que por concepto de acarreo de tierra producto de excavación ya se había pagado el 80% del volumen total y en la realidad únicamente se había acarreado material equivalente a un 50%.

En otra obra semejante se pudieron apreciar pormenores tales como los siguientes:

Teniendo ya la plantilla para desplantar la estructura, se tenía el armado de la losa de cimentación y simultáneamente se descabezaban pilotes cayendo el material producto de demolición al interior de la parrilla que formaba el armado, al desalojar los trozos de concreto manualmente se crea un trabajo tedioso y un retraso para colar la referida losa de cimentación.

En otra ocasión, terminada de descimbrar una de las primeras columnas de desplante, el arquitecto residente descubre que la columna se encuentra fuera de uno de sus ejes por lo que le reclama a la persona que la coló y ésta a su vez le responde que así se la entregó el carpintero, al preguntársele al carpintero sobre lo mismo responde; Si los trazos me los dieron mal por qué me reclaman la mala localización, además por qué me la supervisan cuando ya está colada.

En lo que se refiere a la localización de la estructura y su cimentación, es frecuente observar fallas. Como ejemplo se cita el caso de una aeropista que se localizó sin tomar en cuenta las características del subsuelo, sobre un terreno irregular tanto en estratigrafía como en propiedades mecánicas, el cual contenía espesores muy variables de arcilla de alta compresibilidad.

La pista se construyó sobre este terreno y al poco tiempo presentó deformaciones por hundimientos diferenciales que fueron causa para inutilizarlo y construir otro localizado en un terreno de mejores características, ahora sí tomando en cuenta las propiedades del subsuelo. En puentes se presentan a menudo fallas por localización defectuosa.

2.4 PRESENCIA DE AGUA EN EXCAVACIONES

Las excavaciones que requieren las obras de ingeniería alcanza frecuentemente profundidades superiores a la del nivel freático. En el caso de que el material excavado sea una arena, limpia y permeable, la presencia del agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de la excavación bajo el nivel freático; según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena, de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua; así, al tratar de profundizar la excavación bajo el nivel freático sólo se logra ensancharla, pero sin avance práctico en la dirección vertical. Aparte de estas dificultades, la presencia del agua anegando la excavación dificulta y encarece extraordinariamente todos los trabajos del ingeniero, tales como preparación de cimbras, colados de concreto, etc.

Resulta así muy deseable el lograr dejar la excavación en seco para profundizarla o trabajar en ella en forma cómoda y eficiente; esto se logra bajando el nivel freático en toda el área de la excavación a una profundidad mayor que la de la excavación misma.

Si el material en que se ha de excavar es una arcilla compresible e impermeable, ha sido frecuente extender a él las mismas ideas que se expusieron para las arenas; sin embargo, el problema es, por lo menos en ciertos aspectos, diferente. En una arcilla, si se pudiese hacer la excavación y construcción posterior de la estructura, con una rapidez ideal, no existiría problema alguno; ahora el material se está extrayendo con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que, si el tiempo de exposición es suficientemente corto, el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia.

En realidad, no obstante, los tiempos de excavación no satisfacen esas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia, con las previsibles consecuencias sobre sus taludes y produciendo expansiones.

Ahora el problema es controlar el flujo del agua hacia la excavación, que aunque no llegue a inundarla, por su escaso gasto, producirá todos los efectos maléficos de que se ha hablado. También este efecto puede conjurarse con un adecuado control del flujo hacia la excavación.

En la realidad de las obras se presentan casos que combinan los dos anteriormente mencionados. Uno frecuente es una excavación en arcilla cuyo fondo queda próximo a un manto acuífero arenoso, como el agua en la arena está a la presión hidrostática, pudiera ser que ésta fuera igual o superior a la presión debida al peso de la capa de arcilla sobre el manto de arena, en cuyo caso se rompería el fondo de la excavación, con las consecuencias imaginables. Problemas como éste pueden evitarse controlando la presión del agua en el manto de arena.

Con el propósito de mejorar cada esfuerzo que se lleve a cabo, en la industria de la construcción se deben analizar las formas de realizar las operaciones rutinarias para lograr una determinada tarea, provocando así una manera más fácil, económica y segura de hacer las cosas. Lo anterior es importante por los siguientes argumentos:

- a) Cada obra es diferente
- b) El personal no es de planta
- c) Las actividades no son repetitivas
- d) Las actividades duran poco

Además de lo anterior existe la tendencia en el constructor de responsabilizar al maestro de obra de la ejecución, dirección y selección de procedimientos, atribuyéndole una "genial habilidad" organizadora y planificadora.

Con la intención de ejemplificar algunas fallas por la presencia de agua en cimentaciones, narraremos lo ocurrido en una excavación de 5 m. de profundidad y 1 200 m². de superficie que se realizó en el centro de la Ciudad de México:

En virtud de que no hubo abatimiento del nivel freático previo a la excavación, la persona responsable de la obra se coordinó de tal forma que, cuando la retroexcavadora se encontrara con el flujo de agua, el fluido se canalizaría y sería conducido a un tambor con perforaciones en sus lados el cual serviría como un cárcamo y de este lugar el agua era bombeada al exterior. Considerando que el referido tambor originalmente se colocó a 2 m. de profundidad, la excavación antes de llegar a los 2 m. señalados ya tenía problemas con el agua, la retroexcavadora en lugar de sacar tierra húmeda sacaba lodo, en estas condiciones las tapas de las cajas de los camiones eran botadas violentamente al tratar de acarrear el lodo, estos percances ocurrían en la misma obra o en plena calle; lo anterior originó un cambio al método de flujo de agua que se venía utilizando.

Es evidente que un trabajo en estas condiciones crea una obra sucia difícil de transitar y desde luego un encarecimiento y retraso de la obra.

Hay excavaciones en las que ocurren verdaderos accidentes motivados por el agua, tal es el caso de una excavación que al estar se realizando, tuvo problemas de agua en virtud de que en la entrada al predio y como a 1 m. de profundidad aproximadamente pasaba una tubería de asbesto con agua potable, al transcurrir algunos días después de iniciada la excavación y como en el referido acceso tenían que circular camiones y maquinaria, estos equipos provocaron la rotura de la tubería anteriormente citada, trastornando así la excavación por la presencia de agua además de provocar la suspensión del servicio público de agua potable en varias viviendas.

El principal obstáculo que se interpone en la realización de algún cambio es el problema humano ya que, en general, la gente es renuente al cambio. La principal causa de esto es el temor a la pérdida del prestigio, al fracaso, etc. La mejor forma de superarlo es el buen conocimiento y entendimiento de las cosas.

Es común el uso ineficiente de la mano de obra. Esto se debe a la mala o nula comunicación que se tiene con los obreros; las órdenes no son claras y específicas, ni tampoco se les indica la mejor manera de hacer las cosas.

Para tratar de descubrir una mejor manera de realizar las cosas se necesita además de tener una mente abierta al cambio, un espíritu de creatividad y una posición contraria al conformismo, al tradicionalismo, a la timidez y a la suficiencia. Es necesario tener presente que no se deben cambiar las formas de realización de las cosas sólo por cambiarlas, sino por mejorarlas.

Todos los planos y especificaciones de cualquier proyecto los deberían examinar y revisar conjuntamente los ingenieros de construcción y los encargados de su futura conservación, obviamente es esencial que exista la debida cooperación y trabajo de equipo; lo que aquí hemos expuesto obedece a que en la actualidad es común observar edificios en el D.F. que han quedado sentenciados a quedar inundados de agua proveniente del N.A.F., razón por la cual tienen que estar bombeando periódicamente el agua hacia la calle.

De una manera similar podemos observar cómo algunos registros comunicados por medio de ductos que utiliza la compañía de luz se encuentran anegados de agua, en muchas ocasiones estas aguas son freáticas que se filtran por una mala mano de obra y posteriormente una mala impermeabilización; en estas condiciones cuando se tiene la necesidad de hacer un trabajo dentro de uno de estos registros primeramente tendrá que bombearse el agua hacia el exterior.

2.5 MAQUINARIA Y EQUIPO

En Edificación, al realizar una excavación se debe disponer de la maquinaria de construcción adecuada con la que puedan ejecutarse los trabajos dentro de los plazos establecidos, cumpliendo a la vez, con las especificaciones y planos dados por el proyectista.

Cualquier excavación puede ser ejecutada mediante diversos procedimientos de construcción y empleando diferente tipo de maquinaria; pero, lógicamente, siempre existirá algún procedimiento y cierta maquinaria por medio de los cuales el constructor realice en forma óptima sus operaciones, desde el punto de vista de la economía y cumpliendo con planos y especificaciones.

Acarreos: Al realizar una excavación aparece la necesidad de trasladar el material producto de la excavación a un lugar fuera de la obra; comúnmente el lugar donde se deposita este material se le denomina tiro, cuya localización es muy variable; en la ciudad de México estos tiros normalmente se hallan a una distancia que varía entre 20 y 30 km. a partir de la zona céntrica de la ciudad; un camión materialista tarda en hacer este recorrido entre 45 y 60 minutos, sin embargo este tiempo puede cambiar dependiendo de lo favorable o conflictivo que sea el tráfico; los referidos camiones materialistas normalmente tienen una capacidad de 8 m³. para transportar material, de acuerdo con todo lo anterior y en condiciones normales de trabajo un camión que sea cargado con máquina puede desalojar de una obra un promedio de 50 m³. de material diariamente.

Desde luego que esta apreciación no es absoluta ya que hay muchos factores que la pueden alterar por ejemplo: Si el operador de la excavadora o del mismo camión no es muy hábil el proceso de excavación será más lento.

En ocasiones a la limpieza de una excavación no se le da la debida importancia a pesar de que puede acarrear problemas,

como ejemplo relataremos lo ocurrido en una excavación que ya tenía problemas por varios días de retraso de obra, la referida excavación sólo tenía un acceso que servía de entrada y salida de camiones, el paso de circulación de vehículos se encontraba invadida de pedacera de varillas, en este lugar al estar maniobrando una retroexcavadora se insertó una punta de varilla en uno de sus neumáticos el cual quedó prácticamente inservible, en estas condiciones la retroexcavadora quedó obstruyendo el paso durante el día deteniendo así, el trabajo de acarreos que realizaban los camiones y el paso de ollas de concreto que abastecían de material a los tramos por colar.

Al hacer los acarreos de material producto de una excavación participa todo tipo de personal desde el superintendente hasta el peón pasando por ingenieros residentes, chequeadores, operadores de maquinaria y choferes, todo este personal en sus diferentes niveles puede tener poca o mucha honestidad.

Hemos citado el término honestidad en virtud de que en los acarreos es muy común observar problemas originados por gente con poca ética, al respecto describiremos lo ocurrido en una excavación; cuando un camión saca un viaje de tierra de una excavación, lo normal es que en la entrada de la obra haya una persona que funge como chequeador, este individuo recibe del chofer del camión cargado una nota de remisión en la que vienen asentados los siguientes datos: fecha, nombre de la compañía constructora, localización de la obra, nombre del fletero, cubicación del camión, material desalojado; después de verificar lo anterior el chequeador es tampa su firma y le regresa la remisión original al chofer quedándose él con una copia, de esta forma el chequeador da fe que el viaje de material existió.

Como se puede apreciar el chequeador tiene el poder de decidir en un momento dado de reportar viajes inexistentes y de esa forma venderle notas de remisión firmadas a los choferes sacando provecho personal ambas personas, al respecto se dio el caso de una excavación en la que ya se había pagado el 80% del volumen total y en la realidad sólo se tenía un avance del 50%.

En el nivel de los ingenieros se presentó un caso que ocurrió de la siguiente forma: Antes de iniciada la excavación el arquitecto responsable de la obra, sondeó con diferentes fleteros el precio por m³. de acarreo, cuando determinó qué persona se haría cargo de los acarreos, el arquitecto habló con el fletero y le condicionó el trabajo, informándole que el precio de los acarreos que él había solicitado le fueron aceptados con la condición de que a la hora de facturar esos precios serían incrementados en un 10%, así que la diferencia del precio solicitado por el fletero y el precio incrementado sería reembolsado en efectivo al arquitecto a la hora de autorizarle su estimación.

Acarrear material producto de excavación en la actualidad tiene un costo promedio de \$ 625.00 el m³., esto es considerando las condiciones que hemos mencionado al principio de este tema; Texcoco y Santa Fe son los rumbos básicos que sirven al D.F. para abastecerlo de grava y arena y también en estos lugares se llegan a localizar tiros para depositar tierra o cascajo, teniendo en cuenta los problemas de precios que afrontamos actualmente, a continuación mostramos cómo han variado los precios de algunos conceptos que en forma directa o indirecta influyen para el costo de acarreo y suministro de materiales que una obra requiere, en el D.F.:

<u>Fecha</u>	<u>Grava y Arena (en la mina)</u>	<u>Gasolina</u>	<u>Llanta (1000-20)</u>	<u>Sueldo de chofer (mensual)</u>
may-85	\$ 1,060.00 m ³	\$ 55.00 lt.	\$ 50,035	\$ 51,000
nov-84	690.00 m ³	40.00	47,000	38,000
nov-83	510.00 m ³	30.00	30,700	25,000
nov-82	300.00 m ³	10.00	19,800	19,000
nov-81	225.00 m ³	6.00	7,800	13,000
nov-80	135.00 m ³	2.80	6,000	9,000

Un problema que padece la industria de la construcción es la falta de pago de las obras terminadas. El atraso en los pagos repercute en los costos de las obras sobre todo si éstas no han sido terminadas. El costo del dinero anda arriba del 108%, es decir, ocho puntos mensuales.

Las obras mientras más tarde se paguen, cuestan más, de suerte que a los seis meses el costo del dinero cubre por completo el costo de los insumos o de la mano de obra. Pero es más lo que se paga, si se toma en cuenta el alza de ciertos productos, como la gasolina; como todo es un cadena en la industria de la construcción es evidente que los acarreos serán igualmente afectados.

Demolición: En nuestro medio, es muy común observar que cuando se va a realizar una obra de edificación, previamente a ésta, hay la necesidad de demoler una estructura existente en el mismo predio donde se pretende construir la nueva obra; anteriormente la industria de la construcción no consideraba la demolición como una práctica técnica seria. Se suponía que no era merecedora de ningún respeto y se dejaba, indisciplinadamente, al alcance de cualquier persona que quisiera empezar una empresa de este tipo empleando un camión, un obrero y un marro.

A pesar de que la mayoría de los contratistas era, y es, gente responsable y ansiosa de promover su industria, aún se encuentran en el medio personas ignorantes y carentes de escrúpulos. En el contexto de este tema la ignorancia es, probablemente, la falta más grave.

Puede decirse que la capacidad de recursos de que disponga un ingeniero para la ejecución de una demolición, deberá estar en proporción de la misma, a fin de que sus operaciones sean conducidas en la forma más eficiente y económica posible.

Para no tener demoliciones antieconómicas, estos recursos deberán aprovecharse acertada y oportunamente ya que de lo contrario podemos caer en situaciones inconvenientes, como ejemplo citaremos el caso de la demolición de un edificio donde la cantidad de acero por recortar era importante y al no haber equipo de corte se decidió ir cortando el acero con cegueta, viendo que este proceso era demasiado lento y costoso finalmente se optó por conseguir el equipo de corte.

Otro caso es el de la demolición y limpieza de una pequeña superficie de piso de concreto que tenía el inconveniente de mucha urgencia, razón por la cual se contrataron los servicios de un traxcavo, transcurrieron 20 días y por alguna causa esta máquina no había hecho nada, considerando esta situación, se decidió hacer este trabajo manualmente quedando concluido en 10 días.

Actualmente nos enfrentamos a la demolición de estructuras de diseño sofisticado y complejo, por lo que es necesario tomar en cuenta los principios originales de diseño. Se utilizaba - aún se utiliza cuando es conveniente - la bola de demolición, pero no es posible hacer uso de ella indiscriminadamente en las estructuras modernas, ni de otros métodos igualmente rudimentarios, mismos que pueden causar vibraciones y agrietamientos y, por consiguiente, un colapso incontrolable.

Se han presentado nuevas técnicas de diseño y construcción, que exigen un alto grado de conocimientos por parte de los ingenieros, circunstancia que permite a estos últimos diseñar y construir estructuras más eficaces, en las que los diversos miembros dependen de su propia interacción para obtener la estabilidad total y desarrollar al máximo su resistencia, al comportarse como una unidad tridimensional. El conocimiento acerca de las propiedades de los materiales de construcción se ha incrementado; en virtud de ello, el acero, el concreto y los demás materiales actualmente se producen con una alta calidad, lo cual permite que se empleen con mayor eficacia.

Por consiguiente, se han reducido los factores de seguridad en el diseño, de modo que se producen estructuras que, aunque son mejores, presentan mayor tendencia a fallar si se intenta demolerlas careciendo de los conocimientos necesarios.

La tecnología puede caer en manos de personas inexpertas o que no la comprendan correctamente, lo que indudablemente causaría problemas. Para proteger tanto al trabajador como al espectador inocente, es necesario que personas calificadas establezcan una forma de control. Pero antes de evaluar el tipo o grado de control necesario se deben considerar, en primer término, algunos problemas asociados con la demolición de estructuras modernas.

La estructura más común en la actualidad es la de marcos de concreto reforzado, misma que se emplea desde hace muchos años, aunque las estructuras modernas a base de marcos son más complejas y esbeltas. Por lo general las estructuras de este tipo son continuas, y sus componentes no pueden desconectarse fácilmente, ya sea por medios mecánicos o aprovechando un aspecto del diseño. Se deberá planear un procedimiento preciso y determinar los sitios donde se va a cortar, tomando en cuenta el efecto sobre el resto de la estructura, una vez que se haya quitado determinado elemento.

La eliminación de un elemento dará como resultado una redistribución de los esfuerzos, cuya configuración tiene que entenderse, puesto que un esfuerzo demasiado grande puede causar una falla repentina.

Las estructuras a base de elementos prefabricados presentan otro problema, que a primera vista aparentemente no existe, debido a que, en su forma más sencilla, estas estructuras parecen estar contruidas colocando un elemento sobre otro. Sin embargo, la clave del diseño de los elementos de concreto prefabricados reside en las conexiones, las cuales están diseñadas de forma tal que el edificio se comporte como una estructura continua. Es decir, la conexión es la unión que permite a las unidades transferir los esfuerzos de un elemento a otro, y permite a éstos apoyarse el uno al otro.

A menudo los sistemas de conexión son muy complicados y no es fácil separar las unidades sin conocer el método de construcción empleado. Si se rompe una conexión y no se toma en consideración tal circunstancia, se elimina un vital eslabón del conjunto, dejando a la estructura en un estado peligroso.

Aparte de estos problemas técnicos también se pueden encontrar pro
blemas prácticos al remover unidades grandes y pesadas.

Probablemente el material más difícil de demoler es el concreto presforzado. Por lo general no es obvio si un elemento de concreto es preforzado, o si sólo es de concreto reforzado, porque ambos pre
sentan el mismo aspecto externo. También es muy difícil determinar, por medio de la inspección, qué clase de presfuerzo se utilizó. Por esto, antes de emitir un juicio deben consultarse los detalles del dise
ño.

En 1975, la National Federation of Demolition Contractors publicó un informe, en el que presentó una lista de sugerencias para ayudar a reconocer el concreto presforzado. Los consejos son acertados, pero no se les puede considerar como un método completo. Si un determinado elemento cumple cualquiera de los criterios dados, puede suponerse que es presforzado, pero el procedimiento contrario no siempre resulta válido; puede darse el caso de que un elemento no cumpla con ninguno de los criterios y, no obstante, sea presforzado.

Los miembros de concreto presforzado tienen el potencial de una bomba altamente explosiva; cualquier trabajo para demolerlos tiene que efectuarse con precaución. La energía contenida en ellos podría liberarse instantáneamente si se cortara un tendón no adherido, lo que provocaría un verdadero desastre. Por otra parte, una viga pos
tensada por etapas (por ejemplo; la aplicación de carga durante la construcción, inyección de lechada a los tendones) cuando se le aplica la carga final, puede representar un peligro si se le quita la car
ga sin soltar los tendones, uno por uno, al tiempo que se reduce la carga progresivamente. Es imperativo que únicamente personas altamente calificadas preparen los planes para la demolición, autoricen el trabajo y lo supervisen.

Finalmente queda un último punto que considerar: ¿ se cuenta con personas que tengan los conocimientos y experiencia apropiados para examinar, rectificar si es necesario y aprobar las propuestas de de
molición de los contratistas?

Una vez que un ingeniero ha estudiado el diseño, puede decidir en cuáles puntos es posible separar los componentes de una estructura, el orden en que deben desmantelarse los miembros, y dónde es necesario colocar soportes provisionales u otros dispositivos de seguridad; pero ¿puede este mismo ingeniero indicar cuál es el método de demolición apropiado? Las personas expertas en métodos de demolición probablemente no lo sean en llevar a cabo una evaluación de ingeniería y viceversa.

Como ejemplo de lo que esto implica se puede considerar el manejo de explosivos pequeños. Cuando éstos se emplean apropiadamente, pueden ser muy efectivos, pero su uso inadecuado provocaría un desastre ¿Cuántos ingenieros estructurales tienen conocimientos acerca de explosivos? La lanza térmica es también un instrumento rápido y eficiente pero, de nuevo, sólo cuando la manejan operadores capacitados que pueden determinar en cuáles casos debe utilizarse.

Así, tenemos que pensar en un nuevo tipo de ingeniero; un asesor de demolición que sepa combinar los conocimientos del diseñador con los del demoledor. Esta afirmación apoya el comentario hecho anteriormente, con respecto a que los estudiantes de ingeniería o arquitectura deben tomar un curso de demolición, puesto que, si se ha de progresar en este campo, dicho progreso tiene que iniciarse en el aula escolar.

3. REFERENTE A RECOMENDACIONES;

3.1 REQUISITOS DE UNA CIMENTACION

Una cimentación es la o las partes de una estructura que le proporcionan apoyo a la misma y a sus cargas. Incluye al suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas.

Así en un edificio cimentado sobre zapatas, la cimentación está constituida por el conjunto zapatas-suelo. En una cortina de tierra, el elemento de cimentación es el propio terreno que la subyace.

Como todas las partes de una estructura, la cimentación debe cumplir con los requisitos de estabilidad y economía.

En cuanto a la estabilidad, la cimentación deberá proporcionar un buen comportamiento tanto para la propia estructura como para el destino que vaya a dársele. A este respecto deben observarse los siguientes tres requisitos básicos:

- a) La cimentación deberá localizarse apropiadamente para evitar cualquier influencia futura que pudiera afectar su comportamiento.
- b) La cimentación debe ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
- c) La cimentación no debe asentarse o deformarse más allá de los valores tolerables para evitar daños y reparaciones de la estructura.

El orden de importancia de estos requisitos es el antes señalado.

El primero es difícil de determinar ya que involucra factores muy - diversos, algunos de los cuales no pueden evaluarse analíticamente y deben de determinarse con buen criterio ingenieril.

El segundo requisito es específico. Equivale a la condición que debe de cumplir una trabe de la superestructura para que sea segura a la falla ante la carga de trabajo a que estará sujeta.

El tercer requisito es a la vez específico y difícil de determinar. Equivale a la condición que debe cumplir una trabe para que no se deforme más allá de un valor que pudiera ser objetable; la magnitud de la deformación es específica, pero es objetable porque no puede definirse con precisión.

Estos tres requisitos son independiente uno del otro, pero cada uno debe satisfacerse. Lo anterior significa que si solamente dos de - ellos se cumplen, la cimentación es inadecuada.

Como puede deducirse de lo anterior, en general para el estudio de cimentaciones, van a interesar las tres propiedades mecánicas principales de los suelos; resistencia al corte, compresibilidad y permea**u** bilidad.

A manera de resumen citaremos estas tres propiedades a continua - ción:

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los - suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y, de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos.

Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es la que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1778 por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla

c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse.

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación 1 del caso $c=0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1 quedará representada por una línea recta, la 2 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar el criterio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1 como representación matemática, pero abandonado la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica, ni se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales $\bar{\sigma}_1$, $\bar{\sigma}_2$ y $\bar{\sigma}_3$; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes.

Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo $[\tau_f = f(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)]$, pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio, $\bar{\sigma}_2$. De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo $\bar{\sigma}_2$ en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe $\bar{\sigma}_2$ a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla.

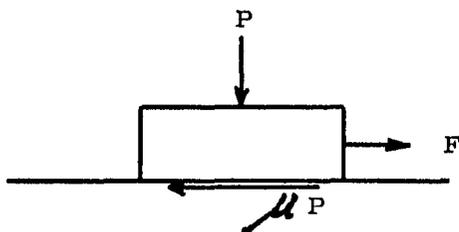


Fig. 1.- Concepto mecánico de la fricción.

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (fig. 1).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y \bar{r} es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, ζ_f , puede relacionarse con \bar{r} por una expresión del tipo

$$S = \zeta_f = \bar{r} \tan \phi \quad (3)$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s), debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve, a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 3 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna.

Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión.

$$s = \zeta_f = c \quad (4)$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción"

$$s = \zeta_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (5)$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos granulares, si bien no la única. Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

Una de las herramientas más útiles con que cuenta la ingeniería para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, es el Círculo de Mohr.

COMPRESIBILIDAD

La deformación de los suelos cohesivos, aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos plásticos.

De hecho, los más tempranos triunfos de la mecánica de suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también por que éstos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de solicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

CONSOLIDACION

Es el cambio de volumen que sufre un suelo por la aplicación de una carga constante, mediante la expulsión de agua.

Relaciones entre $\bar{\sigma}$ y e

Estas relaciones se representan gráficamente en las "curvas de compresibilidad" (fig. 2). En la práctica se acostumbra trabajar con la gráfica $e - \log \bar{\sigma}$ (fig. 3) pues tiene la ventaja de que por lo general en ella dicha relación es lineal.

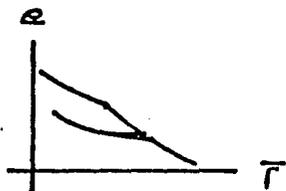


Fig. 2

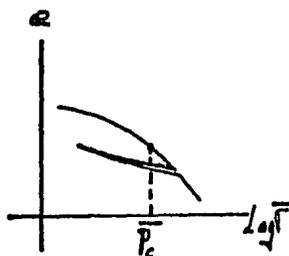


Fig. 3

Curvas de compresibilidad.

La carga correspondiente al punto donde se nota un quiebre en la curva se llama "carga de preconsolidación \bar{p}_c " y equivale a la carga máxima que el suelo ha soportado. La rama de la curva a la izquierda de \bar{p}_c , corresponde a la "rama de recompresión" y la rama a la derecha "rama virgen".

Se dice que un suelo es "preconsolidado" cuando en la actualidad soporta cargas menores a las máximas soportadas por él mismo en épocas anteriores; en estos suelos al efectuar una prueba de consolidación, la carga actuante en el presente es menor que la carga de preconsolidación.

Se dice que un suelo es "normalmente consolidado" cuando la carga que soporta en la actualidad es la mayor que ha soportado desde que se formó, es decir, la carga soportada por el suelo corresponde a la carga de preconsolidación.

Son muchas las causas que producen los asentamientos de las estructuras, entre las principales están la consolidación y la distorsión del subsuelo, directamente relacionadas con la carga que se transmite al mismo. Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, así, el movimiento de las partículas de suelo ocurre sólo en dirección vertical. Esta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

A continuación se presenta un resumen de las fórmulas de la teoría de la consolidación que se usan con frecuencia para el cálculo de asentamientos:

Coficiente de compresibilidad: $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$

Coficiente de variación volumétrica: $m_v = \frac{a_v}{1+e}$

Coficiente de consolidación: $C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$

Coficiente de Permeabilidad: $k = \frac{a_v H^2}{5(1+e) t_{50}}$

Factor tiempo: $T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2} = \frac{C_v t}{H^2}$

Donde:

- Δe = variación de relación de vacíos
- Δp = incremento de presión
- k = permeabilidad
- t = tiempo
- H = espesor del estrato
- γ_w = peso volumétrico del agua
- p_0 = presión inicial
- C_c = índice de compresibilidad

Fórmulas para calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

$$\Delta H = \frac{a_v}{1 + e} \Delta p H$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

Fórmula para calcular el asentamiento por consolidación en el tramo virgen de la curva de consolidación:

$$H = \frac{C_c}{1 + e} \left(H \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \right)$$

Asentamiento ocurrido en un tiempo t:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

$$S_t = m_v \Delta p H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

Ejemplo:

Sobre el estrato de arcilla de 3 m. de espesor mostrado en la fig. 4, se va a colocar una sobrecargas de 4 ton/m². Se desea determinar con los datos indicados en la figura la magnitud del hundimiento y en qué tiempo se va a producir el 90% de ese hundimiento.

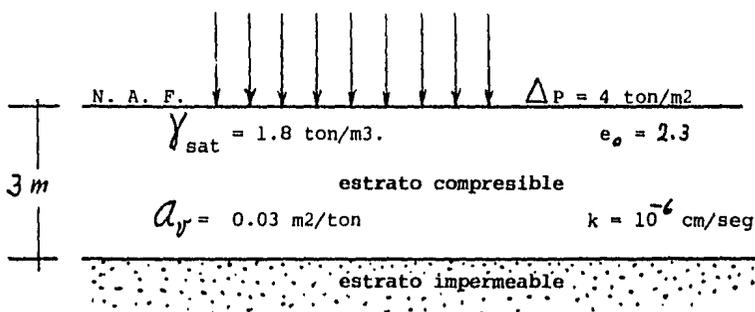


Fig. 4

Solución:

Considerando que el estrato tiene un espesor muy pequeño, se supone Δp como constante.

Para calcular el hundimiento se emplea la expresión:

$$\Delta H = m_v \Delta P_H$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} = \frac{0.03}{1 + 2.3} = \frac{0.03}{3.3} = 0.00909 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

$$\Delta H = m_v \Delta P_H = 0.00909 \times 4 \times 3 = \underline{0.10908 \text{ m}}.$$

Para calcular el tiempo en que se va a producir el 90% del hundimiento se tiene la fórmula:

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \implies t = \frac{TH^2}{C_v}$$

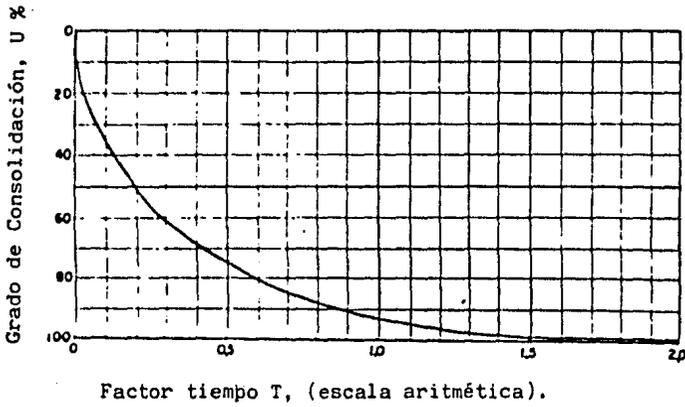
$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{10^{-6} (3.3)}{0.03 \times 1} = \frac{3.3}{3,000,000} = 0.000,0011 \text{ m}^2/\text{seg}.$$

Para $U = 90\%$ se tiene $T = 0.848$, de las relaciones o curvas teóricas de consolidación fig. 5.

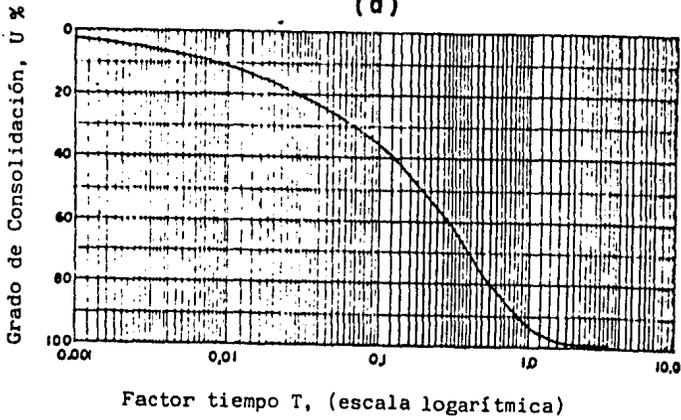
$$t = \frac{TH^2}{C_v} = \frac{0.848 \times 9}{0.0000011} = 6,938,181.8 \text{ seg} = \frac{6938181.8}{60} = 115,636.36 \text{ min}$$

$$t = \frac{115,636.36}{60} = 1,927.27 \text{ horas} = \frac{1,927.27}{24} = 80.3 \text{ días}$$

=====



(a)



(b)

FIG. 5. Curvas teóricas de consolidación

- a) Trazado aritmético
- b) Trazado semi-logarítmico

RELACION TEORICA U (%) - T -

SEGUN A. W. SKEMPTON

U (%)	T	U (%)	T
0	0.000	50.4	0.200
7.1	0.004	55.0	0.238
10.0	0.008	56.2	0.250
12.4	0.012	60.0	0.287
15.0	0.018	61.3	0.300
16.0	0.020	65.0	0.342
18.9	0.028	65.8	0.350
20.0	0.031	69.8	0.400
21.4	0.036	70.0	0.405
24.7	0.048	75.0	0.477
25.0	0.049	76.4	0.500
27.6	0.060	80.0	0.565
30.0	0.071	81.6	0.600
30.3	0.072	85.0	0.684
35.0	0.096	88.7	0.800
35.7	0.100	90.0	0.848
39.9	0.125	93.1	1.000
40.0	0.126	95.0	1.127
45.0	0.159	99.4	2.000
46.1	0.167	100.0	∞
50.0	0.197		

Ejemplo:

Una estructura cuadrada de 30m por lado descansa sobre una losa de cimentación desplantada a 1.8 m. debajo de la superficie del terreno natural. La presión transmitida por la losa es de 11.22 ton/m²; subyaciendo a la losa existente un estrato de arcilla dura muy consolidada por desecación que puede considerarse como incompresible y que descansa en un estrato de arcilla blanda normalmente consolidada. Calcular el asentamiento total en una esquina de la estructura.

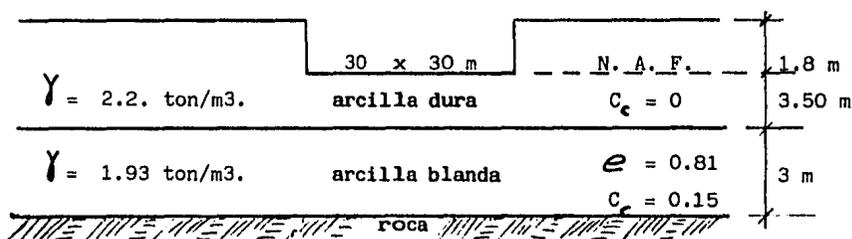


Fig. 6

Primero se calculará la presión inicial:

$$P_o = H_1 (\gamma_1 - \gamma_w) + H_2 (\gamma_2 - \gamma_w) = 1.8 (2.2) + 3.5 (2.2-1) + 1.5(1.93-1) = 9.555 \text{ ton/m}^2.$$

El incremento neto de presión en la base de la cimentación es la carga de 11.22 ton/m² menos el peso del suelo excavado para alojar el basamento.

$$q = 11.22 - 1.8 \cdot 2.2 = 7.26 \text{ ton/m}^2.$$

Ahora calcularemos el coeficiente de influencia w_o a la profundidad deseada; apoyándonos con las gráficas de la fig. 7:

$$m = \frac{X}{Z} = \frac{30}{5} = 6 ; \quad n = \frac{30}{5} = 6$$

$$w_o = 0.25$$

$$\Delta P = q w_o = 7.26 \times 0.25 = 1.815 \text{ ton/m}^2.$$

El asentamiento por consolidación se calcula como:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e} \left[H \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right]$$

$$\Delta H = \frac{0.15}{1 + 0.81} \left[3 \log \frac{9.555 + 1.815}{9.555} \right] = 0.0162 = 1.62 \text{ cm}$$

=====

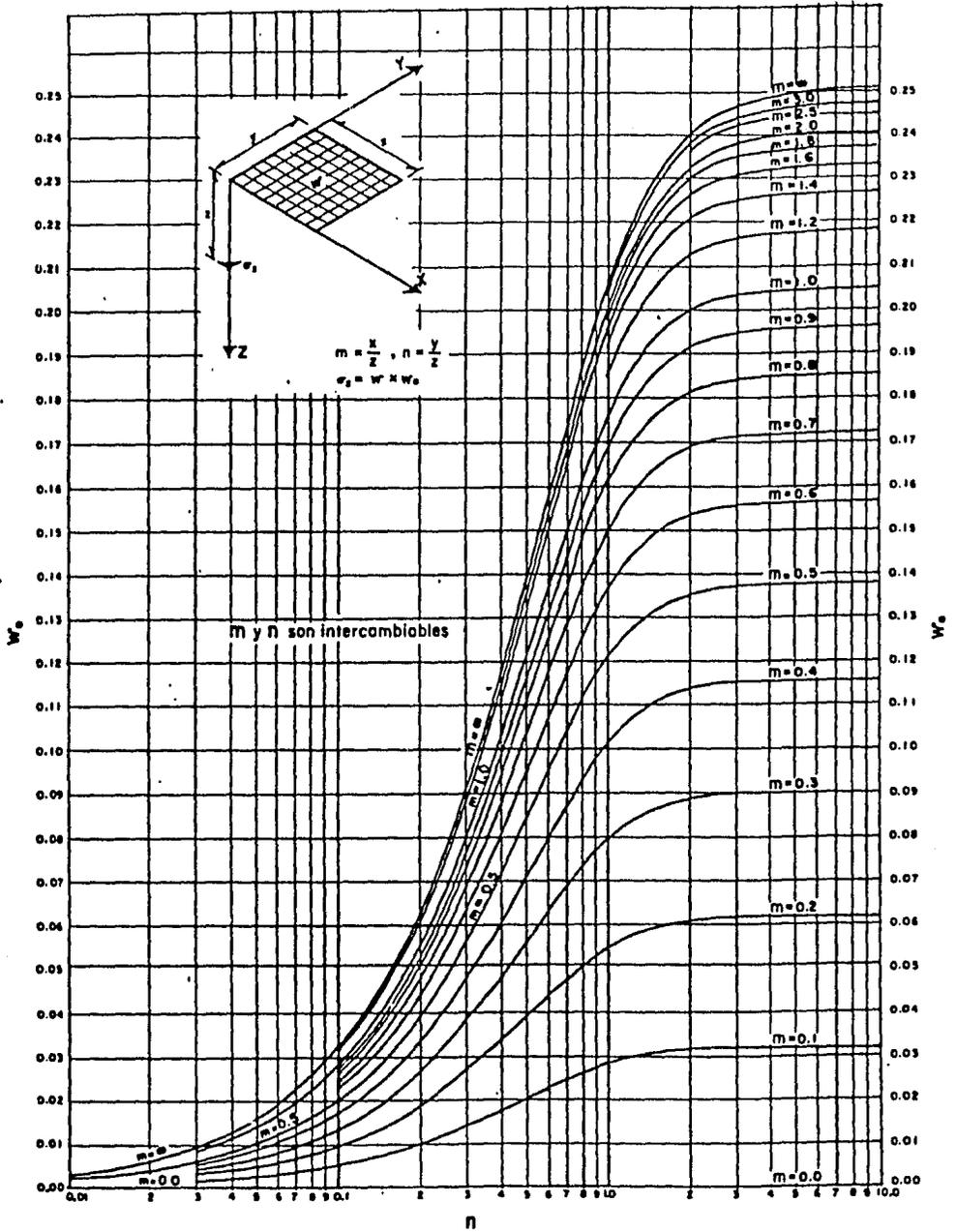


Fig. 7.- AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

Las causas de asentamiento de estructuras son muy diversas, - siendo frecuente la combinación de dos o más de ellas. En la mayoría no es posible cuantificar, al menos con la precisión deseada, el orden de magnitud, por lo que el ingeniero aplica medidas para evitarlas, jugando en este caso un papel determinante el comportamiento mostrado por estructuras en condiciones semejantes, el criterio y la experiencia, para predecir la probabilidad de ocurrencia y daños que pudiera ocasionar.

Entre las causas de asentamiento pueden citarse:

- a) peso propio de la estructura
- b) recuperación de expansiones generadas en excavaciones
- c) sismo y vibración
- ch) saturación del terreno, por inundación, riego de jardines, fuga de instalaciones sanitarias, etc.
- d) contracción de arcillas por secado
- e) extracción de agua del subsuelo
- f) falta o pérdida de apoyo lateral
- g) erosión del subsuelo
- h) asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas
- i) remoldeo de arcillas
- j) fallas de techos de minas o cavernas
- k) degradación de materia orgánica

Las deformaciones que pueden predecirse con mayor grado de aproximación son las impuestas por el peso propio de la estructura. Entre ellas deben diferenciarse las que ocurren a corto y largo plazo.

PERMEABILIDAD DE UN SUELO

Es la facilidad con que un líquido puede circular en el interior de dicho suelo. Interesa conocer la permeabilidad para:

- Cuantificación del gasto que fluye a través del suelo.
- Cuantificación de las presiones de poro generadas por el flujo de agua en suelos.

Ley de Darcy.

La velocidad con que circula el agua a través de un medio, es igual al gradiente hidráulico multiplicado por una constante propia del medio llamada "Coeficiente de Permeabilidad" (k).

$$v = k i$$

donde:

v = velocidad de descarga

i = gradiente hidráulico

$$i = \frac{h}{L}$$

k = coeficiente de permeabilidad

La velocidad de descarga es la que lleva el agua inmediatamente antes de entrar en el suelo o inmediatamente después de salir de él, como se muestra en la figura 8.

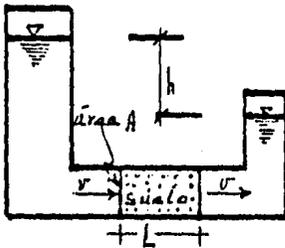


Fig. 8

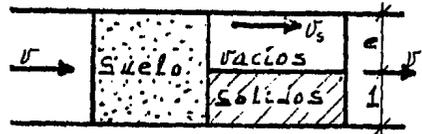


Fig. 9

Cuando el agua fluye en dirección horizontal, se tiene que el gasto total es igual al gasto del estrato 1, más el gasto del estrato 2, así:

$$q = q_1 + q_2$$

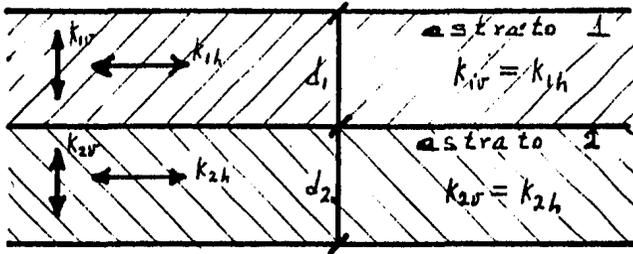


Fig. 10

Si se considera un fondo unitario, el área de la sección transversal será:

$$A_1 = 1 \times d_1$$

de donde

$$q = q_1 + q_2 = k_{1h} i d_1 + k_{2h} i d_2 = k_h i (d_1 + d_2)$$

así para j estratos:

$$k_h = \frac{\sum k_j d_j}{\sum d_j}$$

Cuando el agua fluye en dirección vertical, el gasto que atraviesa el estrato 1 es igual al gasto que pasa por el estrato 2, así, para una área unitaria:

$$q = q_1 = q_2 = k_{1v} \frac{\Delta h_1}{d_1} \quad (1) = k_{2v} \frac{\Delta h_2}{d_2} \quad (1) = k_v \frac{\Delta h}{d_1 + d_2} \quad (1)$$

pero:

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad \therefore \Delta h_1 = \frac{q d_1}{k_1} ; \quad \Delta h_2 = \frac{q d_2}{k_2}$$

y:

$$\Delta h = \frac{q(d_1 + d_2)}{k_v} = \frac{q d_1}{k_1} = \frac{q d_2}{k_2}$$

para j estratos:

$$k_v = \frac{\sum d_j}{\sum \frac{d_j}{k_j}}$$

Como puede observarse, se tiene siempre una permeabilidad mayor en sentido de la estratificación, y ya que en dicho sentido el gasto lo determina el estrato más permeable, mientras que en sentido normal a la estratificación, el gasto está gobernado por el estrato menos permeable.

- e) Grado de saturación.- Cuando un suelo no está totalmente saturado, las pequeñas burbujas que se forman en su interior, pueden trabajar como tapones que hacen que el suelo sea menos permeable.
- f) Naturaleza del Fluido.- La facilidad con que un fluido atraviesa un medio, es función de su densidad y viscosidad.
- g) Granulometría.- Los conductos más pequeños son los que gobiernan la facilidad dada a un fluido para atravesar un medio.

Allen Hazen (1911) encontró que para filtros de arenas el coeficiente de permeabilidad puede ser burdamente expresado como:

$$k = 100 D_{10}^2$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad en cm/seg.

D_{10} = diámetro efectivo en cm.

Las observaciones de Hazen fueron hechas en arenas cuyo diámetro efectivo variaba entre 0,1 y 3 mmm. y el coeficiente de uniformidad no excedía de 5.

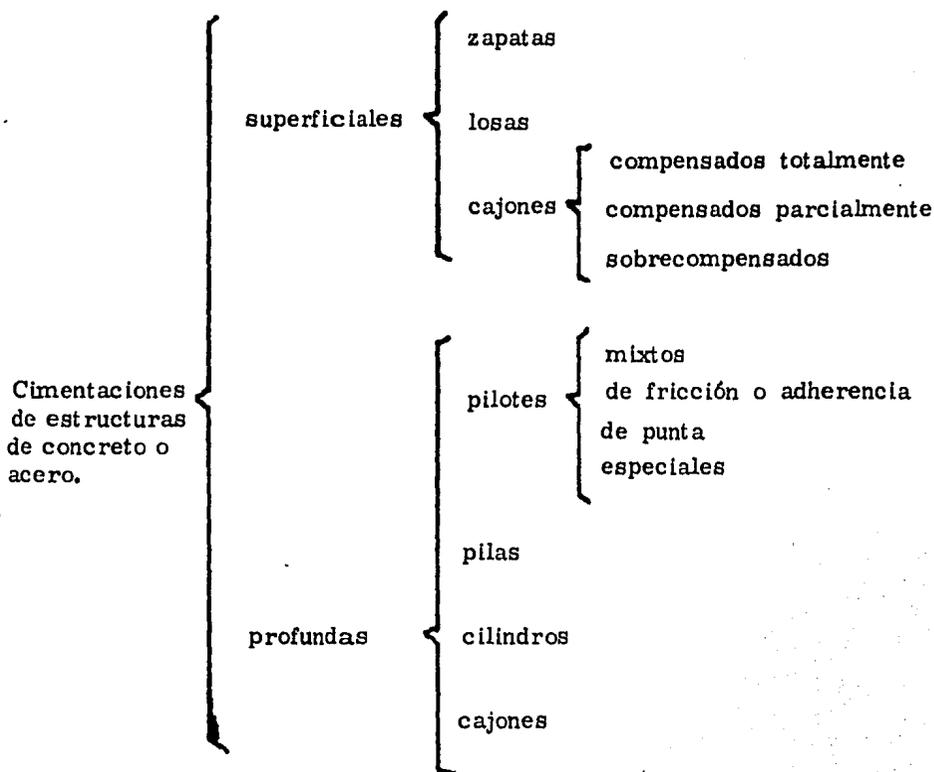
El coeficiente 100 es un promedio de muchos valores cuyos límites son 41 y 146; aunque la mayoría de ellos cayeron entre 81 y 117.

En conclusión, la fórmula de Hazen sólo sirve para dar un valor aproximado del coeficiente de permeabilidad en arenas.

- h) Condiciones de Compactación.- Cuando un suelo se compacta, varían la relación de vacíos (e), el grado de saturación (Gw) y la microestructura.

CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones de estructuras de concreto o acero (edificios, torres, puentes, etc.) se clasifican en la siguiente forma:



Descripción de los tipos de cimentación

Las zapatas y losas de cimentación se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les transmitirá.

Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas y las continuas o corridas bajo muros de carga (fig. 11 y 12). En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad reducir los asentamientos diferenciales.

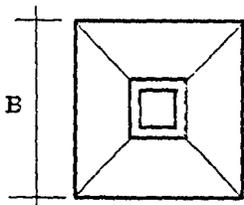
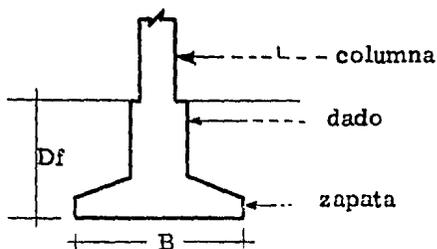


Fig. 11
Zapata cuadrada

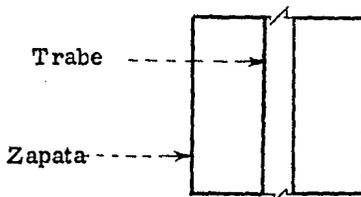
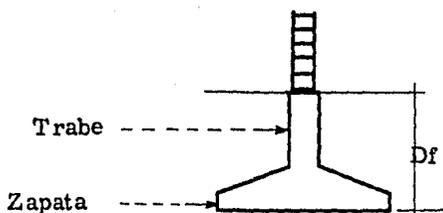


Fig. 12
Zapata Continua

Por razones de economía en nuestro medio, se utilizan comunmente cimientos de mampostería bajo muros de carga de casas de uno y dos pisos (fig. 13).

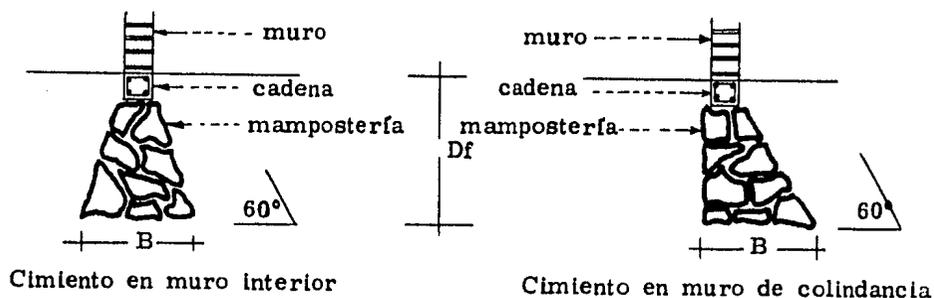


Fig. 13 CIMENTOS DE MAMPOSTERIA.

Las losas de cimentación (fig. 14) se utilizan cuando se requiere reducir la presión de contacto con el terreno. Sin embargo esto no es regla general. Por ejemplo, en casas muy ligeras se han utilizado por economía, cuando se aplican procedimientos de construcción en serie donde la propia losa sirve a la vez de piso de planta baja (fig. 15).

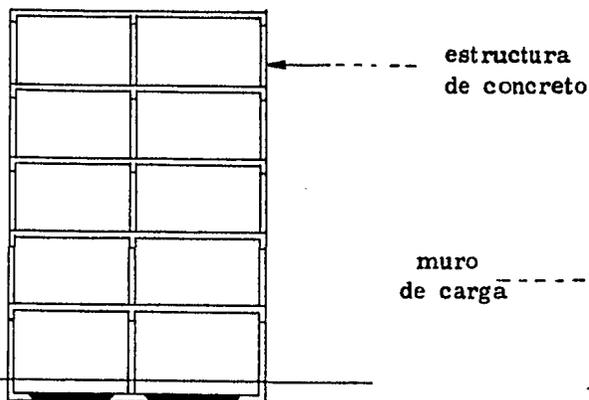


Fig. 14
Losa con traveses

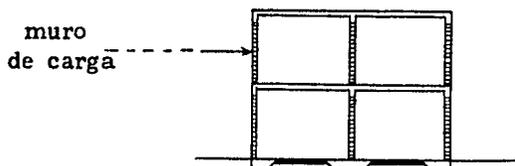


Fig. 15
Losa-piso en casas económicas

Los cajones de cimentación se emplean en terrenos compresibles para reducir la descarga neta y así evitar incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudieran producir asentamientos intolerables. Cuando la descarga neta se hace igual a cero, la cimentación se denomina totalmente compensada. Para lograr esto se requiere excavar un volumen de terreno tal que su peso sea igual al peso del edificio debido a las cargas permanentes.

Si la descarga es sólo una fracción del peso del edificio, la cimentación se denomina parcialmente compensada. La descarga neta se calcula en tal forma que el incremento de presiones en la masa del subsuelo, producido por la misma, sólo ocasione asentamientos iguales o menores que los tolerables.

En algunos edificios ligeros con sótanos o en estructuras totalmente enterradas, donde el peso del terreno excavado es mayor que el de la estructura, las presiones efectivas del subsuelo sufren decrementos. Para esta condición se tiene una cimentación sobrecompensada.

Cuando la profundidad de desplante es mayor que la del nivel freático, el cajón debe ser estanco. Los cajones generalmente están formados por las losas de cimentación y de tapa, retícula de traveses y muros de contención (Fig. 16). En ocasiones la losa de cimentación se substituye por cascarones cilíndricos invertidos.

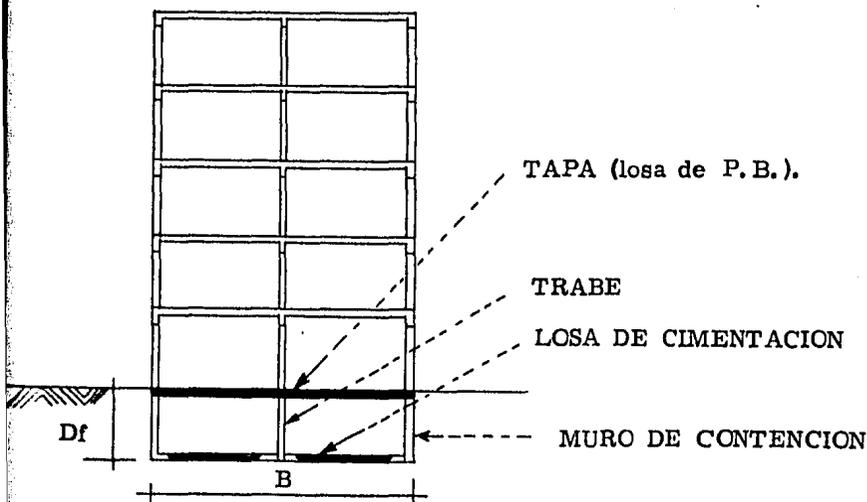


Fig. 16

Cajón de Cimentación

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son muy compresibles, formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo y arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos constituidos por elementos alargados que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos resistentes o menos compresibles que los superiores.

Algunas veces el costo elevado y los problemas de construcción, además de un mal comportamiento de los cimientos superficiales, conducen al empleo de los profundos.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten al subsuelo la carga que a la vez les transmite la estructura, a través de la superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta, sólo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable.

Cuando la fuerza resistente del terreno se debe a la cohesión, como es el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia. Si la fuerza resistente se debe a la fricción entre pilote y suelo granular se les llama pilotes de fricción.

En muchos casos, como ocurre en la ciudad de México donde el subsuelo es muy compresible, los pilotes de adherencia se utilizan junto con un cajón que compensa parte del peso del edificio. La carga no compensada es transmitida a los pilotes para evitar asentamientos intolerables (fig. 17).

Esta solución tiene como ventajas: a) reducir la profundidad de excavación y, por lo tanto, el costo y facilidad de construcción que el caso de una cimentación totalmente compensada; b) que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno.

Cimentación parcialmente compensada y pilotes de adherencia.

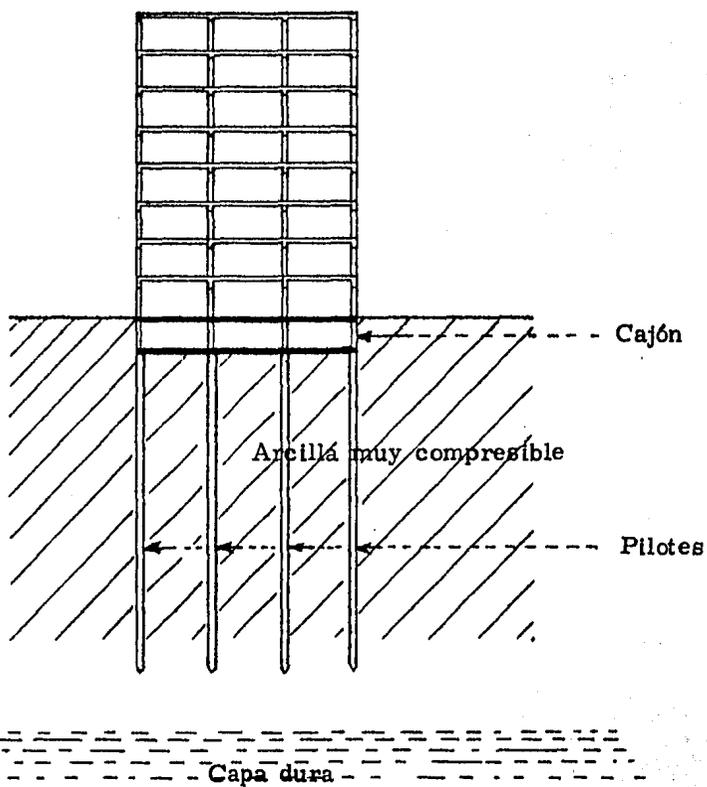
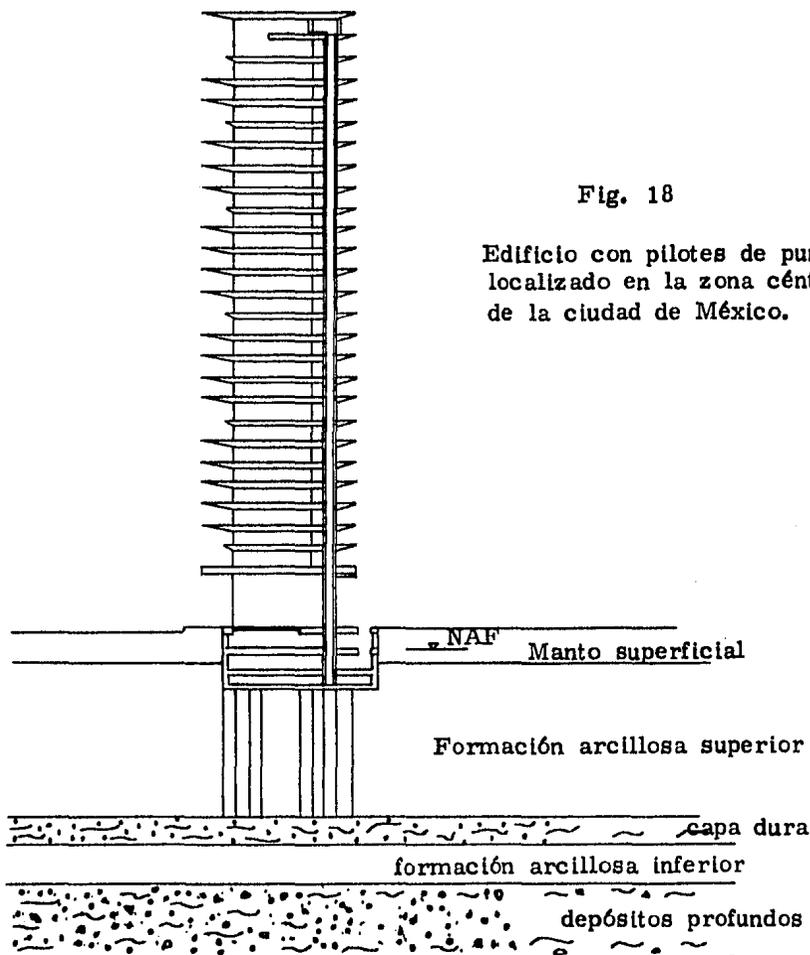


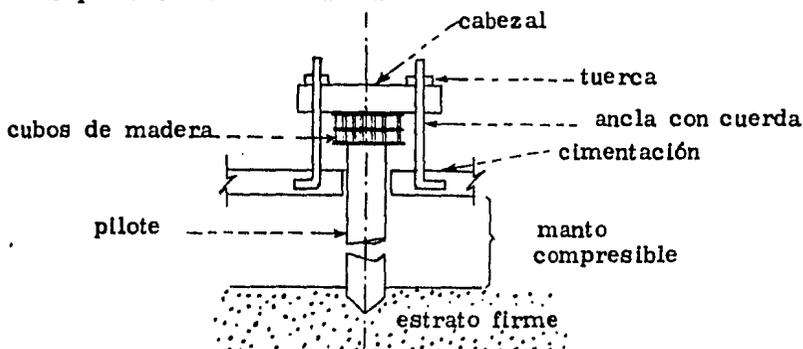
Fig. 17

Los pilotes de punta, como su nombre lo indica, transmiten todo o la mayor parte del peso del edificio por la base o punta a la roca o estrato de suelo muy resistente y poco o nada compresible. En la zona céntrica de la ciudad de México se han utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimientos no ofrecen mayor seguridad. En este caso tienen como inconvenientes: a) el hundimiento regional que hace que con el tiempo el edificio emerja; b) causan daños a las construcciones vecinas cuando éstas están cimentadas por superficie y aún sobre pilotes de adherencia. La fig. 18 ilustra la cimentación de un edificio con pilotes apoyados de punta en la capa dura.

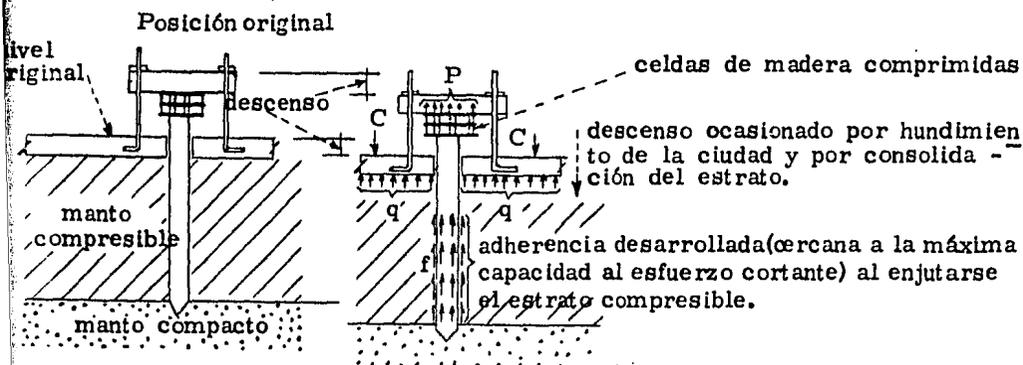


Los pilotes mixtos son aquéllos en los que el trabajo de adherencia o fricción es tan importante como el de punta.

A raíz del hundimiento regional que existe en la ciudad de México, se han ideado pilotes especiales con dispositivos de control manual o automático. La fig. 19 muestra el mecanismo de un tipo de pilote con dispositivos de control manual. El peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes a través de las anclas y el cabezal. Entre éste y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera.



Esquema de un pilote, con mecanismo para autocontrolar las cargas de los edificios.



Las cargas C de la estructura son transmitidas al subsuelo mediante:

- 1) la reacción "q" sobre la cimentación.
- 2) la carga "p" sobre las celdas
- 3) la adherencia "f" a lo largo del fuste del pilote

Fig. 19

Tipo de pilote con dispositivo de control manual.

El funcionamiento de los pilotes con celdas de madera consiste en que éstas se deforman con igual velocidad con que la superficie del terreno se hunde, sin embargo, esto no ocurre generalmente en la práctica ya que la madera tiene características de tiempo de formación diferentes a las del suelo.

La cimentación requiere de una conservación continua, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo una condición de carga más crítica que la considerada en el diseño.

Un segundo tipo de pilotes especiales, de utilización reciente en la ciudad de México, son los denominados pilotes penetrantes de sección variable. Con estos pilotes se pretende también evitar que los edificios emerjan por efecto de la consolidación regional, haciendo que la punta del tramo inferior esbelto penetre en la capa dura una vez que la fricción negativa haya alcanzado un valor suficiente, llegando a una condición tal que cualquier tendencia de la fricción a aumentar es automáticamente anulada por la penetración del pilote.

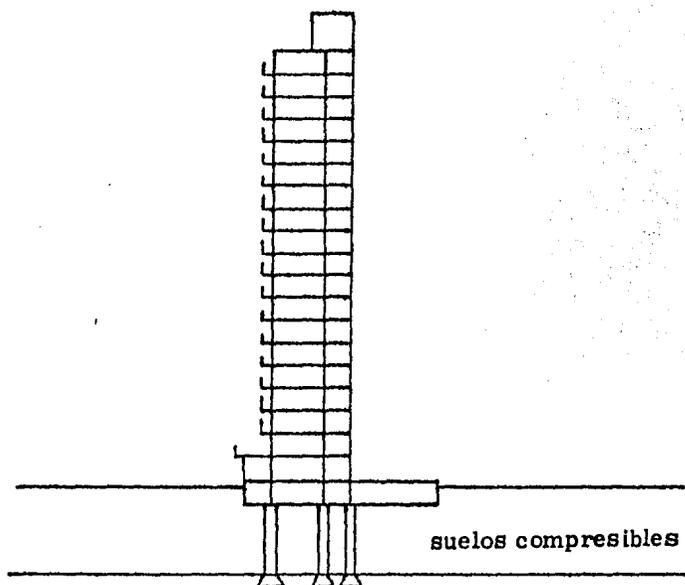
Las pilas son elementos de dimensiones mayores que las de los pilotes siendo, por lo tanto, de una capacidad de carga más alta. Son elementos prismáticos colados en una perforación y que se apoyan en roca o suelos compactos o duros.

Generalmente en su extremo inferior tienen una ampliación que se denomina campana. Las condiciones del subsuelo y los procedimientos constructivos son factores determinantes para decidir su uso.

La fig. 20 muestra un caso real de cimentación a base de pilas desplantadas a 10.5 m. de profundidad, utilizadas en un edificio de 18 pisos construido en la zona de baja compresibilidad de la ciudad de México.

Fig. 20

Cimentación de un edificio con pilas.



Depósitos compactos de suelos arenolimosos y limoarenosos.

3.2. GEOMETRIA DE UN TALUD

Es evidente que la mejor manera de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos. Esta es una regla de oro que deberá tener siempre en mente el proyectista o el constructor y ningún criterio alternativo será, en principio, ni más seguro ni más económico. Las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño (por cálculo o receta) más realista, y la posibilidad de mejorar éste descansa en mucho en la exploración que se efectúe.

Resulta muy difícil establecer apriorísticamente las causas de los deslizamientos o fallas de taludes. La influencia sobresaliente del flujo interno del agua y de las presiones que ésta pueda desarrollar en las masas de suelo involucradas, se pone de manifiesto por el conocido hecho experimental, del dominio de cualquier ingeniero aun mínimamente relacionado con esta clase de problemas, de que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos.

Como es natural, la experiencia precedente constituye una valiosísima ayuda en la tarea de fijar la inclinación estable de cortes. Poco éxito aguardará al ingeniero que aplique la información en forma ciega; más bien se deberá ver como un marco general de referencia o, aún más, simplemente, como la opinión personal de otros ingenieros que han afrontado antes los mismos problemas.

Con respecto al cálculo de estabilidad de taludes, todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculos precisos suponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces encontrará en sus obras el ingeniero.

La falla por movimiento del cuerpo del talud puede ser de dos formas:

Una en que se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud a este tipo se le llama "falla por rotación". La otra forma es la que ocurre a lo largo de superficies débiles, en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación; a este tipo de falla se le llama "falla por traslación".

Cuando un talud está formado por material puramente friccionante, para garantizar la estabilidad del talud bastará que el ángulo que presente el talud sea menor que el ángulo correspondiente a la fricción interna del material friccionante. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es simplemente: $\beta = \phi$

Cuando se tiene el caso de que el talud esté formado por suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos se utiliza generalmente el Método Sueco para analizar su estabilidad.

Método de Taylor; Taylor realizó un gran número de investigaciones tendientes a evitar a los proyectistas el trabajo largo y tedioso de los tanteos, obtuvo una gráfica en la que relaciona los valores del ángulo del talud con los números de estabilidad obtenidos para ellos. Los análisis de estabilidad de taludes en suelos "cohesivos" homogéneos en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación han demostrado que la "cohesión" necesaria para garantizar la estabilidad de un talud de inclinación dada sigue la ley de proporcionalidad:

$$C = N_e \gamma_m H$$

donde:

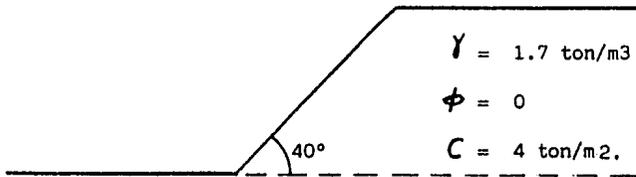
γ_m = peso específico del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación

H = altura del talud

N_e = número de estabilidad del talud de que se trate

Ejemplo:

Obtener la máxima altura estable del talud de la figura, para un factor de seguridad de 2.



Solución:

Para suelos con $\phi = 0$ se utilizan las gráficas de Taylor para suelos cohesivos (Fig. 21).

$$\text{para } \beta = 40^\circ \rightarrow \frac{C}{F_s \gamma H} = 0.18$$

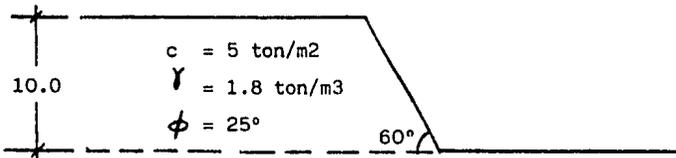
$$H = \frac{C}{F_s \gamma \cdot 0.18} = \frac{4}{2 \times 1.7 \times 0.18} = 6.535$$

$$H = 6.535 \text{ m}$$

=====

Ejemplo:

Calcular el factor de seguridad para el talud mostrado en la siguiente figura, utilizando los valores de Taylor.



Para $\beta = 60^\circ$ y usando gráfica (Fig. 22) obtenemos $N_e = 12$

$$FS = \frac{C N_e}{\gamma_m H} = \frac{5 \times 12}{1.8 \times 10} = 3.33$$

=====

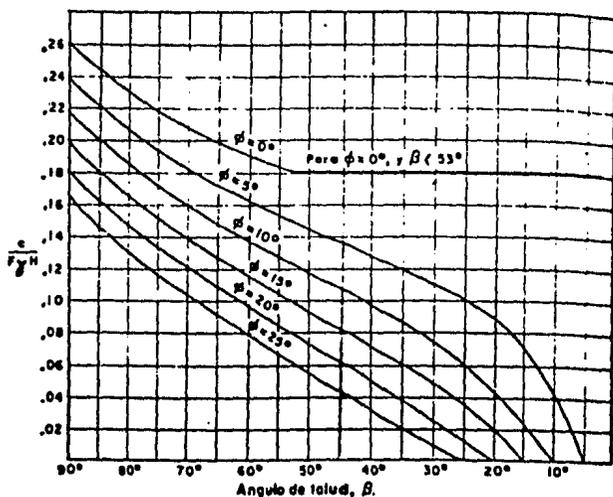


FIG. 21. Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos" homogéneos con el terreno de cimentación.

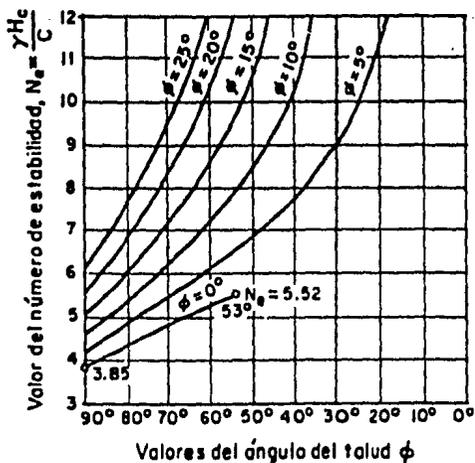


FIG. 22. Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$.

3.3. DISEÑO Y CONSTRUCCION

Para cada una de las estructuras y obras exteriores contempladas en un proyecto, el alcance y magnitud del estudio geotécnico será el mínimo requerido para proporcionar al ingeniero estructurista y al constructor las normas especificadas para el diseño y construcción, respectivamente.

Recomendaciones para el diseño

Para el diseño estructural de la cimentación, dependiendo del tipo de ésta, será necesario proporcionar:

- a) tipo de cimentación
- b) profundidad de desplante
- c) carga de trabajo admisible, limitada por la resistencia al corte y asentamientos tolerables; para cargas estáticas y para su combinación con cargas adicionales.
- ch) distribución de presiones en el contacto subestructura-suelo.
- d) empuje de tierras en muros de contención
- e) peso volumétrico del suelo por excavar, en el caso de cajones de cimentación.
- f) separación y forma de distribución de pilas o pilotes, si los hay
- g) orden de magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que pueden ocurrir.

h) otras, según el caso.

También deberán proporcionarse las normas para el proyecto definitivo de las obras exteriores. Para excavaciones y rellenos, que son las obras más frecuentes, deberán especificarse la profundidad o altura máximas, geometría de los taludes, estructuras de contención y empuje de tierras sobre ella, drenaje superficial, obras complementarias de drenaje, obras de subdrenaje, etc.

Recomendaciones para la construcción

Estas recomendaciones, además de especificar los procedimientos constructivos adecuados, deben señalar la secuencia de aplicación de los mismos.

Dependiendo de las características de la cimentación, de las obras complementarias y de las propiedades del subsuelo, las recomendaciones necesarias pueden ser:

- a) Excavación -si las hay-, profundidad, etapas, avance, etc. En este sentido las recomendaciones dependerán del suelo, pudiendo ser función de expansiones a corto y largo plazo, de la estabilidad de los cortes perimetrales, de la presencia de construcciones e instalaciones vecinas, etc.
- b) Procedimiento para el abatimiento del nivel freático -cuando se requiere- superficial o profundo, número de pozos, profundidad de abatimiento, etc.
- c) Procedimiento constructivo de la subestructura, incluyendo pilas y pilotes, cuando los haya. En el caso de pilotes se señalará su tipo, precolados o colados en sitio, si requieren o no de perforación previa, etc. Para las pilas se indicará el método de perforación- en seco, con ademe, utilización de lodos-, condiciones de colado, etc.

- ch) Tipo, características y bancos de aprovisionamiento de los materiales para construir los rellenos, grado de compactación, es peso de las capas compactadas, equipo, etc. En los rellenos deben considerarse los requeridos para las excavaciones que alojen a las cimentaciones.
- d) Otras que se ameriten, según el caso.

Instrumentación y Mediciones

La buena aplicación de los procedimientos constructivos es fundamental para no alterar las condiciones naturales de los suelos, que pueden reflejarse en remoldeo, deformaciones -expansiones que al recuperarse se sumen a los asentamientos-, inestabilidad de excavaciones, etc., todas ellas con condiciones que pueden comprometer el comportamiento de las obras.

Por lo anterior, es aconsejable y, en muchos casos, necesaria la instalación de una instrumentación adecuada, de cuyas mediciones pueda conocerse el comportamiento de la obra, al menos durante su construcción y el lapso inicial de su vida útil. La interpretación apropiada de dichas mediciones permitirá aplicar en tiempo oportuno las medidas correctivas que lleguen a requerirse. Con este fin podrá ser necesaria la instalación de los siguientes instrumentos:

- a) Piezómetro y pozos de observación del nivel freático, dentro y fuera de la obra, para conocer y controlar el abatimiento de las presiones en el agua.
- b) Bancos de nivel, superficiales y profundos, dentro y fuera de la obra.
- c) Referencias de colimación, para la medición de desplazamientos horizontales.

- ch) Plomos para medir la verticalidad de los edificios.
- d) Otros instrumentos especiales, como celdas de presión, inclinómetros, etc. que se requieran en casos especiales.

Es conveniente como medida precautoria, que parte de la instrumentación citada, principalmente bancos de nivel y plomos, quede permanentemente instalada para utilizarse en la medición de daños que puedan causar agentes externos imprevisibles, como la acción de sismos de intensidad no prevista, ciclones, inundaciones, influencia de construcciones o instalaciones que se localicen en la vecindad, etc. La información así obtenida, en dado caso, será muy útil como retroalimentación para el proyecto y diseño de las obras de reconstrucción o refuerzo necesarias, así como para obras de ampliación.

3.4 PRESENCIA DE AGUA DE EXCAVACIONES

La utilización de pozos de bombeo con fines de abastecimiento de agua era ya familiar en las civilizaciones pre-clásicas de China y Egipto; sin embargo, todos los avances técnicos serios en la materia datan de hace aproximadamente un siglo; antes existía sólo empirismo. Son los trabajos de Darcy y Dupuit los que sirvieron de base a los desarrollos científicos posteriores.

En tanto que los trabajos de Darcy fueron eminentemente experimentales y basados en observación y trabajo de laboratorio, los de Dupuit fueron esencialmente teóricos, permitiéndole llegar a resultados que siguen considerándose satisfactorios para el cálculo del gasto extraído de pozos en algunas condiciones particulares de flujo establecido.

Philipp Forchheimer viene inmediatamente después de los pioneros y es una de las figuras más importantes en el desarrollo del campo de la hidráulica de los pozos de bombeo; introdujo el concepto de superficie equipotencial, el método de las redes de flujo y estableció las bases matemáticas del campo, haciendo posible la aplicación de los métodos de la teoría de variable compleja, mapeo conforme, etc., que tanto han contribuido al desenvolvimiento teórico del tema.

En el campo más restringido de la hidráulica de pozos, se debe a Forchheimer una ecuación que proporciona el nivel de abatimiento que producen en el nivel del agua un conjunto de pozos de bombeo, así como la idea del pozo virtual equivalente que, para efectos de análisis, pueda substituir al conjunto; introdujo también el método de las imágenes, que aún se usa hoy para resolver algunos problemas de flujo establecido.

Günther Thiem es la figura más importante entre los que siguieron inmediatamente a Forchheimer en los primeros años de este siglo. Sus trabajos son tanto teóricos como experimentales, pero estos últimos son los más importantes. En 1906, G. Thiem presentó un modo de medir en el campo la velocidad del agua que se infiltra y la permeabilidad del suelo.

1925 es un año de especial relieve en la tecnología de pozos de bombeo, pues en él puede situarse para fines históricos, el nacimiento de la Mecánica de Suelos Moderna y el comienzo de la trascendental labor de Terzaghi y A. Casagrande, la cual se ha reflejado en forma importante en la actitud general de todos los ingenieros en relación a los problemas de geohidrología y aprovechamiento de aguas subterráneas.

Después de esta fecha, los nombres de Kozeny, Ehrenger, Jaeger, etc., destacan como impulsores teóricos del campo, si bien algunas de sus teorías adolecían de defectos debido a hipótesis que no describen bien los casos prácticos reales.

Ya en épocas más recientes (1937) Muskat publicó un libro fundamental en el que se recoge prácticamente toda la información contemporánea sobre los problemas de flujo establecido.

Métodos sencillos para control del flujo hacia excavaciones poco profundas

El método más simple que puede imaginarse para controlar los efectos del agua con excavaciones poco profundas consiste en colocar en lugares apropiados zanjas a las que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo, fig. 23.

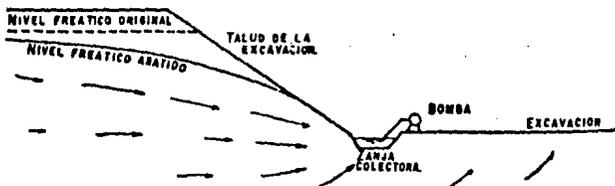


FIG. 23 Control de flujo hacia una excavación poco profunda con zanjas colectoras

El procedimiento es aceptable en materiales permeables, siempre y cuando tengan por lo menos una ligera cementación y en suelos arcillosos de suficiente resistencia y baja expansibilidad.

Otro método que ha dado buenos resultados se ilustra en la fig. 24. En este caso la excavación se efectúa hincando previamente un tablestacado de madera o metálico. El agua que fluye hacia el fondo de la excavación es bombeada al exterior. Es conveniente tener una zanja longitudinal de material más permeable que el suelo para drenar a ella fácilmente el agua. A veces es también conveniente cubrir todo el fondo de la excavación con capas de material de filtro con el objeto de facilitar el drenaje y disminuir el riesgo de tubificación.

Este método es muy usado antes del advenimiento de los modernos métodos de abatimiento del nivel freático y todavía es ocasionalmente usado cuando el suelo es relativamente permeable y la excavación no es muy profunda. Cuando se use este procedimiento deberá realizarse un análisis cuidadoso de la estabilidad del tablestacado, considerando el efecto del flujo del agua hacia el fondo de la excavación.

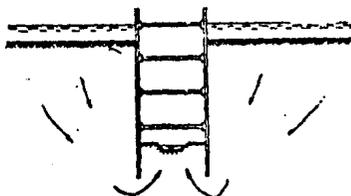


FIG. 24 Control de flujo hacia una excavación poco profunda con tablestacas usando zanja colectoras

Métodos modernos comunes para control del flujo de agua hacia excavaciones

Los métodos modernos comunes para el abatimiento del nivel freático y/o el control del flujo de agua en excavaciones consisten en esencia en pozos de bombeo, de diversos tipos y diseños, en el número suficiente y en el arreglo y la profundidad adecuados para lograr el abatimiento del nivel freático a la profundidad deseada en la zona de la excavación o para el debido control del agua en la zona vecina a la excavación. Los principios teóricos de estos pozos de bombeo son los que más adelante se describirán.

Uno de los métodos más populares hoy en día es el de los llamados pozos punta de captación. Un pozo punta de captación es esencialmente un tubo perforado o un tubo de malla de acero inoxidable o de latón, de 5 a 7.5 cm de diámetro y de 0.30 a 1 m de longitud. Estos tubos se conectan a la parte inferior de un tubo vertical no perforado a la profundidad deseada. La parte inferior del tubo perforado tienen una cabeza especial para hincarla, con chiflones.

Una instalación de pozos punta consiste en la colocación de estos pozos alrededor de la excavación proyectada, a una profundidad que garantice el abatimiento deseado del nivel freático. Las separaciones de esos pozos suelen variar entre 1 y 4 m y sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 30 cm de diámetro. La tubería de descarga va conectada a una bomba que extrae y envía a otro tubo conectado a ella el agua extraída. Como es natural, un sistema de pozos punta instalado en la forma brevemente descrita en lo anterior es sólo adecuado cuando el abatimiento requerido del nivel freático no es muy grande.

Por lo general es apropiado cuando la profundidad por abatir no es mayor de 5m. En aquellos casos en que la profundidad es mayor ha dado muy buen resultado la instalación de varias hileras de estos pozos de captación a distintos niveles. Estas hileras suelen colocarse en bermas dejadas expreso en el talud de la excavación a cada 5 m de desnivel.

En esta forma se han logrado abatimientos del nivel freático del orden de 20 a 30 m. Sin embargo, en estos casos pudiera resultar más eficiente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior. Estos pozos profundos es frecuente combinarlos con pozos punta en muchos casos prácticos.

En la fig. 25 se ilustra la instalación de varias hileras, a niveles diferentes, de sistemas de pozos de punta y en la fig. 26 se ilustra el caso de la instalación de pozos profundos combinados con pozos punta.

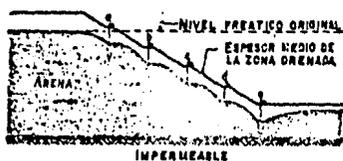


FIG. 25 Pozos punta de captación dispuestos en varias hileras



FIG. 26 Combinación de pozos profundos y pozos punta de captación

Los pozos profundos son de mayor diámetro que los pozos punta de captación y son también ampliamente usados para abatir el nivel freático. Son particularmente adecuados cuando la excavación es profunda, los suelos son muy permeables (arenas y gravas arenosas) y siempre que exista una profundidad suficiente bajo el nivel a que se desea bajar el nivel freático, en la cual se mantenga la presencia del material permeable, para poder alojar en ella la parte perforada o de captación del pozo, pues debe recordarse que el abatimiento que un pozo logra, siempre queda algo más alto que el nivel al que debe colocarse el elemento captador de dicho pozo. El sistema tiene la ventaja de poderse instalar fuera de la excavación, de modo que no interfiere con las operaciones de excavación propiamente dichas. Es frecuente, como se dijo, usar los pozos profundos en combinación con pozos punta más superficiales.

También este procedimiento es particularmente útil cuando en el fondo de la excavación queda un estrato relativamente delgado, formado por material permeable y subyacente por un estrato delgado de material impermeable, bajo el que haya una formación permeable saturada fig. 27.

En este caso existe el peligro de que la presión del agua en la frontera inferior del estrato impermeable iguale a la producida por el peso total de los suelos sobre dicha frontera, pues entonces estará a punto de producirse un levantamiento del fondo de la excavación.

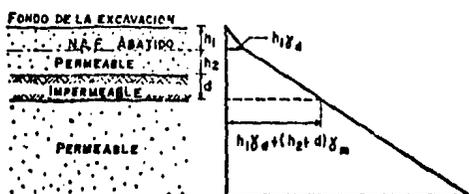
En la parte a) de la figura se muestra una excavación en las condiciones reseñadas; en ella se ha hecho uso de un sistema de pozos punta para abatir el nivel freático bajo el fondo de la excavación, pero además se ha usado un sistema de pozos profundos para reducir la presión del agua que actúa en la frontera inferior del estrato impermeable en la zona del fondo de la excavación; este abatimiento de la superficie piezométrica bajo la excavación debe ser tal que la presión neutral actuante en la frontera en estudio sea menor que la presión total producida por el peso de los suelos suprayacentes a dicho nivel.

Si h_1 es la profundidad a que se ha abatido el nivel freático por medio de los pozos punta de captación, $h_1 + h_2$ es el espesor de material permeable bajo el fondo de la excavación y d el espesor del estrato impermeable, la presión del agua en la frontera inferior del estrato de arcilla deberá ser menor que el valor $h_1 \gamma_d + (h_2 + d) \gamma_m$ (parte b) de la fig. 27, donde γ_d es el peso específico seco del suelo en el espesor h_1 y γ_m el peso específico total del material (por facilidad se consideró que este valor es el mismo para los suelos permeable e impermeable); de lograr tal abatimiento de la presión deberán encargarse los pozos profundos.

La teoría de pozos de bombeo, indica las características de los pozos profundos para lograr el abatimiento; el verificar en el campo si tal abatimiento se ha logrado quedará al cuidado de piezómetros instalados inmediatamente abajo del estrato impermeable.



a



b

FIG. 27 Posibilidad de falla de fondo por subpresión bajo el fondo de la excavación

Los espaciamientos entre pozos profundos varían tanto como entre 5 y 50 m., dependiendo, como se vio al analizar su teoría, de la permeabilidad del material en que están instalados, de su profundidad y del abatimiento que se desee para el nivel freático (o de la superficie piezométrica en el caso de acuíferos confinados). El diámetro de los pozos suele oscilar entre 15 y 50 cm. y la longitud de su extremo perforado suele estar entre 5 y 20 m.

En suelos de baja permeabilidad (con $k \approx 10^{-4} \text{ cm/Seg}$) puede incrementarse la eficiencia de los pozos punta de captación colocando en su parte superior un sello de bentonita entre el tubo y el suelo, lo que permite aplicar un vacío en el interior del pozo, que aumenta el gradiente hidráulico hacia el mismo.

La electrósmosis es uno de los mejores métodos modernos para lograr el control del flujo hacia una excavación en el caso de suelos de muy baja permeabilidad (limos, plásticos y arcillas).

Pozos de bombeo

El agua subterránea puede aparecer en dos zonas diferentes; la de aereación y la de saturación. En la zona de aereación, los poros del suelo están parcialmente rellenos de agua y parcialmente rellenos de aire. En la zona de saturación, el agua llena totalmente, por lo menos para efectos prácticos, los vacíos del suelo. Por lo general, la primera zona está situada arriba de la segunda. Al lugar geométrico de los puntos en la zona de saturación en que la presión del agua es igual a la presión atmosférica se le llama nivel de aguas freáticas o, más brevemente, nivel freático. La zona de saturación está situada sobre un manto impermeable o semi-impermeable y por su parte superior puede estar limitada también por capas impermeables, semipermeables o permeables; cuando la frontera superior de la zona de saturación es permeable es cuando se define un nivel freático.

En este último caso, el nivel hasta el que el suelo está totalmente saturado sobrepasa algo al nivel freático; ello es por efectos de ascensión capilar del agua y la altura de invasión de agua capilar depende sobre todo, de la naturaleza del propio suelo, en particular de su granulometría y estructuración .

Es sabido que la masa de agua que se encuentra en el subsuelo - constituye una fuente de aprovechamiento impresionante. Los manantiales, en que esa agua brota espontáneamente, constituyen el aprovechamiento más obvio y seguramente más antiguo, pero muy sobrado de recursos hidráulicos tendría que estar un país a cuyos técnicos no se les ocurriera ir a buscar agua subterránea en forma artificial; esto se logra por medio de estructuras que genéricamente reciben el nombre de pozos de bombeo.

Los pozos de bombeo no sólo se utilizan para la obtención de agua para fines agrícolas, industriales o de consumo doméstico, sino que sirven para otros usos tales como el abatimiento del nivel freático que es el asunto objeto de este tema.

El estudio de la técnica de los pozos de bombeo ha ocupado la atención de muchos investigadores muy competentes en el pasado y en el presente y, sin duda, lo hará aún más intensamente en el futuro. El conjunto de estos esfuerzos ha producido una tecnología al principio esencialmente empírica, que ha sido dotada de más y más teoría de respaldo en los años recientes; hoy puede hablarse de una auténtica hidráulica de pozos, especialidad que cuenta con sus propias hipótesis de trabajo, sus propias teorías y, en muchos casos, sus propias soluciones a muchos problemas importantes. Evidentemente, la teoría, afectada por hipótesis sobre la naturaleza del suelo y sobre sus condiciones de frontera, trabaja sobre esquemas que no corresponden del todo a las realidades de campo; a pesar de todo, en combinación con las normas de una ya vieja experiencia, ha puesto las bases para una técnica cuya contribución al progreso social ha sido enorme y que no puede ser ignorada.

Se denomina un acuífero a toda formación o grupo de formaciones geológicas de las que pueden ser extraídas cantidades significativas de agua.

Las elevaciones o descensos del nivel del agua dentro de un pozo artesiano se deben más a cambios de presión en el acuífero que a cambio en el volumen del almacenamiento. Un acuífero libre o no confinado es aquel en que la superficie superior de la zona de saturación está a la presión atmosférica; esta superficie es el nivel freático, como ya se dijo. El agua en un pozo realizado en un acuífero libre se eleva, como es natural, sólo hasta el nivel freático precisamente.

Un caso especial de estos acuíferos son los denominados colgados, en los que la masa de agua subterránea es soportada por un estrato impermeable o semipermeable situado sobre el nivel freático medio de la zona.

En el caso de acuíferos libres, las elevaciones o descensos del nivel freático corresponden a cambios en el volumen de almacenamiento y no a cambios de presión en el agua.

Construcción de pozos o bombeo

Hablando desde un punto de vista eminentemente descriptivo, un pozo de bombeo es una perforación generalmente vertical que alcanza profundidades mayores que el nivel de aguas freáticas y cuyo objeto es extraer aguas subterráneas a la superficie.

Existen muchos métodos para construir pozos de bombeo y la selección de uno particular depende del propósito del pozo, de la cantidad de agua requerida, de la profundidad del nivel freático, de las condiciones geológicas del sitio y de toda una serie de factores de costo. En general los pozos pueden dividirse en relativamente superficiales o poco profundos y profundos.

Una vez perforado el pozo, deberá ser acabado y probado antes de proceder a la instalación definitiva de su bomba; también deberán sellarse y mantenerse correctamente. Evidentemente, antes de construir un pozo se requiere la suficiente exploración del sitio, para lo cual se recurre generalmente a sondeos.

Pozos poco profundos

A. Pozos de brocal

Es el pozo típico que es posible ver en granjas o viviendas existentes en lugares que no gozan de los servicios de una traída general de aguas. Su gasto rara vez excede los 10 lt/seg., lo que los circunscribe a usos domésticos, si bien hay casos de pozos de brocal instalados en acuíferos muy abundantes, en los que se llegan a extraer hasta 100 lt/seg.

La profundidad a que se instalan los pozos de brocal no suele exceder de 15 ó 20 m., con un diámetro cercano al metro y, en cualquier caso, conviene que penetren unos 5 ó 6 m. bajo el nivel freático. Los pozos que han extraído mayores o más constantes gastos estuvieron instalados en depósitos aluviales o glaciales no consolidados.

Generalmente estos pozos se excavan a mano o con equipo de excavación ligero y casi siempre se ademan con madera o tablestaca metálica, como ademe provisional y con mampostería, concreto o aun simple piedra acomodada, como revestimiento definitivo. Suelen estar provistos de una bomba de mano.

B. Pozos perforados

Son quizá los más económicos cuando el terreno es blando y el nivel freático no está muy profundo. Se construyen realizando una perforación con una herramienta rebanadora accionada a mano o mecánicamente si es a mano, no pueden llevarse a más de 20 m. de profundidad, con diámetros de 15 ó 20 cm; si se hacen mecánicamente puede llegarse a profundidades de 30 a 40 m. con diámetros de hasta 1 m. Todas las herramientas de ataque son variantes, más o menos elaboradas. Las perforaciones deben hacerse preferentemente sin ademe interior por ahorro, pero éste ha de colocarse sistemáticamente al atravesar arenas o gravas sueltas o al trabajar bajo el nivel freático.

C. Pozos hincados en el terreno

Están formados por tramos de tubería hincados a golpes en el terreno hasta sobrepasar la profundidad del nivel freático. En el extremo inferior existe una sección perforada, para captación de las aguas. Estos pozos suelen tener un diámetro de 10 cm y suelen llevarse hasta 30 m. de profundidad como máximo. Los mejores resultados con estos pozos se obtienen cuando el nivel freático está a 4 ó 5 m. de profundidad, pues así se logran los mejores conos de depresión, sin sobrepasar, la altura de succión, al usar este tipo de bombas.

Pueden proporcionar gastos del orden de 3 lt/seg. Los pozos punta para abatir el nivel freático en zonas localizadas del terreno suelen ser de este tipo; en ese caso se colocan baterías de pozos unidos a la misma bomba de succión.

Los pozos hincados sólo se pueden instalarse en terreno relativamente blandos, sin grava, boleos o fragmentos de roca; de otro modo se destruye su punta con los impactos.

D. Pozos construídos con avance por inyección

Se construyen aprovechando la acción de un chiflonaje suficiente - mente intenso. Su diámetro suele ser de 6 a 8 cm., aunque se ha llegado a 30 cm. en algunas ocasiones. La profundidad alcanzada con sencillez es del orden de 20 a 30 m., en terrenos apropiados en los que la inyección puede ser un sistema rápido y eficiente de construcción.

Según la herramienta inyectora ya bajando se debe ir colocando un ademe exterior en el pozo para evitar derrumbes; una vez alcanza da la profundidad debida se coloca dentro de la perforación la tube ría del pozo con su punta porosa y se extrae el ademe exterior. En épocas más recientes se han desarrollado procedimientos de construcción en los que la tuberfa definitiva del pozo se introduce directamente con un inyector en su extremo inferior.

Pozos profundos

La mayor parte de los pozos profundos para gasto grande se cons-truyen con perforación previa, sea con avance por herramientas pe-sadas de percusión o con ayuda de máquinas perforadoras de tipo rotatorio; en lo que se sigue se describen someramente ambos pro-cedimientos.

A. Pozos construidos con percusión

Las herramientas utilizadas para la construcción de estos pozos son las convencionales de percusión, generalmente consistentes en una masa pesada, con punta de ataque, que se manipula y dejar caer al extremo de un cable. El material desprendido se remueve del pozo con una cuchara grande. Las perforaciones que pueden lograrse con estos equipos oscilan entre 8 y 60 cm. de diámetro.

La efectividad del método se hace menor en terrenos friccionantes muy sueltos, en que ocurren derrumbes frecuentemente o en los muy duros (roca más o menos sana), en que se dificulta en exceso el avance de la herramienta de penetración.

Generalmente se requiere ademar los pozos que se construyen a través de formaciones no muy firmes; el ademe suele hincarse también a golpes, para lo cual deberá estar también provisto de una punta de ataque en su tramo inferior. Generalmente es de tubería metálica y cuando se prevén grandes maniobras de hincado a profundidades poco comunes (y estos pozos de bombeo se han construido hasta algunos cientos de metros) no es raro utilizar ademe de doble pared para mejor protección.

Un punto importante en la construcción de pozos profundos de bombeo es el cuidar su verticalidad, pues desviaciones de ésta interfieren con las operaciones de bombeo y dificultan la operación del pozo; no suelen admitirse desviaciones de más de 4 cm. en 10 m. de longitud del pozo; este problema es particularmente grave en perforaciones a través de terrenos muy duros y a veces se ha corregido haciendo detonar explosivos en el extremo inferior del pozo, para aflojar el material y permitir el avance vertical.

B. Pozos construidos con máquina rotatoria

Este es seguramente el método más rápido para construir un pozo profundo. Con él es posible llegar a diámetro de 50 cm y aun mayores. Es frecuente el avance con lubricación con lodos y en tal caso el mismo lodo proporciona un excelente ademe provisio - nal; en otros casos se requiere, sin embargo, ademe de tuberfa de acero. En últimas fechas se está haciendo cada vez más popu - lar el retirar el material atacado del fondo del pozo con succión desde la superficie.

Acabado del pozo

Una vez que el pozo ha terminado de perforarse y se ha probado su gasto y el cono de abatimiento que produce, debe dársele su acabado definitivo; esta obra ha de hacerse con el criterio de pro - porcionar fácil entrada al agua, cuidando a la vez la contaminación del pozo por arrastres.

Cuando el terreno en que se hizo la perforación sea firme, el pozo carecerá de ademe y el agua entrará directamente a la tuberfa de succión; en terrenos blandos o sueltos habrá, por el contrario, un ademe sosteniendo la perforación. En todos los casos deberán disponerse perforaciones en los tubos de ademe en todos los tra - mos que estén en contacto con estratos acuíferos, sellando los que no lo estén; en el extremo inferior del tubo de succión o del ade - me que forme la pared del pozo se coloca frecuentemente una ver - dadera malla para permitir el paso expedito del agua.

Las perforaciones de las tuberfas se hacen generalmente con má - quina y deben seguir, en cuanto a diámetro, las reglas dadas en tubo de drenaje para eropistas.

Una vez terminadas estas operaciones el pozo ha de ser desinfectado y protegido contra polución, aunque quizá el único medio realmente efectivo para lograrlo último estriba más bien en la apropiada localización del pozo, lejos de fuentes de contaminación naturales o humanas. El grado de contaminación aceptable depende, naturalmente, de los fines que se deseen dar al agua extraída del pozo.

La causa más frecuente de falla de un pozo de bombeo es el abatimiento del nivel freático, que muchas veces no se debe a ninguna falla del pozo propiamente dicho; los remedios más comunes para este problema suelen ser disminuir el bombeo y profundizar más el pozo.

Otras fallas se deben a defectos de construcción del pozo, tales como malas conexiones, mala colocación de filtros, etc. La corrosión es un gran enemigo del pozo de bombeo; por efecto químico del agua o por acción electrolítica causado por potenciales generados por metales diferentes, el ataque corrosivo es común y siempre de desastrosas consecuencias. El uso de metales protegidos o de protección catódica ha dado excelentes resultados.

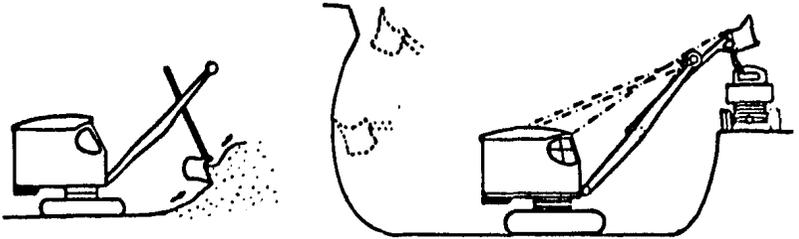
3.5 MAQUINARIA Y EQUIPO.

Previamente a la ejecución de una excavación, o sea dentro de la planeación de la construcción, el ingeniero deberá realizar cuidadosamente estudios a fin de determinar cuál es la maquina más conveniente para la óptima ejecución de los trabajos, considerando la obra como un sistema, para lo cual deberá tener conocimiento de las diferentes marcas, modelos, capacidades, especificaciones, etc., que se ofrecen en el mercado de la construcción; independientemente de lo anterior, el ingeniero deberá considerar la clase de suelo que va a excavar ya que, dependiendo del grado de dificultad que presenten para ser extraídos los materiales, se clasifican en tres tipos, que son:

- Material "A": Es blando o suelto y puede ser fácilmente excavado mediante una excavadora, como por ejemplo los suelos agrícolas, los limos y las arenas.
- Material "B": Es el que puede ser excavado normalmente por tractor de orugas o neumáticos de 140 a 160 caballos de potencia en la barra o bien con pala mecánica de capacidad mínima de 1 m³. y sin el uso de explosivos, ejemplo de estos materiales son las rocas muy alteradas, conglomeradas medianamente cementados, areniscas y tepetates.
- Material "C": Es el que sólo puede ser extraído mediante el uso de explosivos, en este grupo se clasifican las rocas basálticas, los conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos.

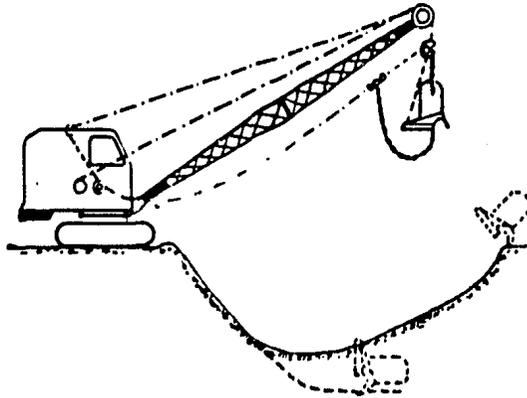
En Edificación el equipo de excavación más usual es:

- | | | | |
|----|----------------------|---|---|
| a) | Máquinas excavadoras | { | Palas
Dragas
Almejas
Retroexcavadora |
| b) | Cargadores | | |
| c) | Camiones | | |



a) Operación normal en un dispositivo de voladura.

b) Operación en frente vertical.



c) Operación con draga de arrastre para materiales bajo el nivel de apoyo de la máquina.

Fig. 28.- Explotación de un banco con pala mecánica.

La figura 28 esquematiza alguno de los casos de explotación con la pala mecánica. El elemento de ataque de la pala es muy variable de acuerdo con la naturaleza y la posición relativa del banco. La cuchara normal se usa para cargar materiales rocosos o suelos, cuando están en frentes verticales o amontonados; la operación con draga de arrastre se utiliza cuando el material ha de ser recogido, como sucede cuando está a nivel inferior que la máquina o cuando está bajo agua; la almeja es útil cuando en una mezcla de abundantes fragmentos de roca y suelos, se desea seleccionar los primeros para su utilización.

Dado que en las obras se presentan diferentes y muy variadas condiciones de trabajo, y considerando que el campo de aplicación de cada tipo de maquinaria sería muy extenso a continuación únicamente citaremos generalidades de una retroexcavadora y de un cargador frontal montado sobre neumáticos y orugas.

RETROEXCAVADORAS

Las retroexcavadoras son equipos que se utilizan en una amplia variedad de trabajos de excavación, donde el material a excavar se encuentra bajo el nivel del piso en el que se apoya la máquina.

Este tipo de excavadoras existe desde hace mucho tiempo (más de 40 años), y se desarrolló a partir de un diseño básico de orugas y operadas con motor de gasolina o diésel.

Originalmente aparecieron en el mercado de maquinaria de construcción operadas por cable y con capacidades de $3/8$ a $3/4$ yd³. Posteriormente, con el desarrollo del equipo de construcción fueron perdiendo aplicaciones al haber sido desplazadas por equipo operado hidráulico. Recientemente resurgieron con un nuevo diseño, complementamente hidráulico y con un mayor poder de excavación dando por resultado una mayor productividad en los trabajos a desarrollar.

Las retroexcavadoras hidráulicas pequeñas, de $3/8$, $1/2$ y $5/8$ yd³. de capacidad, además de trabajar en alcantarillados y líneas de agua como sus antecesoras operadas con cable, hacen obras de excavaciones para cimentaciones y urbanizaciones.

Las retroexcavadoras más grandes de $2 1/2$ a 3 yd³. de capacidad, gracias a su alcance, profundidad y productividad se han abierto paso a nuevas aplicaciones en excavaciones en general, trabajos de cantera y manejo de materiales y han desplazado, en algunos casos, a los cargadores sobre llantas, palas y dragas, que efectuaban esos trabajos.

Zona de trabajo

Una retroexcavadora tiene un rango de acción bastante amplio en el cual se puede mover económica y eficientemente; obtener su carga correctamente, colocar el cucharón para descargar y finalmente, hacer la descarga.

Zona aproximada de trabajo de una retroexcavadora hidráulica (capacidad de 1 a 3 yd³)

Alcance	10 a 15 m
Profundidad	8 a 10 m
Altura de carga	4 a 7 m

La zona de trabajo se divide en dos áreas:

1. Area de excavación

El área de excavación está bajo el piso en el que se apoya la máquina. Está limitada por el alcance de la pluma, brazo de excavación y cucharón. Estas piezas también limitan la máxima profundidad a la cual la máquina puede excavar.

2. Area de vaciado

Esta área está sobre el piso y su alcance está definido por la distancia a la que la retroexcavadora puede vaciar su cucharón fuera del área que está excavando, alrededor de sí misma, sin moverse de lugar.

El límite económico de la zona de trabajo se establece mediante la comparación de algunas alternativas, o con algunas otras máquinas - que hagan el mismo trabajo. Por ejemplo, una retroexcavadora tiene características favorables para excavar una zanja, pero su área de vaciado está limitada. Puede moverse utilizando sus medios de tracción y aumentar así su alcance de descarga, dentro de ciertos límites, pero esto reduce su productividad.

Características de operación:

Movilidad. - Depende del tipo de tracción que posea, que puede ser montada sobre orugas y montada sobre llantas.

Las retroexcavadoras más comunes son las montadas sobre orugas.

Por lo general, las retroexcavadoras montadas sobre neumáticos, por su mayor movilidad, tienen un uso adecuado para excavaciones de alcantarillas y obras auxiliares en caminos y obras de urbanización. Se utilizan donde es posible mover grandes volúmenes sin necesidad de desplazamientos grandes.

Las demás características de operación y diseño son:

- a) alcance
- b) profundidad de excavación
- c) area de excavación
- d) altura de descarga
- e) giro
- f) capacidad del cucharón

Selección del cucharón apropiado.

Existe un amplio diseño de cucharones cuya selección se hace de acuerdo a:

- tamaño de la retroexcavadora
- tipo y peso del material que va a ser excavado
- profundidad y ancho de la zanja que se requiera hacer

Los fabricantes ofrecen equipo opcionales (cuchillas y dientes), según las necesidades del constructor, así como distintos tipos de cucharones, además de los comúnmente empleados.

Aplicaciones:

Dentro de la amplia variedad de aplicaciones de una retroexcavadora, se puede mencionar:

1. excavación de zanjas para drenaje y agua potable
2. alcantarillas y cunetas de caminos
3. excavación y afinamiento de canales

4. excavación para cimentación de edificios y casas.
5. alimentación de equipos de trituración y cribado
6. carga a camiones
7. levantar pavimentos asfálticos deteriorados
8. limpieza de terrenos
9. colocación de tubería de drenaje y agua potable
10. excavaciones de precisión
11. rellenos
12. desazolve de canales

Cálculo de la producción

Factores que afectan la producción:

- tipo del material
- peso del material
- abundamiento del material
- contenido de humedad
- facilidad de manejo
- ángulo de reposo

Factores que intervienen en el cálculo de la producción:

- selección del cucharón
- rendimiento horario aproximado
- factor de eficiencia
- coeficiente por profundidad de corte
- coeficiente por giro
- coeficiente por facilidad de carga
- número de vehículos de acarreo (cuando se esté cargando camiones).

TABLA 1Rendimiento horario aproximado (m³ en banco) en m³/hora.

Capacidad cucharón (yd ³)	(m ³)	Suelo arcilloso	Roca bien fragmentada
1	0.75	65 - 76	45 - 57
1 1/4	0.95	76 - 100	60 - 78
1 7/8	1.45	110 - 145	80 - 105
2 1/2	1.90	150 - 195	105 - 150
3	2.30	188 - 295	138 - 188

TABLA 2

Factor de eficiencia:

	<u>Min/hora</u>	<u>%</u>	<u>Factor</u>
Excelente	55	92	1.1
Medio	50	83	1.0
Malo	45	75	0.9
Muy malo	40	67	0.8

TABLA 3

Carga fácil	0.95
Carga media	0.85
Carga dura	0.70
Carga muy dura	0.55

TABLA 4

Factor por profundidad de corte:

<u>Prof. máx. de corte (m)</u>	<u>Factor</u>
1.5	0.97
3.0	1.15
4.5	1.00
6.0	0.95
7.5	0.85
9.0	0.75

TABLA 5

Factor por ángulo de giro:

<u>Angulo de giro</u>	<u>Factor</u>
45°	1.05
60°	1.00
75°	0.93
90°	0.86
120°	0.76
180°	0.61

Ejemplo:

Se requiere una producción mensual de 15,000 m³. en un terreno de suelo arcilloso, difícil de cargar a una profundidad máxima de excavación de 8.00 m. con un ángulo de giro de 90°. Determinar qué capacidad debe tener la retroexcavadora apropiada para este trabajo. Se trabajará un turno, con una eficiencia de 50 min/hora.

Solución:

$$\begin{aligned} \text{Horas disponibles por mes} &= 25 \text{ días} \times 8 \text{ h/día} \times 0.83 \\ &= 166 \text{ horas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rendimiento técnico} &= \frac{15,000 \text{ m}^3/\text{mes}}{160 \text{ horas/mes}} \\ \text{necesario por hora} &= 93.7 \text{ m}^3/\text{hora} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rendimiento necesario} &= \frac{\text{Rend. teórico necesario por h.}}{\text{Factor de cargas} \times \text{factor de}} \\ \text{por hora (según tablas)} &= \frac{93.7 \text{ m}^3/\text{hora}}{0.70 \times 0.86 \times 0.80} \\ &= 195.2 \text{ m}^3/\text{hora} \end{aligned}$$

De la tabla 1, se considera apropiado un equipo con cucharón de $2\frac{1}{2}$ a 3 yd³.

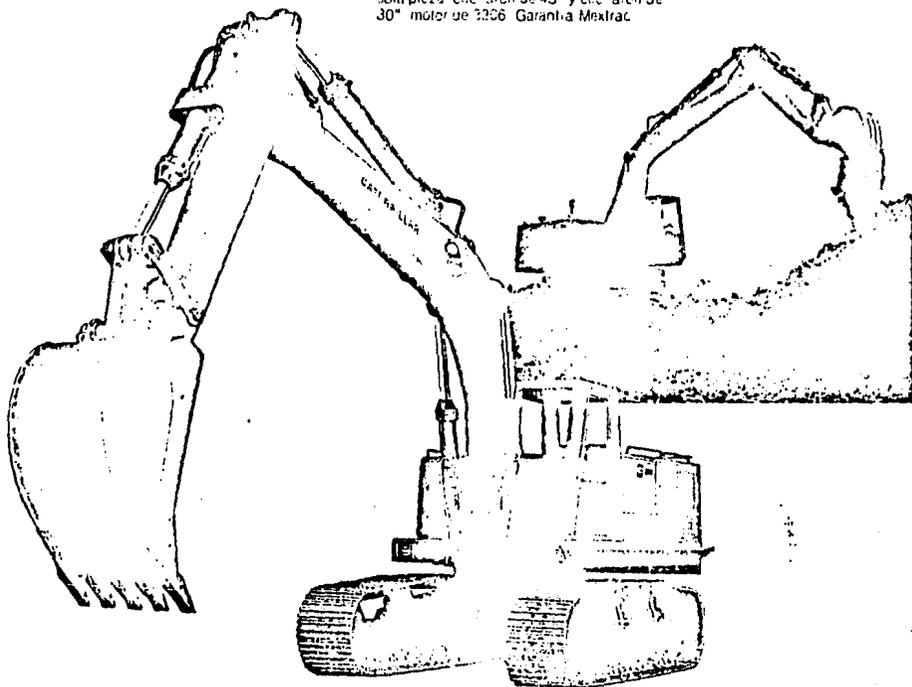
A continuación mostramos las características más importantes de una excavadora Modelo 235 marca Caterpillar.



CATERPILLAR

Excavadora
Caterpillar

CATERPILLAR 235-1979.
Equipada con brazo de 9.5' punta de una sola pieza, cucharón de 45" y cucharón de 30" motor de 3306. Garantía Mextract.



características principales

- **SISTEMA HIDRAULICO DE POTENCIA CONSTANTE**, con bombas de pitones de caudal variable y asignación de la potencia hidráulica. Manguera XT-5 Cat para grandes prestaciones.
- **CABINA DISEÑADA PARA ELEVAR LA EFICIENCIA DEL OPERADOR.** Con palancas y llaves de control a fácil alcance. Asiento ajustable en cuatro sentidos... lánminas de LEXAN, de color y prueba de futuro, en la claraboya y en las ventanas laterales y traseras.
- **TREN DE RODAJE DE TRACTOR DE CARRILES CAT** con rodillos y ruedas interiores de Lubricación Permanente, Carriles Sellados y ajustadores hidráulicos de carriles.
- **PROPULSION HIDROSTATICA** con motores de carriles independientes y velocidad máxima de viaje de 3,9 km/h (2,4 MPH). Frenos de disco en aceite que funcionan con muelles y se sellan hidráulicamente.
- **PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXCAVACION:** 6,9 m (22' 6") con brazo de 2,44 m (8'); 7,3 m (24') con brazo de 2,90 m (9' 6"); y 8,1 m (26' 6") con brazo de 3,66 m (12').
- **ALCANCE MAXIMO AL NIVEL DEL SUELO:** 10,7 m (35' 1") con brazo de 2,44 m (8'); de 11,1 m (36' 5") con brazo de 2,90 m (9' 6"); y 11,9 m (39' 1") con brazo de 3,66 m (12').
- **CAT PLUS** a cargo de los distribuidores Caterpillar. En la industria, es el sistema de respaldo de productos más completa y eficiente.



motor Caterpillar

Potencia en el volante a 2000 RPM 195 hp (145 kW)

Es la potencia neta en el volante del motor de la máquina, cuando funciona en las condiciones S.A.E. de temperatura y presión atmosférica, a sea a 29° C (85° F) y 746 mm (29,38") Hg (0,995 bar), utilizando Fuel Oil con densidad de 35 unidades API a 15,6° C (60° F). El equipo del motor incluye ventilador, filtro de aire, bombas de agua, de lubricante y de combustible, y alternador. El motor mantiene su potencia indicada hasta 2300 m (7500') de altitud.

Motor diesel Caterpillar, Modelo 3306, de 4 tiempos y 6 cilindros, condensado de 121 mm (4,75") y carrera de 152 mm (6"). Su cilindrada es de 10,5 litros (638 pulg³).

Sistema de combustible con cámaras de precombustión, provisto de bombas y válvulas de inyección individuales que no requieren ajuste, Turboalimentado. Las válvulas de escape están revestidas con estelita, los asientos son de duro acero de aleación, y hay rotadores de válvulas.

Excavadora 205

motor (continuación)

Los pistones, de sección ligeramente elíptica y leve conicidad, son de aluminio de aleación, con tres anillos, y se enfrían a chorro de aceite. Los cojinetes son de aluminio reforzados con acero por el dorso, y los muñones del cigüeñal tienen temple de gran dureza.

Filtro seco de aire con un elemento primario y otro de seguridad. El arranque es eléctrico directo de 24 v. Hay dos baterías de 12 v y 172 amp-h.



sistema hidráulico

Dos bombas de pistones de causal variable suministran fuerza a los circuitos del aguilón, brazo, cucharón y recorrido.

Caudal máximo a 106 kg/cm ² (104 bar)	2 x 356 l/m (94 gpm)
Caudal mínimo a 253 kg/cm ² (248 bar)	2 x 106 l/m (28 gpm)

Una bomba de engranajes, de doble sección, suministra energía a los circuitos de giro y a los de los controles auxiliares.

Caudal al circuito de giro a las RPM indicadas del motor y 70 kg/cm ² (69 bar)	223 l/m (59 gpm)
Caudal al sistema de controles auxiliares a las RPM indicadas del motor y 24 kg/cm ² (23 bar)	76 l/m (20 gpm)

Enfriador de tipo radiador del fluido hidráulico, montado delante del radiador del motor.

AJUSTES DE LAS VALVULAS DE SEGURIDAD:

Circuitos de implementos	253 kg/cm ² (248 bar)
Circuitos para recorrido	281 kg/cm ² (276 bar)
Circuito de giro	165 kg/cm ² (162 bar)
Circuito de controles auxiliares	24 kg/cm ² (23 bar)

CILINDROS, DIAMETRO INTERIOR Y CARRERA:

Aguilón (2)	165 x 1240 mm (6,5" x 49")
Brazo (1)	197 x 1760 mm (7,75" x 69,25")
Cucharón (1)	165 x 1360 mm (6,5" x 53,5")

Para cerrar herméticamente los extremos de los vástagos de los cilindros, se emplean tres sellos de poliuretano de gran resistencia a la acción abrasiva.



propulsión

Totalmente hidráulica, con un motor hidráulico para mover cada carril. Hay dos pedales para viajar: el de la derecha es para avance, y el de la izquierda para retroceso. Los mandos finales son de engranajes cilíndricos y triple reducción, con cierre completo y lubricación por salpicado. Hay sellos de Anillos Flotantes Duo-Cone en el eje de salida.

Velocidad máxima en la barra de tiro	26 800 kg (59 100 lb)
Velocidad máxima de recorrido a las RPM indicadas del motor:	
En avance o retroceso	3,8 km/h (2,4 MPH)



frenos

Dos frenos de discos en aceite, de 178 mm (7") de diámetro, en los ejes de entrada de los mandos finales. Se aplican mediante un sistema hidráulico. Al oprimir cualquiera de los pedales de viaje, se desaccionan simultáneamente los frenos. Al estacionar la máquina, los frenos se aplican automáticamente.



carriles

Trende rodaje de diseño de tractor de carriles Caterpillar. Son estándar los carriles sellados, los rodillos y ruedas traseras de lubricación permanente, y los ajustadores hidráulicos de carriles. Hay disponibles zapatas de tres gomas, de doble goma y de una goma (en la página 3 se indican las longitudes). Zapatas a cada lado: 49. Longitud de las zapatas estándar (de triple goma): 760 mm (30"). Longitud total de cada carril: 5,03 m (16' 6"). Área de contacto sobre el suelo, con zapatas de 760 mm (30"): 6,6 m² (10 290 pulg²) con una presión sobre el suelo de 0,58 kg/cm² (0,56 bar). El bastidor de rodillos inferiores se encuentra en caja reforzada.



mecanismo de giro

Los engranajes propulsores tienen gran dureza superficial. El motor hidráulico suministra una velocidad de rotación de 5,5 revoluciones por minuto. El freno manual de "patas" en la caja de los engranajes de giro, mantiene fija la superestructura en lodazeros. Se consigue aceleración modulada y suave cuando se mueve la palanca de control de giro, y se obtiene posición exacta por el siguiente ciclo de trabajo.



controles

Hay dos palancas para el aguilón, el brazo, el cucharón y el mecanismo de giro.

PALANCA DE LA DERECHA: Se mueve hacia adelante y hacia atrás para que baje y suba el aguilón, y a la derecha e izquierda para el giro hacia arriba o hacia abajo.

PALANCA DE LA IZQUIERDA: Hacia adelante y hacia atrás, para mover el brazo. A la izquierda y derecha, para el sentido de giro. El movimiento diagonal de cualquiera de las palancas produce simultáneamente las dos funciones respectivas. El pedal combina el flujo de ambas bombas de pistones a fin de aumentar las velocidades de ascenso del aguilón o la extensión del brazo. La palanca manual de seguridad, en la consola de la izquierda, neutraliza completamente el sistema de controles.



sistema de la dirección

La palanca entre los pedales de viaje es para giro gradual de pivote y contrarrotación. (1) Al oprimir el pedal de avance o de retroceso, y mover la palanca hacia la derecha o izquierda, se disminuye la velocidad de un carril, mientras comienza a funcionar el otro, a fin de hacer girar la máquina hacia el lado en que se movió la palanca. (2) Si se mueve la palanca más, hasta que haga contacto con un muelle de tope de "resistencia", se produce un giro de pivote con un carril fijo y el otro en propulsión. (3) Cuando se mueve la palanca más allá del muelle de tope, se obtiene la contrarrotación del carril fijo, y el giro es muy cerrado.



datos para servicio

	litros	(Gal de E.U.A.)
Tanque de combustible	397	(103)
Sistema de enfriamiento	44	(11,3)
Lubricación:		
Motor	27	(7,25)
Propulsión de la bomba	7	(1,75)
Mecanismo de giro	34	(9)
Cada mando final	53	(14)
Sistema hidráulico	720	(193)
Tanque del sistema hidráulico	329	(87)



peso de embarque aproximado

Con zapatas estándar de triple goma y 760 mm (30"), aguilón de una pieza, lubricantes, refrigerante, 10% de combustible, y sin cucharón:

Con brazo de 2,44 m (8')	36 800 kg (81 100 lb)
Con brazo de 2,90 m (9' 6")	36 900 kg (81 300 lb)
Con brazo de 3,60 m (12')	37 000 kg (81 600 lb)

(Si el aguilón es de dos piezas, añádanse 454 kg (1000 lb))



equipo estándar

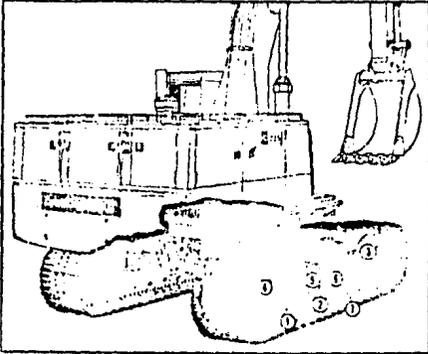
Alternador de 19 amp. Cabina para toda clase de tiempo con lo siguiente: Ventilador de congelador, luces de techo del tablero; instrumentos (manómetro del lubricante del motor, indicador de la temperatura del refrigerante, indicador de la temperatura del fluido hidráulico, voltímetro, luz indicador del nivel bajo del fluido hidráulico, luz de servicio del filtro de aire, luz de servicio del filtro del fluido hidráulico y luz de alarma con destellos); medidor eléctrico en horas; sistema ajustable en cuatro formas, con brazos y conatos laterales; cinturón de seguridad; limpiaparabrisas doble con lavador parabrisas de dos secciones con vidrio de seguridad y de color, orillo, y vidrio templado a la incalor de seguridad, abajo; lámina LEXAN de color en los ventanos y claravientos, que no se abren ventanos trasero desfilante con cierre de fricción; alfombrilla; encendedor de cigarrillos. Pasaje y pasamanos. Contrapeso de 5440 kg (12 000 lb). Bocina eléctrica del motor y trasera. Silenciador. Luces básicas de trabajo de la máquina. Segmento protector de guita del carril en la rueda trasera. Ajustadores hidráulicos de carriles. Rodillos y ruedas traseras de lubricación permanente. Cámara y cabina con carroduros. Pastadores sellados del estacionamiento. Carriles sellados con zapatas de triple goma de 760 mm (30"). Cáncamo delante y trasero. Filtro seco de aire.



equipo optativo

Alternador de 50 amp. Cucharones. Orejetas del cucharón. Aguilones de una pieza y de dos piezas. Brazos de retroexcavadora. Puntas de cucharón. Calorífero para la cabina. Sistema de arranque para bajas temperaturas. Extintor de fuego. Prefiltro con antefiltro de tamiz. Auxiliador de éter para arranque. Sistemas de luces (delanteros y traseros). Juego de herramientas. Protectoras (de la bomba y tuberías del sistema hidráulico, tubería de los controles auxiliares, radiador, motor de carril, protectores de guita a todo el largo, y de los segmentos de los extremos con los ruidos dentados). Luces de trabajo para el aguilón. Resillapara almacenar. Zapatas de carril. Acondicionamiento del aire para la cabina (incluye calorífero). Protector para evitar daños intencionales en los parabrisas. Asiento con suspensión. Dispositivo para socar el contrapeso.

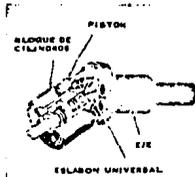
Un recio tren de rodaje de carriles significa menos tiempo inactivo, y costos más bajos de conservación.



EL HECHO DE QUE EL TREN DE RODAJE TIPO DE CARRILSEA DE FABRICACION CATERPILLAR — el fabricante de máquinas de carriles con más experiencia en el mundo — asegura gran rendimiento, largo vida útil y un mínimo de servicio en el tren de rodaje. Significa también que la 235 puede manejar y viajar a 3,8 km/h (2,4 MPH). Los pasadores y bujes (1) están sellados con discos de metal a metal; los rodillos (2), los ruedas tenares (3) y los ruedas dentadas (4) tienen Sellos de Anillos Flotantes Duo-Core. Los ajustadores hidráulicos de carriles, los mecanismos de resorte amortiguador para servicio pesado (5) son equipo estándar a fin de obtener el ajuste adecuado de los carriles. Los bastidores de rodillos inferiores (6) son de vigas construidas de sección en caja. Los zapatos de carril fijados con pernos (7) se hallan disponibles en varios tipos y longitudes.



DEBIDO A LA DISTRIBUCION O CONCENTRACION DE LA POTENCIA, cada una de las bombas de pistones no cuenta tan sólo con una fracción fija de la fuerza del motor. Cuando se requiere, cualquiera de las dos bombas de implementos, o cualquier función de los implementos puede usar toda la potencia disponible del motor. Cuando se utiliza más de una función, las bombas distribuyen automáticamente la potencia donde se necesita.

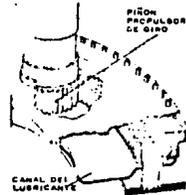


LA PROPULSION HIDROSTATICA suministra potencia suave y uniforme a los mandos finales, sin tren de fuerza mecánica. Los dos motores hidráulicos de los carriles cuentan con bombas de pistones que automáticamente equilibran el par motor y las demandas de velocidad de recorrido. Los dos motores producen un total de 26 800 kg (59 100 lb) de tracción en la barra de tiro, 6,3, 8 km/h (2,4 MPH) de velocidad en el suelo. Como los motores de los carriles son independientes, se puede utilizar la contrarrotación para conseguir virajes muy cerrados.

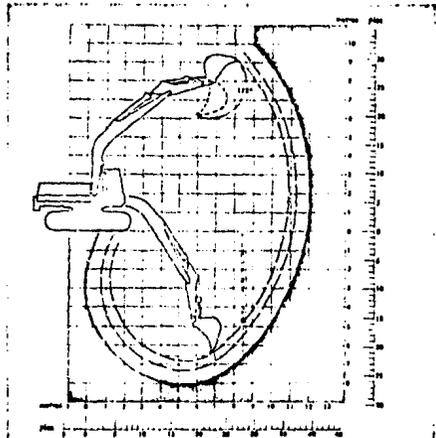
El servicio simple aumenta la jornada.



LOS FRENS DE DISCOS EN ACEITE ejercen acción en los semiejes de entrada de los mandos finales a fin de mantener fija la 235 en laderas y mientras excava. Los frenos se accionan automáticamente con muelles en cuanto se desacoplan los pedales de recorrido, y se sueltan mediante la presión hidráulica del circuito auxiliar sólo cuando se aprietan los pedales de viaje.



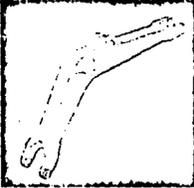
- EL SISTEMA DE LUBRICACION por medio de conales cerrados, para la corona y el piñón de propulsión de giro, impide la entrada de materias extrañas, causantes de desgaste. El lubricante corre por los conales y mantiene lubricado al mecanismo.
- LOS PASADORES DEL ELABORAMIENTO sólo requieren lubricación a intervalos de 50 horas del medidor de servicio. Un fuerte borde de políuretano mantiene en constante selladura el pasador a fin de evitar que entre arena y se talga la grasa.
- EL COJINETE DE GIRO necesita engrasamiento desde una conexión conveniente en la cabina sólo cada 50 horas del medidor de servicio.



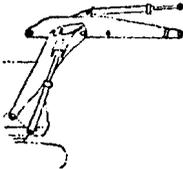
Alcance de Excavación: (A máxima extensión, el aguilón de las piezas tiene el mismo alcance que el de una pieza.)

	Con brazo de 2,44 m (8')	Con brazo de 2,90 m (9' 6")	Con brazo de 3,66 m (12')
Alcance a ras del suelo	10,7 m (35' 1")	11,1 m (36' 5")	11,9 m (39' 1")
Profundidad de excavación	6,9 m (22' 6")	7,3 m (24' 0")	8,1 m (26' 6")
Pared vertical máxima	4,7 m (15' 5")	5,3 m (17' 6")	6,5 m (21' 6")
Altura máxima de excavación	6,2 m (20' 6")	6,4 m (20' 10")	6,8 m (22' 4")

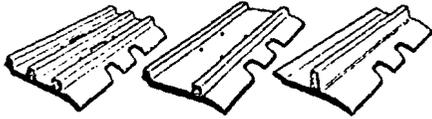
ELIJA EL EQUIPO ADECUADO PARA OBTENER EL MAXIMO DE SU EXCAVADORA 235



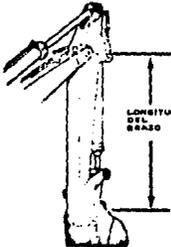
ELIJA EL AGUILÓN DE UNA PIEZA si su trabajo requiere usualmente alcance y profundidad máximas. Es lo mejor para abrir zanjas con largo alcance, profundidad, menos peso y buena capacidad de levantamiento a precio económico.



ESCOJA EL AGUILÓN DE DOS PIEZAS si su trabajo exige adaptabilidad. El miembro delantero se extiende o retrae a tres posiciones diferentes, para variar el alcance y la profundidad. Puede cambiar desde la posición totalmente retraída —para usarse con cucharas más grandes— hasta la posición completamente extendida para máxima alcance y profundidad. Cuando esté totalmente extendido, el cucharón de dos piezas posee el mismo alcance que el de una pieza.



Tres clases de zapatas	Presión sobre el suelo
De triple garra 760 mm (30") 910 mm (36")	0,56 bar (8,2 lb/pulg ²) 0,47 bar (6,8 lb/pulg ²)
De doble garra 460 mm (18") 610 mm (24")	0,94 bar (13,7 lb/pulg ²) 0,71 bar (10,3 lb/pulg ²)
De una garra 460 mm (18")	0,94 bar (13,7 lb/pulg ²)

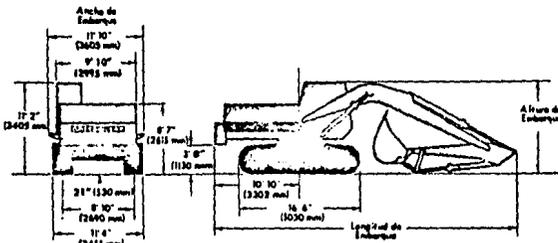


EL BRAZO DE 2,44 m (8') suministra máxima fuerza de empuje para excavaciones muy duras. Si es adecuado para su trabajo, elija este cucharón (junto con el aguilón de dos piezas totalmente retraído y cucharón grande) para obras de abertura de zanjas y carga de camiones.

EL BRAZO DE 2,90 m (9'6") es lo mejor en la mayoría de trabajos, sobre todo si las condiciones de operación cambian de continuo. Si hace usted muchos trabajos diferentes, y necesita tanto el alcance máximo o capacidad máxima de levantamiento, el brazo de 2,90 m (9'6") constituye un buen término medio. Da buenos resultados con todo el renglón de cucharas Caterpillar.

EL BRAZO DE 3,60 m (12') proporciona el mayor alcance y la mayor profundidad de excavación de la 235. Elija este brazo si utiliza generalmente la 235 en trabajos de abertura de zanjas profundas, o se requiere largo alcance. Equipado con este brazo largo, la 235 tiene un alcance de 11,9 m (39'1") y excava a 8,1 m (26'6"). La fuerza de excavación es menor que con los brazos más cortos. No se recomienda para cucharas grandes, o no ser que el material sea fácil de cargar.

	Brazo de 2,44 m (8')	Brazo de 2,90 m (9'6")	Brazo de 3,60 m (12')
Aguilón de una pieza:			
Altura de embarque	3,40 m (11' 2")	3,40 m (11' 2")	3,48 m (11' 5")
Largo de embarque	11,40 m (37' 5")	11,40 m (37' 5")	11,46 m (37' 7")
Aguilón de dos piezas, miembro delantero extendido:			
Altura de embarque	3,56 m (11' 8")	3,56 m (11' 8")	3,58 m (11' 9")
Largo de embarque	11,40 m (37' 5")	11,40 m (37' 5")	11,46 m (37' 7")



CUCHARONES Y VARIOS DISEÑOS DE PUNTAS Y OREJETAS PARA SUS TRABAJOS

LOS CUCHARONES PARA RETRO-EXCAVADORA se producen en cinco anchos y capacidades diferentes para varias condiciones de trabajo y anchos de zanjas. El ancho de corte se mide entre los esquinos exteriores de las puntas largas de empleo general.

ANCHO DE CORTE:

Cucharón de 760 mm (30") con planchas laterales de ángulos más entrantes que los otros cucharones. Es angosto, pero de gran capacidad.

LOS CUCHARONES DE 910 y 1070 mm (36" y 42") trabajan bien en condiciones relativamente difíciles de excavación debido a la gran fuerza de penetración sobre la cuchilla, resultante de su diseño de perfil lateral corto.

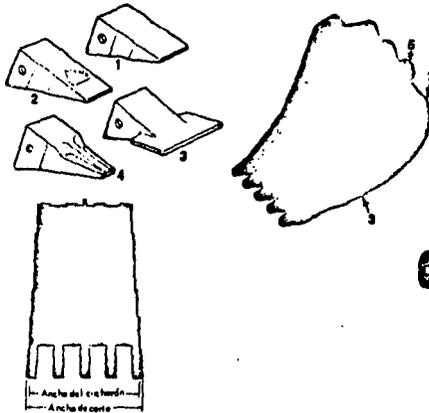
EL CUCHARON DE 1,22 m (48") da mejores resultados en trabajos de empleo general en que se requiere un cucharón de gran capacidad. Aumenta la producción en condiciones de fáciles a moderadas de excavación.

EL CUCHARON DE 1,37 m (54") tiene la mayor capacidad de carga, esencialmente para cargar camiones y usarse en excavación fácil. No se recomienda con brazo largo y materiales pesados para máxima alcance.

PUNTAS DE CUATRO DISEÑOS:

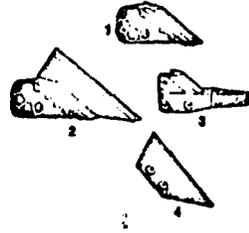
- (1) Cortas (condiciones duras) para excavación difícil.
- (2) Largas (empleo general) para la mayoría de excavaciones.
- (3) Anchas (de pala) para menos derrames y surcos en el suelo.
- (4) De buena penetración. De autoafiladura para escavar en suelos compactos y correosos.

LOS CUCHARONES CATERPILLAR tienen un giro hacia arriba de 175° para óptima retención de la carga y fácil excavación bajo tubos transversales. Se utiliza acero de gran resistencia, tratado al calor, en las zonas de mayor desgaste: (1) cuchilla; (2) puntas de guía; y (3) tiras de desgaste. Las planchas laterales (4) son de ángulos entrantes para mayor resistencia a la penetración y para mejorar la autolimpadura. Es estándar el gancho del cucharón (5).



COFADORES LATERALES:

- (1) Hoja de una pieza, eficaz en condiciones medias de excavación. Aumenta el ancho de corte en 38 mm (1,5") a cada lado.
- (2) Hoja con extensión para excavaciones de livianas a moderadas. Se emperna a una hoja de una pieza y se extiende el ancho de corte 0 76 mm (3") a cada lado.
- (3) De tipo de diente para trabajos de excavación. El ancho del corte aumenta en 102 mm (4") a cada lado.
- (4) Eresadora. Reduce el desgaste de los esquinos del cucharón. No aumenta el ancho de corte.



Especificaciones de los Cucharones (incluye adaptadores para puntas de dientes):

Capacidad (litros)	Ancho (mm)	Ancho (pulg.)	S.U.A. I	CATERPILLAR	...
760	760	30"
910	910	36"
1070	1070	42"

* Se basan en las normas S.A.E.
 ** Consultar al Equipo Técnico de Construcción.
 Los valores métricos se han redondeado con aproximación de 10 litros. No son conversiones directas de las capacidades de la S.A.E.

Los materiales y especificaciones están sujetos a cambio sin previo aviso.

CARGADORES FRONTALES MONTADOS SOBRE NEUMATICOS

Los cargadores frontales montados sobre neumáticos, son equipos de excavación, carga y acarreo que tienen un cucharón o bote para estos fines y que se adaptan en la parte delantera de los tractores.

Mediante la selección del convertido de par, bombas, motores adecuados, ejes de transmisión, diferencial y reducciones planetarias perfectamente conjuntados para suministrar la máxima potencia utilizable con pérdidas por rozamientos mínimos, se pueden realizar las siguientes funciones:

1. Transmitir fuerza suficiente a las ruedas para proporcionar una acción de empuje adecuado al peso de la máquina.
2. Suministrar fuerza al sistema hidráulico que excavará, levantará y volcará las cargas adecuadas por anticipado.

Estas máquinas por tanto no son simples tractores equipados con componentes adecuados para la excavación y carga, sino que son máquinas básicamente proyectadas para excavar, elevar y cargar, cada una de ellas formada por componentes estructurales, motrices y mecánicos, plenamente integrados y concebidos para trabajar conjuntamente.

NEUMATICOS

En contra de la creencia popular de que los neumáticos de los cargadores se deterioran bajo condiciones de trabajo intensivo en proporción similar, e incluso superior a los de los neumáticos de las motoescrapas, la experiencia nos demuestra lo contrario. El arma zón básico del neumático montado en un cargador se desgasta mucho más despacio, debido a que la cantidad de calor generada en el neumático es menor a la que se produce en el mismo neumático cuando éste es utilizado en una motoescrapa. Esto es debido principalmente porque tanto la velocidad y distancia de acarreo de los cargadores, son menores que los de la motoescrapa.

El tractor básico del cargador se ha diseñado para permitir modificaciones en la distribución del peso, ya sea mediante el inflado de los neumáticos con agua o adición de contrapesos, por lo que se pueda adaptar con mayor precisión a las diversas condiciones de trabajo.

Protección de los Neumáticos

Para aumentar la duración de las costosas llantas, se debe recomendar a los operadores que no acomoden las cargas mediante arranques y frenajes bruscos, pues esta pésima costumbre, se traduce en severos impactos y frecuentemente causan la rotura del tejido de las lonas de los neumáticos.

La presión de aire apropiado, es base para la duración y el buen funcionamiento de estos equipos.

Cuando la superficie de rodamiento está compuesta de materiales abrasivos y fragmentos de roca que puedan dañar a los neumáticos, es práctica recomendable proteger a éstos, por medio de accesorios que constan de zapatas y eslabones de acero.

MANDOS FINALES

Los cargadores montados sobre neumáticos pueden ser de dos o cuatro ruedas motrices.

Por las duras condiciones de trabajo los cargadores de dos ruedas motrices están siendo desplazados en el movimiento de tierra y su aplicación más bien es para fines agrícolas.

Los cargadores con tracción en las cuatro ruedas, puesto que aprovechan un mayor porcentaje de peso en la máquina comparado con los de tracción en un solo eje, realizan la acción de excavado y acarreo mucho mejor.

La mayoría de los cargadores de cuatro ruedas motrices se dirigen con las ruedas traseras. Sin embargo, los hay con dirección frontal e inclusive en las cuatro ruedas.

Algunos cargadores utilizan un mecanismo de dirección que hacen girar la mitad delantera del tractor, incluyendo el sistema articulado del tractor y el cucharón, alrededor de un pivote central. Esto ofrece las mismas ventajas que los de dirección en las ruedas traseras, manteniendo el peso del cargador directamente detrás del cucharón y haciendo que todas las ruedas sigan el rastro del trayecto del cucharón. Además permite que el cucharón gire antes de que vire el tractor, aumentando la facilidad de la colocación, tanto en el banco como sobre el camión, reduciendo de esta manera el tiempo consumido en la distancia de recorrido entre banco y el camión.

La fuerza de empuje describe la capacidad que tiene una máquina para hacer penetrar la cuchara en el material que se excava. La fuerza de tracción útil disponible y las condiciones del terreno determinan la fuerza de empuje disponible. Si el operario de la máquina permite que patinen las ruedas, ello significa que se ha alcanzado la fuerza de empuje máximo y nada se consigue sino reducir la acción de los neumáticos.

Puesto que el debido ajuste entre la unidad motriz y la máquina permite que el cargador haga patinar las ruedas en velocidad baja, cuanto mejores sean las condiciones del terreno, mayor esfuerzo tractor puede ser desarrollado para incrementar la acción de empuje.

El eje delantero del cargador es el que soporta los mayores esfuerzos resultantes de la excavación y el transporte de la carga.

El eje oscilante trasero se ha perfeccionado mediante el uso del sistema de dirección de doble émbolo accionado hidráulicamente, lo que proporciona al operario un manejo eficaz de la dirección con un mínimo esfuerzo. Ello permite la obtención de máxima maniobrabilidad y perfecto control del vehículo. El eje oscilante es especialmente valioso en terrenos accidentados, debido a que asegura la permanencia de las cuatro ruedas sobre el suelo con objeto de proporcionar el máximo esfuerzo de tracción.

C U C H A R O N E S

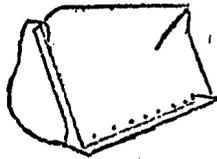


Fig. 21

a) Bote Ligero

Los equipos que únicamente van a cargar materiales sueltos y poco abrasivos tienen un bote ligero y en la parte externa del labio inferior están reforzados por una cuchilla que es la que primero entra en el material que se va a mover. (Fig. 21)



Fig. 22

b) Bote Reforzado

Cuando se necesita excavar además de cargar entonces el bote es un poco más fuerte que el anterior y viene equipado con una serie de puntas o dientes repartidos en el mismo sitio en que el anterior lleva cuchilla. Los dientes tienen por objeto facilitar la penetración del cucharón dentro del material (Fig. 22). Estos dientes están cubiertos por un castillo de acero especial, resistente a la abrasión y cuando sufren desgaste considerable se cambian por nuevos con objeto de proteger a los dientes y al bote mismo.

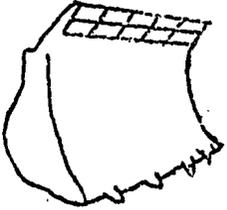


Fig. 23

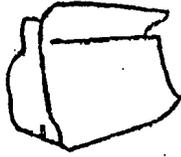


Fig. 24

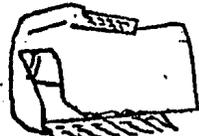


Fig. 25

c) Bote Super Reforzado con Dientes

Cuando el material que se va a cargar es roca fragmentada o lajar entonces se debe usar un bote especial, super reforzado, que es igual al bote de excavaciones pero más fuerte (Fig. 23). Algunos botes para roca tienen su borde inferior en forma de "V" y no llevan dientes sino cuchilla (Fig. 24).

Este tipo sirve para cargar desechos y escombros de forma irregular, para esto cuenta con una mandíbula con fuerza hidráulica cuyos bordes son dentados (Fig. 25). Las planchas laterales son desmontables para mejor agarre de materiales grandes.



Fig. 26

d) Bote Eyector de Rocas

El eyector es utilizado para descargar el material que se encuentra en el bote, ya que éste avanza hasta el extremo delantero, por esta causa es posible regular la eyección del material a fin de situar bien la carga y minimizar los choques en la caja del camión. La cuchilla en "V" truncada facilita la penetración y la carga (Fig. 26).



Fig. 27

e) Bote de Rejilla

Se utiliza para el manejo de roca suelta, las aberturas del fondo permiten que el material indeseable caiga a través de éstas (Fig. 27).

Capacidades

La resistencia mecánica de toda la máquina y en particular de los componentes de los brazos y la cuchara, ha de ser suficiente para soportar las tremendas fuerzas que se desarrollan durante esta parte del ciclo de trabajo del cargador. Probablemente de ninguna otra parte del diseño básico del cargador tienen los fabricantes tantas opiniones diferentes, como en el método de construir las piezas que componen el conjunto de brazos-cuchara, para mejor resistir las cargas de choque de excavación, elevación, acarreo y volteo. Cuanto menor sea el número de puntos articulados, palancas acodadas y elementos de conexión, mayor será el período de tiempo que puede esperarse que el mecanismo brazo-cuchara funcione sin fallas estructurales.

Intimamente ligado a lo anterior está la capacidad de los botes los cuales varían con la potencia del tractor, el uso al que se destine y también debe relacionarse al tamaño de las unidades de transporte. Por lo que si se desea adaptar uno de estos equipos a un tractor, es conveniente consultar los catálogos correspondientes, porque cada equipo ha sido diseñado para un tractor determinado, y lo anterior por lo general no será posible, ya que estos equipos vienen adaptados al tractor que corresponde desde la fábrica; pero vale la pena tenerlo en cuenta, pues una mala adaptación puede costar mucho dinero y ser infructuosa.

SISTEMA HIDRAULICO

El conjunto brazo-cuchara de los cargadores, se acciona por medio de un sistema hidráulico, que está formado por una bomba que recibe movimiento del motor del tractor, un depósito general de aceite, una red de circulación cerrada del fluido, los correspondientes pistones y los controles instalados al alcance del operador en el puesto de mandos en el propio tractor.

Casi en todos los cargadores son dos pares de gatos los que se accionan, sirviendo uno de los pares para subir y bajar el equipo, mientras que el otro para accionar el cucharón en sus movimientos de excavación y volteo.

CONTROLES AUTOMATICOS

Algunos cargadores tienen el mecanismo de descarga dispuesto de tal forma que si no se desea una inclinación hacia atrás, el operador puede usar el control de descarga para contrarrestarla. Además algunos tipos o marcas de cargadores están dotados de unos interruptores especiales automáticos, que se accionan con el pie, para detener la elevación a la altura máxima o en algún otro punto elegido y para regresar el cucharón al ángulo de excavación después de la descarga; teniendo como ventaja estos dispositivos que permiten al operador utilizar ambas manos sobre los controles del cargador mientras manobra.

El puesto del operario por lo general se encuentra en la parte delantera del cargador pues esto permite una visibilidad máxima de la zona de trabajo y mejor distribución del peso, debido al efecto contrapesante del motor. Se dispone igualmente de mejor accesibilidad para el servicio, puesto que el motor se encuentra alejado de los mecanismos de carga.

El motor de los cargadores por lo general es de diesel, con potencias que varían de 80 a 570 H. P. de cuatro tiempos y de cuatro a ocho cilindros, todo esto dependiendo de las características de cada cargador.

Las marcas de los motores que se usan con más frecuencia son caterpillar, Cummins y General Motors.

Una de las funciones del motor de un cargador, es proporcionar la potencia necesaria para generar fuerza hidráulica para el movimiento del bote y la dirección. Hasta el 35% de la potencia del motor en H. P. es recomendable para satisfacer a ésta. La otra función es transmitir fuerza suficiente a las ruedas para proporcionar una acción de empuje adecuado, para que se cumpla, nunca se debe hallar en la barra de tiro, menos del 65% restante, deducida la fuerza de arrastre del vehículo; siendo ésta la fuerza requerida para mover el vehículo durante el transcurso de la prueba con la transmisión en punto muerto, expresándose en libras e incluye como variables mecánicas los rozamientos en los cojinetes de las ruedas; en el engranaje diferencial y otras fricciones, el esfuerzo requerido para "flexionar" los neumáticos, para compactar o desplazar el material sobre el que avanza la máquina y la tracción necesaria para remontar las irregularidades de la superficie.

CARGADORES FRONTALES MONTADOS SOBRE ORUGAS.

Al conjunto formado por el tractor de orugas y el equipo se le llama cargador frontal, tractor pala y más comúnmente traxcavo, que es la degeneración del nombre de un modelo de una marca determinada, pero que en México se ha generalizado y se le nombra así a la de todas las marcas.

En cuanto al sistema hidráulico, controles automáticos, cucharones y motor, se rigen en forma general bajo el mismo principio que los cargadores montados sobre neumáticos ya descritos anteriormente. Por esta razón en adelante se describirán solamente las diferencias más significativas.

ORUGAS

El sistema de tránsito de estos cargadores consta de cadenas formadas por pernos y eslabones, a los cuales se atornillan las zapatas de apoyo. Estas cadenas se deslizan sobre rodillos, conocidos comúnmente como roles. En el extremo posterior de la cadena se encuentra la catarina que es un engranaje propulsor que transmite la fuerza tractiva.

Un adecuado ancho y largo de las orugas es necesario para la estabilidad contra el volcamiento lateral cuando acarrear cargas pesadas. Estos tipos de cargadores tienen una conexión rígida entre el bastidor de las orugas y el bastidor principal, pues de esta manera se mejora la estabilidad.

El tipo de zapatas de las orugas utilizadas, tienen una influencia considerable en la técnica de excavación. En ocasiones se utiliza la zapata lisa para no deteriorar la superficie de trabajo, pero ésta tiene el inconveniente de que patinan bastante sobre muchos suelos e impide que toda la potencia de la máquina se aplique al trabajo.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DOS TIPOS DE CARGADORES

Los cargadores frontales montados sobre neumáticos, se pueden utilizar con ventajas en los siguientes casos:

- a) Cuando sea importante el acarreo de material en tramos cortos.
- b) Cuando los puntos de trabajo están diseminados.
- c) Cuando los materiales están sueltos y pueden atacarse fácilmente con el cucharón.

- d) Donde el uso de orugas sea perjudicial al terreno o por no ajustarse a las restricciones de tipo legal.
- e) Cuando los materiales abrasivos provoquen desgaste excesivo en las orugas, siempre que los neumáticos resistan las condiciones de trabajo.
- f) Donde el terreno es duro y seco.
- h) El radio de giro es mucho mayor que el de orugas, de manera que se requiere más espacio para maniobrar.
- i) La presión sobre el suelo es aún mucho mayor que los de orugas, pero el efecto de compactación de las llantas y las ruedas más graduales le hacen posible trabajar fácilmente en suelos arenosos que se partirían bajo las orugas, causando un excesivo desgaste a éstas.
- j) En superficies resbalosas pueden ocasionar la pérdida, tanto de la tracción como de la precisión de la dirección.

Una de las características de estos tipos de cargadores, es que da una mayor facilidad de desplazamiento y por esto, se obtiene mayor rendimiento a distancias considerables de acarreo, en comparación con los de orugas.

Los cargadores frontales montados sobre orugas se pueden utilizar con ventajas en los siguientes casos:

- a) En terrenos flojos donde el área de apoyo de las orugas aseguran un movimiento adecuado y una estabilidad correcta.
- b) Cuando las condiciones del terreno o las pendientes exijan buena tracción y amplia superficie de apoyo.

- c) Donde no hay necesidad de hacer movimientos frecuentes y rápidos.
- d) Cuando los materiales son duros y no pueden excavar fá
cilmente.
- e) En donde los fragmentos de roca pueden dañar los neumátii
cos.
- g) En trabajos que requieren volúmenes pequeños.

Por su diseño los cargadores sobre orugas, pueden salvar las irregularidades del terreno y su característica principal es su buena tracción, su baja velocidad y su limitación a distancias - cortas de acarreo.

En la fig. 29 se esquematiza el trabajo de un cargador frontal , muy utilizado en la práctica de las vías terrestres y en algunos casos de edificación.

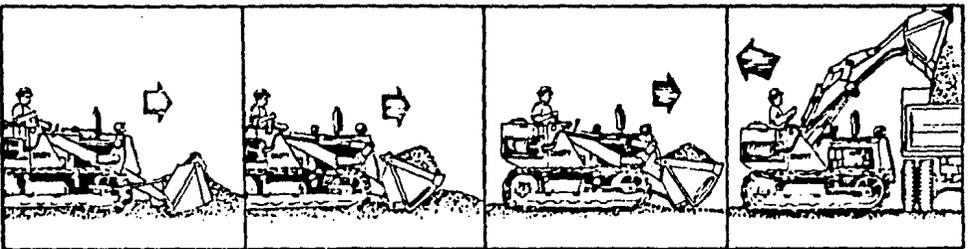


Figura 29. - Trabajo de un cargador frontal en la explotación de un banco.

4. CONCLUSIONES

Según un viejo refrán: "Con suficiente tiempo y dinero cualquier imbécil puede hacer cualquier cosa". Independientemente de que la expresión sea debatible o no, en cualquier caso, la misión particular del ingeniero es construir una obra satisfactoria, considerando las limitaciones de tiempo y dinero existentes, planteada así la misión de un ingeniero y acorde con lo que se ha planteado en este trabajo, podemos concluir que hay en el medio profesionales trabajando con poca preparación y escasa experiencia y que deberán estar más entrelazados con los ingenieros que no son sólo muy preparados en sus labores, sino además muy inteligentes.

Los errores cuestan y anudados al tiempo de austeridad, los estragos tendrán que ser más severos; respecto a la época de crisis que vivimos en virtud de que siguen siendo vigentes las apreciaciones que hiciera en noviembre de 1983 el Presidente de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción (CNIC), Sr. Vicente H. Bortoni, a continuación transcribimos algunos párrafos que en aquella ocasión fueron publicados:

Dice Vicente H. Bortoni: "Entendemos la gravedad de la crisis, pero los industriales pedimos que se cambie la política, para que nos reactiven. Nos dicen que la inflación se está controlando un poco. Dios quiera que sea cierto y que los datos que tengan sean realmente verídicos.

La industria de la construcción, tradicional indicador de la actividad económica del país -es la rama más sensible- trabaja al 26% de su capacidad, algo nunca visto en su historia. El desempleo de este sector, uno de los que más mano de obra emplea, llega a más del millón de personas. Debe 1,000 millones de dólares y, prácticamente, no tiene dinero con qué pagar. Y al igual que en muchas industrias, padece los problemas del crédito caro, pues es más alto el costo del dinero -arriba del 100%- que el de los insumos o la mano de obra entera.

Actualmente la competencia, por la crisis, es suicida. Si antes concursaban seis u ocho compañías, ahora lo hacen 35, por lo que los industriales ofrecen precios bajos a costa de no reponer la maquinaria. Es decir, por hambre, cambian máquinas por listas de raya, asegura Bortoni. "El gobierno no quiere usar lo que ya existe, siempre quiere inventar algo nuevo bajo la teoría de lo que va a hacer barato. Ni económico ni mejor. Por lo regular, el gobierno ni tiene el interés del constructor privado en cuantificar sus horas de trabajo, en obtener mejores precios para sus insumos y mano de obra, ni en cuidar la calidad".

Cita concretamente el caso de Sinaloa, cuyo Gobernador, Antonio Toledo Corro, planea construir una carretera costera de Mazatlán a Guasave, sin el concurso de compañías privadas. "El gobierno sinaloense no aceptó pagar el 50 ó 30% de nuestros honorarios normales, es decir, de los costos normales, y en cambio prefiere importar maquinaria y hacerla él mismo".

También comenta que en el Estado de México, con el Gobernador Alfredo del Mazo, se iniciaron los trabajos para abrir brechas y carreteras, en donde se supuso que las compañías privadas no son capaces de llegar. "Es una labor importante que en si está bien, pero en este momento nosotros llegamos a todos lados. Hay mucha maquinaria parada". Bortoni encuentra que, además de existir una competencia desleal, el gobierno no trabaja de la misma manera que las empresas privadas. "El particular cuida su máquina, porque es su único patrimonio, pero el gobierno, cuando trabaja directamente una obra, deja que se acabe la maquinaria o, simplemente, ya no la usa. Además, el gobierno actúa con mucha ventaja, pocos conocen sus costos reales, no paga impuestos y se pueden dar el lujo de tirar la maquinaria".

Para finalizar referiremos lo que el catedrático Lic. José Luis Ceceña expresó en una conferencia: Señaló que no debemos ser pesimistas, ya que lo que está en crisis es un sistema de cosas y no la sociedad en si. Enfatizó además, que las crisis económicas sociales son transitorias y que nos llevan hacia condiciones mejores como nos lo demuestra la trayectoria histórica pero para conseguirlas debemos luchar para cambiar el juego de fuerzas nacionales y encausar nuestro desarrollo hacia otra dirección con objetivos de independencia económica y desarrollo acelerado.

5. BIBLIOGRAFIA

- Mécanica de Suelos Tomos I, II y III
. Juárez Badillo
. Rico Rodríguez
- Apuntes de "Cimentaciones"
. Ing. José Springall C.
- Apuntes "El Comportamiento de los Suelos"
. Facultad de Ingeniería-UNAM
- Apuntes "Mecánica de Suelos"
. Facultad de Ingeniería - UNAM
- Apuntes "Movimiento de Tierras" Tomo I y II
. Facultad de Ingeniería - UNAM
- Apuntes de "Construcción"
. Facultad de Ingeniería - UNAM
- Revista IMCYC # 104 de diciembre de 1979.
- Revista Proceso # 369 de noviembre de 1983.
- Catálogos de la Casa Mextrac