

34
20je



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

“ARAGON”



“EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN SUELOS
BLANDOS, UTILIZANDO ADEMÉS Y TABLESTACAS”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
CONSTANTINO NIÑO RUIZ



San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1994

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

CONSTANTINO NIÑO RUIZ
P R E S E N T E.

En contestación a su solicitud de fecha 16 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor ING. JOSE PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN SUELOS BLANDOS, UTILIZANDO ADEMÉS Y TABLESTACAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Abril 26 de 1993.
EL DIRECTOR



M en l CLAUDIO C. MORRIFIELD DIRECTOR

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil
- c c p Ing. Manuel Martínez Ortiz, Jefe del Departamento de Servicios Escolares.
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Asesor de Tesis.

CCMC/ AIR/ leg



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

CONSTANTINO NIÑO RUIZ
P R E S E N T E .

En atención a su escrito de fecha 25 de abril del año en curso, en el que solicita ampliación del término para la presentación de su trabajo de tesis, me permito comunicarle que en virtud del avance demostrado en el desarrollo del mismo y con el propósito de no dejar inconclusa la investigación correspondiente, se le concede una prórroga de seis meses, contados a partir de esta fecha, para que presente su trabajo totalmente concluido.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERANZA"
San Juan de Aragón, Méx. 27 de Julio 1994
EL DIRECTOR



c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de la Carrera de
Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'11a.

Dedico ésta tesis a Dios (el dador de la vida) porque gracias a él existo y vivo, porque él ha querido que yo sea - lo que ahora soy, pues sin su poder nada sería yo en éste mundo. Gracias Dios mío por todo lo que me has dado.

A mi Padre, porque me supo conducir por el buén camino, -- porque sus consejos me enseñaron a distinguir lo bueno y - lo malo de la vida, y su mayor ilusión era el verme titula do, aunque Dios no se lo concedió, pero yo se que desde -- donde él se encuentre está alegre y contento.

A mi Madre, ya que desde el momento en que me enjendró en su vientre hasta ahora me ha dado todo su cariño y amor, - me ha soportado mis malos ratos y me ha sabido comprender en todo momento.

A mi cuñado José Arellano R., porque gracias a su apoyo moral y económico he salido adelante, porque a su lado me he formado desde que era niño hasta hacerme un hombre, y siempre hemos estado juntos en todo momento. Gracias cuñado.

A mi hermana Guadalupe, que desde niño he estado a su lado y ha sido como una segunda madre para mí. Gracias hermana por tu apoyo y cariño.

A mis hermanos, que con su apoyo y consejos me han ayudado a seguir adelante y a terminar mis estudios.

A mis cuñadas y sobrinos, que me han brindado su cariño y su ayuda en todo momento.

Al Ingeniero José Paulo Mejorada Mota, le doy las gracias - por haber aceptado ser mi asesor de tesis, y porque gracias a su ayuda me fue posible realizar éste trabajo.

A mis Profesores de Primaria, Secundaria, Preparatoria y -- Universidad, que me han transmitido su saber sin ninguna -- condición, y porque gracias a ellos me he formado profesio-
nalmente.

A mis amigos y amigas, principalmente Alma Lucía, Rosa María y Lucero, que gracias a su apoyo me impulsaron a seguir adelante en mi trabajo de tesis.

Al grupo de Cultura Nahuatl (Chalchiuicoyotl), porque de sus integrantes he aprendido muchas cosas y ellos me las -- han transmitido sin ningún recelo.

Tlazocamati ipal nemohuani.
(Gracias dador de la vida)

C O N T E N I D O

CAPITULO	1	INTRODUCCION	
1.1	Aspectos generales		9
1.2	Objetivo		9
1.3	Resumen del contenido del trabajo		10
CAPITULO	2	ESTUDIO Y ANALISIS DEL SUELO	
2.1	Introducción		11
2.2	Información requerida en la investigación de un terreno		11
2.3	Exploración en los suelos		14
2.4	Pruebas de laboratorio en suelos		27
2.5	Propiedades de los tipos de suelo		34
2.6	Identificación de suelos blandos		39
CAPITULO	3	EXCAVACIONES UTILIZANDO ADEMES	
3.1	Introducción		47
3.2	Ademes horizontales		48
3.3	Ademes verticales		55
3.4	Ademes escalonados		58
3.5	Ademes en pozos		59
3.6	Obras con ademes		61
CAPITULO	4	EXCAVACIONES CON TABLESTACAS	
4.1	Introducción		63
4.2	Tablestacas de madera		64
4.3	Tablestacas de concreto armado		66
4.4	Tablestacas metálicas		69
4.5	Forma de sostener los recintos tablestacados		72
4.6	Hinca de tablestacas		73
4.7	Obras donde se utilizan tablestacas		77

CAPITULO	5	CALCULO DE ADEMES Y TABLESTACAS	
5.1	Aspectos generales		80
5.2	Fuerzas y empujes sobre los ademes		80
5.3	Cálculo de ademes		83
5.4	Distribución de empujes sobre los ta- blestacados		94
5.5	Cálculo de tablestacados		96
CAPITULO	6	MAQUINARIA PARA EXCAVACION	
6.1	Introducción		116
6.2	Maquinaria para excavar zanjas		117
6.3	Maquinaria para excavaciones volumino- sas		129
6.4	Equipo para excavar dentro del agua		144
CAPITULO	7	CONCLUSIONES	152
BIBLIOGRAFIA			154

I N T R O D U C C I O N .

1.1. ASPECTOS GENERALES.

La mayoría de las construcciones o estructuras realizadas están soportadas por el suelo, éste elemento es el principal dentro de una obra de ingeniería civil, por lo tanto, es necesario estudiarlo y analizarlo antes de realizar cualquier trabajo sobre él. Así se obtendrán los datos suficientes para prever y solucionar los problemas con los que se llegará a enfrentar el constructor y poder realizar un trabajo eficiente y duradero.

Por otra parte, podemos decir que en toda obra o construcción se realizan trabajos de excavación, luego entonces, es necesario saber y conocer con que elementos se cuenta para poder ejecutar dichos trabajos. Elementos como pueden ser, para el sostenimiento de las paredes en una excavación (ademes y tablestacas), hasta la maquinaria a utilizar dependiendo del tipo de suelo y el tamaño o profundidad de la zona a excavar.

Los ademes y tablestacas son muy importantes en una excavación, por lo que se tratará de presentar los diferentes tipos que existen y el uso de cada uno, así como los métodos que se podrían utilizar para su cálculo correcto.

1.2. OBJETIVO.

El principal objetivo de esta tesis es el de recavar y proporcionar

una información mas amplia sobre ademes y tablestacas, como ya se dijo anteriormente, son elementos que sirven para sostener el suelo en una excavación; ya que actualmente no existe un libro que se dedique específicamente al estudio de estos elementos. Con esta información, el lector sabrá dónde y cómo utilizar eficientemente estas estructuras.

1.3. RESUMEN DEL CONTENIDO DEL TRABAJO.

El desarrollo del presente trabajo inicia con los conceptos básicos para el estudio y análisis del suelo. Conceptos que abarcan desde la exploración en campo hasta las pruebas en laboratorio.

Se continúa con el estudio de los diferentes tipos de ademes y tablestacas que existen. Estudio que presenta la forma de cómo y dónde utilizarlos. Por ejemplo, los ademes se utilizan en excavaciones grandes pero poco profundas y en cambio las tablestacas son utilizadas en excavaciones voluminosas y muy profundas o en excavaciones hechas dentro del agua.

Se estudia también algunos métodos para el cálculo de ademes y tablestacas, factor importante para el buen uso de dichos elementos. El cálculo se realiza en función a las fuerzas y empujes que actúan sobre los elementos, también se toma en cuenta el tipo de suelo y la forma de estar sostenidos.

Por último se da a conocer la maquinaria existente y que se puede utilizar para realizar una excavación. Dependiendo del tipo de excavación es el tipo de maquinaria a utilizar. Pueden ser retroexcavadoras, palas mecánicas, cucharones, almejas, etc., tomando en cuenta el rendimiento de cada una.

ESTUDIO Y ANALISIS DEL SUELO.

2.1. INTRODUCCION.

El proyecto de una fundación, de un dique de tierra, o de un muro de sostenimiento, no puede efectuarse de una manera inteligente y satisfactoria, a menos que el proyecto tenga como mínimo una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que debe considerar. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial, constituyen lo que se denomina: exploración del suelo, reconocimiento o estudio del subsuelo.

Con el objeto de obtener datos claros y confiables, hay que adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto.

2.2. INFORMACION REQUERIDA EN LA INVESTIGACION DE UN TERRENO.

Teniendo la necesidad de un estudio bastante detallado, la información que ha de obtenerse en el transcurso de la investigación de un terreno para realizar una excavación y posteriormente llevarse a cabo una construcción es la siguiente:

- a). *Topografía*. - La topografía general del lugar, en lo que afecta al proyecto de excavación y construcción; por ejemplo: la configuración de la superficie, de las propiedades adyacentes, presencia

de corrientes de agua, embalses, cercas, árboles, afloraciones rocosas, etc., y el acceso del equipo y vehículos de excavación.

- b). *Situación de Servicios.*- La situación de los servicios bajo tierra, tales como cables de corriente eléctrica, cables telefónicos, tuberías de agua y alcantarillas.
- c). *Geología.* - La geología del área con particular referencia a las principales formaciones geológicas localizadas bajo el lugar, y la posibilidad de hundimiento como consecuencia de la extracción de mineral u otras causas cualesquiera.
- d). *Historia y utilización del lugar.*- El historial y utilización del lugar, incluyendo información sobre defectos o fallas de edificios existentes o que han existido.
- e). *Característica especial.*- Cualquier característica especial, tal como la posibilidad de terremotos, factores climáticos, como son las inundaciones, las dilataciones y contracciones del terreno según la estación del año, el hielo permanente o la erosión del suelo.
- f). *Estructuras marítimas.*- Para excavaciones de estructuras marítimas o en los ríos, se precisa información sobre las mareas equinocciales y muertas, mareas altas y bajas extremas, niveles de los ríos, niveles y descargas estacionales de los mismos, velocidad de las corrientes de mareas y corrientes de los ríos, otros datos hidrográficos y meteorológicos.
- g). *Información.*- Una detallada información sobre las condiciones de los estratos del suelo y de las aguas freáticas dentro de las zonas afectadas por la excavación y las operaciones de construcción o bien sobre estratos mas profundos que afecten de algún modo a las

condiciones del lugar.

h). *Resultado del laboratorio.* - Los resultados de las pruebas del laboratorio con muestras del suelo.

i). *Resultados químicos.* - Los resultados de los análisis químicos del suelo o del agua del terreno para determinar los posibles efectos perjudiciales durante los trabajos.

Una detallada inspección llevada a cabo recorriendo detenidamente el lugar, muestra a menudo datos muy significativos sobre las características del subsuelo. Por ejemplo, los pequeños pozos de infiltración o dolinas ocultas en formaciones calizas son a veces revelados por depresiones fortuitas e irregularidades pronunciadas en la superficie del terreno; los desplazamientos del suelo se reconocen por un plegamiento de la superficie de la ladera de una colina, o por árboles inclinados; las obras de minas abandonadas se identifican por antiguos túneles o montones de ganga; los depósitos glaciares se distinguen por montecillos de tierra (capas de aluviones) en una topografía generalmente plana; y los sedimentos de ríos o lagos, por áreas de capas bajas y planas en los valles. Las indicaciones superficiales sobre el agua freática consisten en la presencia de manantiales o pozos y terrenos fangosos con cañas (que ponen de manifiesto la existencia de una gran extensión de agua con escaso drenaje y la posibilidad de turberas).

En las zonas muy extensas, las fotografías aéreas constituyen una valiosa ayuda en las investigaciones del lugar. Una buena interpretación de esas fotos puede revelar mucho sobre la geología y topografía de un lugar. La cartografía geológica basada en fotos aéreas y realizadas por firmas especializadas, es una ciencia bien demostrada.

Para conocer detalles sobre los servicios bajo tierra conviene consul

tar a las autoridades locales.

2.3. EXPLORACION EN LOS SUELOS.

Cuando se va a trabajar en el suelo se desprende de una manera obvia la necesidad que se tiene de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes, respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de esos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en sus análisis.

Para determinar esas propiedades es necesario realizar una exploración y muestreo de suelos. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio.

Los tipos principales de exploración que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

- a). *Pezos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.*- Cuando este método sea practicable debe considerarse como el mas satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances de método en sí. La excavación se encarece

mucho cuando sean necesarios ademas y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad, introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad, envolviéndola en una o mas capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

Este método se utiliza cuando se necesitan hacer pruebas en laboratorio como límite líquido, límite plástico, contenido de humedad, prueba triaxial, entre otras.

- b). *Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.*- En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico.

Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho mas abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Posiblemente más usadas en México que los barrenos, son las posteadoras a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre

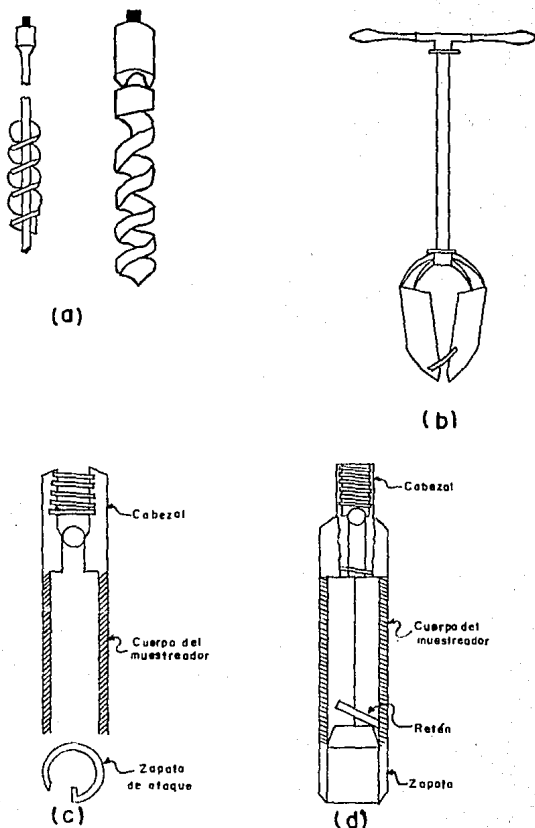


Figura 2.1. Herramientas para sondeos exploratorios
 a) Barrenos helicoidales
 b) Pasteadora
 c), d) Cucharas muestreadoras

el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo.

En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas éstas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales, de las que también hay gran variedad de tipos

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una seudosuspensión parcial del mismo. Es claro que en todos éstos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación y en general, para aquellas pruebas que no requieren de muestra inalterada. El contenido de agua de las muestras de barreno suelen ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.

- c). *Método de lavado.*- Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aún cuando la experiencia ha comprobado que puede llegar a tenerse errores hasta de 1.0 m al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 kg de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este

ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión; el agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe de ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente

- d). *Método de penetración estándar.*- Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona mas útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el mas ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva impli

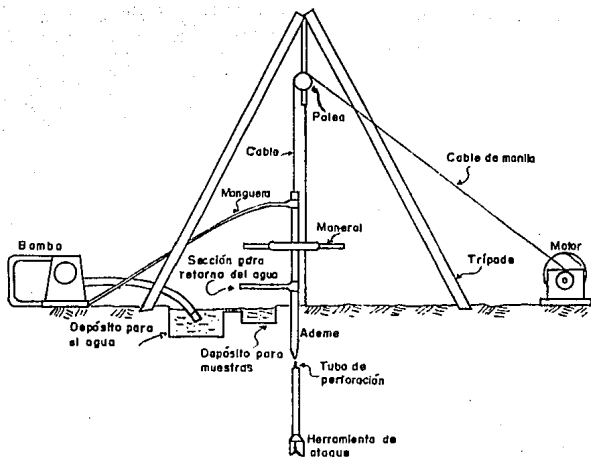


Figura 2.2. Dispositivo para el sondeo por lavado.

cito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la Figura

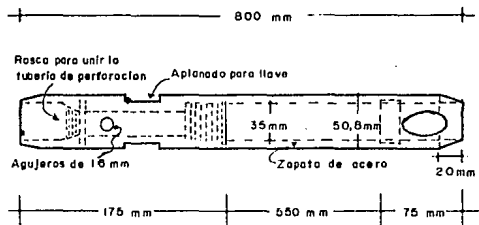


Figura 2.3. Penetrómetro estándar

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El Penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30cm (un pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara. Una vez limpio el pozo el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes, el penetrómetro debe penetrar 15cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30cm. A continuación debe hacerse penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_c , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entre los 30cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_c son mucho menos dignas de crédito.

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la tabla

Tabla 2.a. Correlación suelo-número de golpes.

Consistencia	Nº de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u Kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Puede observarse en la tabla que prácticamente, el valor de q_u , en kg/cm² se obtiene dividiendo entre ocho el número de golpes.

Sin embargo, cabe mencionar que las correlaciones de la tabla 2.a sólo de ben usarse como norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

e). *Métodos de penetración cónica.* -Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la figura 2.4 aparecen algunos que se han usado.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

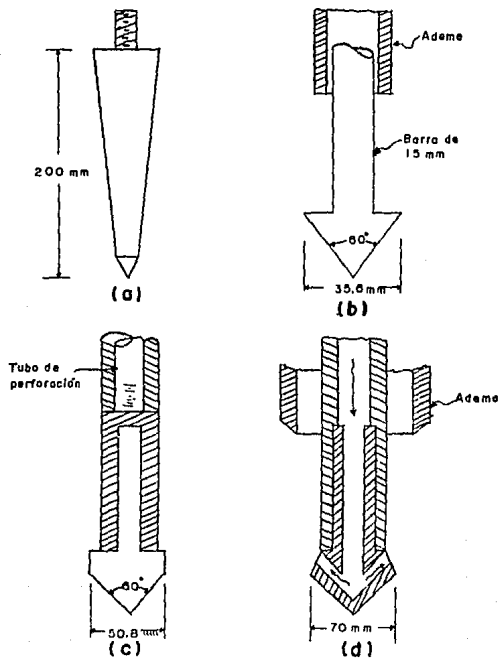


Figura 2.4. Penetrómetros cónicos
 a) Tipo danés
 b) Tipo holandés
 c) Tipo para ensayo dinámico
 d) Tipo de inyección

En la prueba dinámica puede usarse un Penetrómetro del tipo (c) de la figura 2.4, atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal usar para esta labor un peso de 63.5 kg, con 76 cm de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También ahora se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta.

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo cual los resultados son de muy dudosa interpretación. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo, no existe la dilación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúe la prueba.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble del que se obtendrá en prueba estándar, a condición, desde luego, de que la energía aplicada al cono sea la correspondiente a la prueba estándar.

En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica adquiere caracteres aún mas peligrosos potencialmente, al no existir correlaciones dignas de crédito, si se tiene en cuenta que la resistencia de esos materiales a las cargas estáticas a que estarán sujetos en la obra de que se trate, puede ser perfectamente mal justificada a partir de una prueba dinámica, en la que la arcilla puede exhibir unas características totalmente diferentes.

En general, el cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger

la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1cm/seg. A veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que hayan sido necesarios para lograr una cierta penetración.

Tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y ésta debe verse como una limitación importante.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

- f). *Perforaciones en bolcos y gravas.*- Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de bolcos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con las herramientas hasta aquí descritas. En estos casos se hace necesario el empleo de herramienta tal mas pesado, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, inclusive, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.
- g). *Muestreo con tubos de pared delgada.*- De ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. Sin embargo, la alteración de las muestras puede ser mucho menor si se usa el procedimiento de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única.

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continuada y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada "relación de áreas".

$$Ar (\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2}$$

De= Diámetro exterior del tubo.

Di= Diámetro interior del tubo.

La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor de 10% en muestreadores de 5 cm (2 pulgadas) de diámetro interior.

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincado el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma, aumentando por lo tanto su resistencia y adherencia con el muestreador.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador. La inyección de e-

mulsiones asfálticas o el congelamiento de la zona de muestreo son métodos que se han usado algunas veces en el pasado. Afortunadamente el problema no es de vital importancia en la práctica de la Mecánica de Suelos, dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato más útil y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características de los mismos.

2.4. PRUEBAS DE LABORATORIO EN SUELOS.

Las características físicas de los suelos pueden medirse por medio de pruebas del laboratorio con muestras extraídas de los sondeos o pozos de ensayo. Los resultados de los ensayos de resistencia a cizalladura pueden utilizarse para calcular la máxima capacidad de carga de los suelos o la estabilidad de laderas en excavaciones y en malecones o terraplenes. Los ensayos de laboratorio proporcionan además datos para calcular la cantidad de agua que habrá de bombearse en las excavaciones, y permiten clasificar los suelos para predecir su comportamiento bajo diferentes cargas de cimentación, y decidir cual es el tratamiento más efectivo para salvar las dificultades en las excavaciones o desagües.

Los datos de dos ensayos han de estudiarse junto con los informes de los sondeos y otras observaciones del terreno, debiendo comprobarse en lo posible cualquier estimación de las cargas u otros datos del proyecto obtenidos a partir de ellas, teniendo en cuenta las condiciones conocidas y la experiencia pasada.

Las pruebas del laboratorio han de ser tan sencillas como sea posible. Los ensayos que precisan de equipos complicados consumen bastante tiempo y son consiguientemente costosos, estando sujetos a serios erro-

res, a menos que se lleven a cabo cuidadosa y concienzudamente por técnicos con experiencia.

Los ensayos de mecánica de suelo que conciernen al técnico laboratorista son:

- a). Examen visual.
- b). Contenido natural de humedad.
- c). Límites líquido y plástico.
- d). Distribución de los tamaños de las partículas.
- e). Compresión no confinada.
- f). Compresión triaxial.
- g). Ensayo de cizalladura por medio de aspa.
- h). Consolidación.
- i). Permeabilidad.
- j). Análisis químicos.

a). Examen visual.- Las pruebas visuales, llevadas a cabo en el laboratorio son para apreciar el color, textura y consistencia de las muestras alteradas o sin alterar, recibidas del lugar investigado. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno efectuadas por el ingeniero.

b). Contenido natural de humedad.- Es norma de algunos laboratorios de pruebas, efectuar ensayos sobre el contenido natural de la humedad de todas las muestras inalteradas recibidas en el laboratorio. Comparando los resultados y relacionándolos con los límites líquido y plástico de los correspondientes tipos de suelo.

Generalmente, no tiene objeto hacer ensayos del contenido de humedad con muestras alteradas, debido a que los resultados pueden no ser representativos del estado de los suelos in situ, a causa del procedimiento de sondeo. Si por cualquier motivo se requieren datos sobre el contenido de humedad, adicionales a los ya proporcionados por los ensayos con muestras inalteradas, las muestras para este fin han de ser especialmente seleccionadas; por ejemplo, muestras alteradas tomadas de la zapata cortante de los tubos sacatestigos, o del sacates tigos de cuchara endida en el ensayo normalizado de penetración.

- c). *Límites líquido y plástico.*- Las pruebas del límite líquido y plástico se hacen en suelos coherentes para fines de clasificación y predicción de sus propiedades técnicas. Para predecir la compresibilidad de arcillas y limos puede utilizarse el diagrama de plasticidad de Casagrande (figura 2.5.).

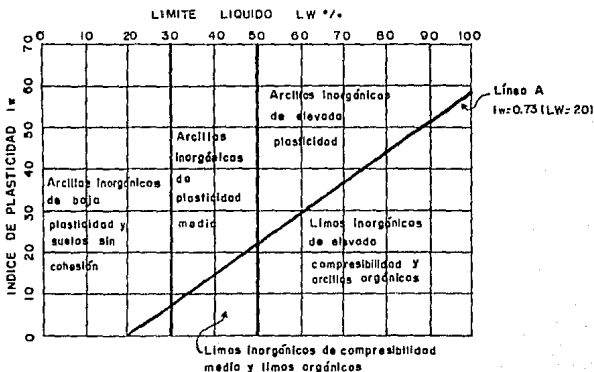


Figure 2.5. Diagrama de plasticidad de Casagrande

Para usar este diagrama es necesario saber si el suelo es de origen orgánico o inorgánico. Los suelos orgánicos son generalmente de color oscuro con un olor característico de vegetación putrefacta. En caso de duda, el límite líquido se determinará con una muestra que haya sido desecada en un horno. Si el secado reduce el límite líquido de la muestra en un 30% ó mas, el suelo es orgánico.

El procedimiento mas corriente, es efectuar los ensayos del límite líquido y plástico con unas cuantas muestras seleccionadas en cada uno de los principales tipos de suelos existentes en las perforaciones. Comparando los resultados y trasladando los datos al diagrama de plasticidad, pueden clasificarse los distintos tipos de suelo en un orden aproximado de compresibilidad.

d). *Distribución de los tamaños de las partículas.*- El ensayo de distribución de los tamaños de las partículas es un tipo de ensayo de clasificación en el que se utiliza una combinación de análisis por tamizado y sedimentación o análisis hidrométrico. La información que proporciona este ensayo no es de un valor directo en la determinación de la carga admisible, y por regla general este tipo de ensayo no necesita hacerse en relación con alguna investigación de cimentación en arcillas, o en el caso de arenas y gravas, allí donde la excavación está sobre el nivel de agua. El ensayo de distribución de los tamaños de las partículas es, sin embargo, de un valor particular en la investigación de problemas de excavación en suelos permeables bajo la capa de agua, cuando los resultados pueden utilizarse para saber cuales de los varios procedimientos geotécnicos son factibles para la reducción de agua del terreno o para el enluchado.

e). *Compresión no confinada.*- El ensayo de compresión no confinada es la expresión mas sencilla del ensayo a cizalladura, se efectúa directamente con muestras de 3.75 cm extraídas de muestras del mismo diámetro, o con probetas de 3.75 cm de diámetro extraídas de muestras de

mayor diámetro. En suelos que contengan trozos de grava, haciendo imposible la obtención de muestras de 3.75 cm, el ensayo de compresión no confinada puede efectuarse directamente con probetas de 10 cm de diámetro obtenidas de muestras de igual diámetro.

Este tipo de ensayo no puede efectuarse en suelos sin cohesión o en arcillas y limos demasiado blandos para permanecer en la máquina sin aplastarse antes de que la carga sea aplicada. En caso de suelos frágiles o agrietados, los resultados son menores que la verdadera resistencia in situ de estos suelos.

- 6). *Compresión triaxial.* - Es un ensayo de resistencia a cizalladura mucho más complicado que puede aplicarse a una mayor variedad de suelos que el ensayo de compresión sin límite, pudiéndose variar las condiciones de los ensayos y las observaciones de acuerdo con una extensa gama de problemas técnicos. Se usa para determinar la cohesión (c) y el ángulo de resistencia al deslizamiento (ϕ) de un suelo, utilizando la ecuación de Coulomb -Mohr:

$$S = C + P \operatorname{tg} \phi \text{ (ton/m)}$$

Los tres tipos principales de ensayo triaxial son:

1. Sin drenaje.
2. Por consolidación y sin drenaje.
3. Con drenaje.

En el ensayo sin drenaje no se permite el drenaje de la muestra durante la aplicación de la presión total, o bien durante el tiempo de aplicación de la carga desviada, y de este modo la presión en los poros no puede disiparse en ninguna fase del ensayo. En el caso de un

suelo coherente saturado, este procedimiento de ensayo reproduce las condiciones que existirán cuando el suelo situado bajo la cimentación completa esté sujeto a cargas o bien cuando se extraiga tierra de una excavación al aire libre o ademada. En estas condiciones las presiones en los poros del suelo sometido a las cargas de cimentación, o en el terreno oculto tras el frente de excavación, no tienen tiempo de disiparse mientras dura la aplicación de la carga. Los análisis para determinar la capacidad de resistencia máxima del suelo de cimentación, o la estabilidad inicial de las excavaciones se llevan a cabo en términos de cargas totales.

El procedimiento para efectuar el ensayo de consolidado sin drenaje consiste en dejar que la muestra drene durante la aplicación de la carga total; de este modo, se deja que la muestra se consolide enteramente en esta fase del ensayo. Al aplicar la carga lateral no se permite drenaje alguno en la muestra.

En el caso del ensayo con drenaje (triaxial lenta), se permite el drenaje del agua de los poros de la muestra, tanto durante la fase de consolidación, bajo la carga aplicada, como durante la aplicación de la carga lateral. El tiempo dedicado a consolidación bajo la carga aplicada y posteriormente bajo la carga lateral, ha de ser lo suficientemente amplio para asegurarse de que no se obture ningún poro en cualquier fase del ensayo.

Los ensayos de compresión triaxial están limitados a las arcillas, limos, turbas y rocas blandas. Por lo general, está fuera de lugar el ensayo en arenas y gravas debido a que en ningún caso puede efectuarse directamente con una muestra inalterada.

- g). *Ensayo de cizalladura por medio de aspa.*-La resistencia del suelo puede utilizarse directamente para calcular la carga admisible, y pa

ra calcular la presión del terreno en excavaciones encofradas.

- h). *Consolidación.*- Este ensayo proporciona unos datos que se utilizan para calcular la magnitud y velocidad de consolidación del suelo bajo los cimientos. Dicho ensayo se conoce, en términos más exactos, como el ensayo de consolidación unidimensional, debido a que la muestra se encierra en un anillo metálico y la carga se aplica en una sola dirección. El aparato utilizado se conoce con el nombre de edómetro o a veces con el de consolidómetro. De los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación (CV) que permite calcular la velocidad de asentamiento de toda la estructura. Los datos de carga- asentamiento obtenidos del ciclo completo de carga y descarga, se utilizan para dibujar curvas de la proporción presión-vacío, a partir de las cuales se establece el coeficiente de compresibilidad de volumen (mv). Estos resultados se emplean para calcular la magnitud del asentamiento bajo una carga dada.

Los ensayos de consolidación están restringidos a los limos y arcillas, debido a que las teorías en que se basan los cálculos de asentamiento están limitadas a suelos de granos finos de estos tipos. No es corriente efectuar ensayos de consolidación con arcillas muy preconsolidadas, como son las arcillas de origen glacial, debido a que el asentamiento de estructuras normalmente cargadas en suelos de este tipo es, por regla general, despreciable. Sólo en el caso de estructuras grandes y pesadas sobre bloques de arcillas es necesario investigar los asentamientos de acuerdo con las pruebas del laboratorio.

- i). *Permeabilidad.*- Estos ensayos pueden realizarse en el laboratorio con muestras inalteradas de limos y arcillas, o arenas y gravas que son compactas en moldes cilíndricos hasta alcanzar una densidad igual a la que poseen en su estado natural. Los dos tipos de ensayo de permeabilidad de uso más corrientes son el de carga constante y el de carga variable. Las pruebas en el laboratorio son susceptibles de erro

res debido a la circulación de agua entre la muestra y la pared del tubo sacatestigos, y debido también a las burbujas de aire alojadas en la muestra. Al determinar la permeabilidad representativa del suelo, se puede calcular la cantidad de agua que ha de bombearse en la excavación de unos cimientos.

j). *Análisis químicos.*- Los análisis químicos del suelo y del agua freática se utiliza para fijar la posibilidad de deterioro de estructuras de cimentaciones de concreto y acero. En el caso de estructuras de acero, tales como los pilotajes de acero laminado, es suficiente, por regla general, determinar el PH y el contenido de cloruro de cal del suelo y del agua del terreno. Para estructuras de concreto lo único que se suele determinar es el contenido de sulfatos, aunque si se sospecha de un elevado contenido de materias orgánicas es aconsejable determinar también el porcentaje de materia orgánica y el factor PH.

2.5. PROPIEDADES DE LOS TIPOS DE SUELO.

Según cual sea el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe, esencialmente, al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es esencialmente orgánico. Si los productos de la descomposición de las rocas se encuentran aún en el mismo lugar de origen, constituyen un suelo residual; en este caso contrario, forman un suelo transportado, cualquiera que sea el agente de transporte.

A continuación se describen los suelos mas comunes, con los nombres generalmente utilizados para su clasificación en el terreno, y sus propiedades de cada uno de ellos.

- a). *Las arenas y las gravas.*- Son agregados sin cohesión de fragmentos granulares o redondeados, poco o no alterados de rocas y minerales. Las partículas menores de dos milímetros se clasifican como arena y aquellas de mayor tamaño hasta 15 ó 20 centímetros, como grava. Los fragmentos de roca con diámetros mayores se conocen como piedras-bolas, piedras-bochas, rodados grandes, etc.
- b). *Los limos inorgánicos.*- Son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad. Las variedades menos plásticas consisten generalmente en partículas mas o menos equidimensionales de cuarzo y, en algunos países, se les distingue con el nombre de polvo de roca. Los tipos mas plásticos contienen un porcentaje apreciable de partículas en forma de escamas y se denominan limos plásticos. A causa de su textura suave, los limos inorgánicos son comúnmente tomados por arcillas, pero pueden distinguirse fácilmente de éstas sin necesidad de efectuar ensayos de laboratorio. Si una pasta de limo inorgánico saturado se sacude en la palma de la mano, la pasta expelle suficiente agua como para producir una superficie brillante que, si la pasta es posteriormente doblada entre los dedos, se vuelve nuevamente opaca. Este simple procedimiento se conoce como ensayo de sacudimiento.

Después de secada, la pasta de limo inorgánico es frágil, siendo fácil despegar polvo de ella si se le frota con los dedos. Los limos son relativamente impermeables, pero cuando se encuentran en estado suelto pueden subir del fondo de una perforación o excavación como si fueran un espeso fluido viscoso. Los suelos mas inestables de esta categoría se distinguen a veces como arenas muy finas.

- c). *Los limos orgánicos.*- Son suelos de granos finos mas o menos plásticos, con una mezcla de partículas de materia orgánica finamente

- dividida. A veces contienen también fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente descompuesta o de otros elementos orgánicos. Estos suelos tienen colores que varían de gris a gris muy oscuro, y pueden tener cantidades apreciables de H_2S , CO_2 y de otros productos gaseosos originados por la descomposición de la materia orgánica, lo que les da un olor característico. Los limos orgánicos tienen muy alta compresibilidad, y su permeabilidad es muy baja.
- d). *Las arcillas.*- Son agregados de partículas microscópicas y submicroscópicas derivadas de la descomposición química que sufren los constituyentes de las rocas. Son suelos plásticos dentro de límites extensos en contenido de humedad y cuando están secos son duros, sin que sea posible despegar polvo de una pasta frotada con los dedos. Tienen además, una permeabilidad extremadamente baja.
- e). *Las arcillas orgánicas.*-Son aquellos suelos de este tipo que derivan algunas de sus propiedades físicas más significativas de la presencia de materia orgánica finamente dividida. Cuando están saturadas son generalmente muy compresibles, y secos presentan una resistencia muy alta. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro, y pueden poseer un olor característico.
- f). *Las turbas.*-Son agregados fibrosos de fragmentos macro y microscópicos de materia orgánica descompuesta. Su color varía de un castaño claro a negro. Las turbas son tan compresibles que casi siempre resultan inadecuadas para soportar construcciones. Si bien es cierto que se han desarrollado varias técnicas especiales para construir terraplenes sobre depósitos de turba sin correr el riesgo de que se hundan en el terreno, el asentamiento resultante suele ser grande y continuar aun ritmo decreciente por muchos años.
- g). *Las morenas.*- Son depósitos glaciares no estratificados de arcilla,

lím, arena, cantos rodados y piedras que cubren aquellas partes de la superficie rocosa que estuvieron bajo los hielos en los periodos de avance de los glaciares.

- h). *Las tufas.*- Son agregados finos de minerales y fragmentos de roca muy pequeños, arrojados por los volcanes durante las explosiones, y que han sido transportados por el viento o por el agua.

- i). *Los loess.*- Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos, comúnmente de color castaño claro. El tamaño de la mayoría de sus partículas oscila entre los estrechos límites comprendidos entre 0.01 y 0.05 mm y su cohesión es debida a la presencia de un cementante que puede ser de naturaleza predominante calcárea o arcillosa. A causa de la presencia universal de agujeros verticales continuos, dejados por las raíces extinguidas, la permeabilidad en las direcciones, horizontales es mucho menor que en la dirección vertical. Además, el material se caracteriza por la capacidad de mantenerse estable en taludes casi verticales. Los depósitos vírgenes no han sido nunca saturados; si lo son, el cementante que mantiene la adherencia entre las partículas se ablandan y la superficie del depósito puede sufrir un asentamiento.

- j). *Las tierras diatomáceas.*- Son depósitos de polvo silícico fino, generalmente blanco, compuesto total o parcialmente de los residuos de diatomeas. El término diatomeas se aplica a un grupo de algas u nicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, con la particularidad de que las paredes de sus células son silícicas.

- k). *Marga.*- Es un término utilizado en forma vaga para identificar varios tipos de arcillas marinas calcáreas compactas o muy compactas y de color verdoso.

- l). *Caliche*.- Este término se aplica en algunos países a ciertas capas de suelo cuyos granos están cementados por carbonatos calcáreos. Estas capas se encuentran generalmente a poca profundidad y su espesor puede variar de pocos centímetros a varios metros. Para su formación parece necesario un clima semiárido.
- m). *Las arcillas laminadas*.-Consisten en capas alternadas de limo medio gris inorgánico y de arcilla limosa mas oscura. El espesor de las capas raramente excede de un centímetro, aunque ocasionalmente se han encontrado láminas mas gruesas. Los elementos que forman las arcillas laminadas fueron transportados a lagos de agua dulce por el agua proveniente del deshielo, al terminar el período glacial. Generalmente poseen, combinadas, las propiedades indeseables de los limos y de las arcillas blancas.
- n). *Greda*.-Es un término popular con el cual se designa una variedad grande de suelos, pero que normalmente estan constituidos por arcillas muy plásticas, mas o menos compactas, aunque a veces se incluyen dentro de esta denominación hasta areniscas arcillosas, que como roca entran en la categoría de las rocas blandas.
- o). *Tosca*.- Es el nombre dado en ciertos países a una fuerte impregnación calcárea de suelos de composición variable, en general limos de origen eólico-fluvial, dando como resultado un material de composición y resistencia también variable, pero que regularmente tienen una gran proporción de calcáreo y es muy compacto.
- p). *Las bentonitas*.-Son arcillas con un alto contenido de montmorillonita. La mayoría de las bentonitas se formaron de la alteración química de cenizas volcánicas. En contacto con agua, las bentonitas secas se esponjan mas que otros tipos de arcillas secas, y saturadas se contraen mas también. Los depósitos de bentonita son comu-

nes en Norteamérica, incluyendo México.

Todos los términos utilizados para la clasificación de los suelos en el terreno abarcan una variedad mas bien grande de materiales distintos y, además, la elección del término para calificar su densidad o compacidad depende demasiado del criterio de la persona que examina el material. Por ello, la clasificación de los suelos en el terreno es siempre mas o menos incierta e incorrecta. Datos mas específicos pueden obtenerse solamente con ensayos físicos que proporcionen valores numéricos representativos de las propiedades del suelo.

2.6. IDENTIFICACION DE SUELOS BLANDOS.

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de suelos -- (SUCS); obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa; naturalmente, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

Dentro de esta obra, llamaremos suelos blandos a todos aquellos suelos que son fáciles de remover, ya sea manual o mecánicamente, sin tener la necesidad de utilizar explosivos o herramientas especiales. Se consideran de este tipo de suelos todos aquellos desde partículas finas hasta granos gruesos.

CLASIFICACION DE SUELOS SEGUN EL SUCS.

El sistema Unificado de Clasificación de Suelos cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si mas del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si mas de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

SUELOS GRUESOS.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos mas típicos de ese grupo.

- a). *Gravas y suelos.*-Gravas y suelos en que predominan éstas. Símbolo genérico G (gravel).
- b). *Arenas y suelos arenosos.*- Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S(Sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N^o 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si mas del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N^o 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (Well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (Poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

Grupos GW y SW.- Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en éstos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP y SP. Estos suelos son mal graduados; es decir, son de a-

pariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente al contenido de partículas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos GM y SM. En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en pesos, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N^o 40 abajo de la línea A en la carta de plasticidad, o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC. El contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pasa la malla N^o 40 sobre la línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el SUCS los considera casos de frontera, adjudicándo-

les un signo doble. Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formadas su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

SUELOS FINOS.

También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- a) *Limos inorgánicos.* Limos inorgánicos de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- b) *Arcillas inorgánicas.* Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
- c) *Limos y arcillas orgánicas.* Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta

compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

A de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), como lo indica la carta de plasticidad (fig. 2.6), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

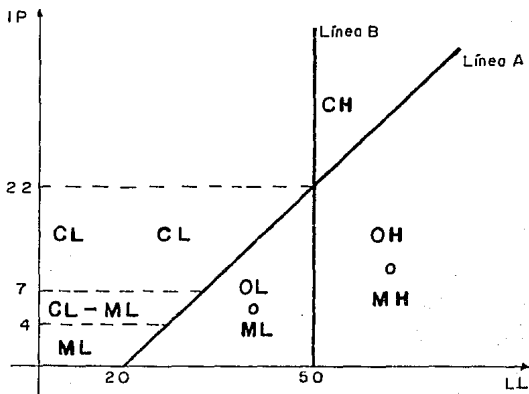


Figura 2.6. Carta de plasticidad, tal como se usa actualmente

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (Peat = turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos CL y CH. Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $IP > 7$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del valle de México, son límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

Grupos ML y MH. El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la línea A con $IP < 4$. El grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo de loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldespatos de rocas graníticas.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con $4% < I_p < 7%$ se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL-ML.

Grupos OL y OH. Las zonas correspondientes a estos grupos son las mismas que las de los grupos ML Y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición mas alejada de la línea A.

Grupos Pt. Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, despues de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suelen estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para el símbolos dobles de frontera. Por ejemplo: MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50%$ e índice plástico tal que el material queda situado prácticamente sobre la línea A.

EXCAVACIONES UTILIZANDO ADEMES.

3.1. INTRODUCCION.

Ademe quiere decir una estructura de circunstancias de madera o metálica que, en general, se monta según se va realizando la excavación. Se utiliza para evitar que las paredes de la excavación se derrumben. Normalmente se emplea en excavaciones grandes o pequeñas, pero poco profundas. Por ejemplo, la zanja para una alcantarilla en una calle, si no se adema, podría dañar al pavimento y paralizar el tránsito vehicular; o las paredes de un pozo profundo, si no se protegen, podrían derrumbarse y lesionar a los obreros.

Las excavaciones para conducciones deben revestirse a partir de 1.25m de profundidad. En terreno natural estable y para profundidades entre 1.25 y 1.75m basta con disponer sencillos marcos de tablas. Cuando son de esperar considerables vibraciones por el paso de vehículos o si el terreno ha quedado alterado en las proximidades por trabajos anteriores, deben ademarse también las zanjas de menor profundidad o dejar los taludes con la pendiente que corresponda al tipo de suelo.

Las paredes de la excavación pueden revestirse con tablas horizontales o verticales (Ademes), sostenidas mediante codales, piquetes o perfiles laminados en I.

Entre dos paredes paralelas, arriostradas una contra otra, el an-

cho de la excavación debe ser de 1 a 3 cm menor que la dimensión de finida por la luz libre mas el espesor de los barrotes verticales y las tablas, con objeto de que los codales queden perfectamente enca jados y "vibren" al golpearlos con el martillo.

Los codales deben disponerse en planos horizontales y verticales de forma que reduzcan lo menos posible el espacio de trabajo, y se pue dan colocar tablas formando una plataforma horizontal sobre los mis mos.

Las zanjas de mas de 1.50m de profundidad deben proveerse de un nú mero suficiente de escaleras para permitir un ascenso y descenso sin peligro, ya que para ello no debe utilizarse los codales.

3.2. ADEMES HORIZONTALES.

ADEMADO HORIZONTAL SENCILLO.

Las tablas horizontales se colocan y sujetan según avanza la excava ción, disponiéndolas en la totalidad de la altura, en especial en zanjas excavadas mecánicamente, adoptando precauciones especiales de seguridad.

Los ademes con tablas horizontales pueden utilizarse en todos los tipos de suelos que se puedan excavar verticalmente en alturas igu les como mínimo al canto de una tabla, sin que el suelo fluya, se deforme o deslice.

Según el tipo de ademe se puede distinguir los ademes de tablas so tenidas por barrotes y codales, tornapuntas o ariostras (utilizados

como elementos de rigidización horizontal entre dos paredes enfrentadas, como apoyo sobre el fondo de la excavación o como anclaje del ademe al terreno de trasdós) y los ademes con perfiles metálicos hincados.

Ademes horizontales con barrotes y codales. Se utilizan frecuentemente en pequeñas excavaciones y zanjas para tuberías.

Según la estabilidad del terreno se colocan por ambos lados de 1 a 4 tablas de cada vez, sujetándolas en el centro y en los extremos por barrotes, entre los cuales se introducen inclinados unos codales de madera (como lo muestra la fig. 3.1) que se llevan a la posición horizontal golpeándolos con un mazo o unos codales telescópicos metálicos.

A veces no es necesario prolongar el ademe hasta el fondo de la zanja, sino que puede ser útil solamente para evitar que se desprenda la parte superior. Por otra parte, si el material de la parte superior es arcilla y el estrato de mas abajo es arena fina, sólo es necesario ademar esta última para evitar que se corra hacia adentro.

Para zanjas importantes se pueden utilizar las siguientes reglas:

Tablas: 4.50m de longitud, 25 a 30cm de ancho, 5cm de espesor, cortadas a escuadra en los bordes y reforzadas con chapa ondulada en los extremos para aumentar su duración.

Barrotes verticales: 1m de longitud. En ademes horizontales sencillos se prohíbe la colocación de un solo barrote vertical en el extremo de un tablero, tapando el empalme de las tablas y sosteniendo al mismo tiempo dos tableros.

Codales: \varnothing 10 a 20 cm, según la longitud y la posición en profundidad.

Para mayor seguridad suelen colocarse ejiones bajo los codales que estén cargados por plataformas para materiales o suelos. Para una mejor estabilidad se aguzan las puntas de los codales en forma cónica.

Codales metálicos: Su ventaja es la facilidad con que se puede variar su longitud. Los numerosos tipos existentes se pueden dividir en dos grupos; codales de gran recorrido (longitud del husillo ≈ 45 cm, capacidad de alargamiento ≈ 35 cm) y codales con ajuste primario, por ejemplo mediante pasadores, y regulación fina con husillo (longitud máxima total ≈ 2.7 m, alargamiento máximo ≈ 1.0 m). También se emplean para ademar zanjas anchas los puntales de tubo metálico utilizados en edificación.

Los codales metálicos resultan imprescindibles cuando se quieren evitar golpes y vibraciones, como en el caso de excavaciones profundas en la proximidad de edificios o para sujetar una entibación desplazada.

Si por mala calidad del terreno solamente se puede excavar una profundidad equivalente al canto de una o dos tablas, las dos primeras tablas se sujetan provisionalmente mediante dos codales y una vez colocadas las dos tablas siguientes se clavan los barrotes en la forma habitual. Al retirar el ademe este proceso se sigue en sentido contrario.

En zanjas estrechas, el frente se cubre con tablas verticales, que se van hincando al aumentar la profundidad de excavación, apoyadas en los codales de extremo que, por su parte, deben asegurarse frente al deslizamiento mediante ejiones, o tornapuntas. En excavaciones anchas el frente se adema horizontalmente, como se hace con las paredes longitudinales.

En el caso de que sea inevitable utilizar codales colocados oblicuamente, éstos deben ser normales a una pared de la excavación. En este caso los barrotes deben escogerse más gruesos, pues deben llevar una caja para el apoyo de los codales, los cuales deben asegurarse también frente al

deslizamiento mediante las grapas o ejiones. Los puntales cruzados se sujetan con dificultad por lo cual deben evitarse en lo posible.

En excavaciones rectangulares o prácticamente cuadradas los codales pueden colocarse en cruz o en rombo. Esta última disposición es mas favorable desde el punto de vista del espacio de trabajo libre.

Cuando el ademado horizontal no llega hasta el fondo de la excavación, deben colocarse siempre montantes de apoyo sobre el mismo, para evitar un deslizamiento. Esta medida es importante especialmente en los suelos arenosos, donde por desecación o escape de las partículas mas finas puede reducirse el empuje sobre el ademe. También debe controlarse cuidadosamente el apoyo de los codales, a intervalos de tiempo determinados.

Las dimensiones de los elementos de ademes se obtienen mediante cálculos estáticos. Si al realizar la excavación se encuentran zonas de terreno malo (por ejemplo, rellenos), debe reforzarse el ademe en esos puntos. La no consideración de esta necesidad y una retirada poca cuidadosa del ademe, una vez terminados los trabajos, han ocasionado algunos accidentes graves.

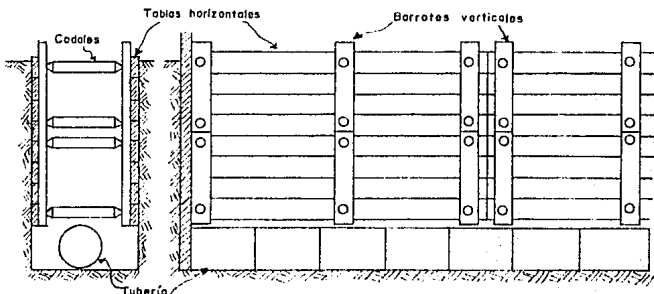


Figura 3.1. Ademe horizontal de una zanja para tuberías

Apuntalamiento Inclinado Mediante Barrotes y Tornapuntas. - Si no es posible un arriostramiento contra otra pared situada enfrente, hay que recurrir a un apuntalamiento inclinado (como lo muestra la figura 3.2.). En este caso el empuje de tierras se transmite al fondo de la excavación. La forma de colocar el apuntalamiento durante los trabajos de excavación depende del tipo de suelo y de la configuración del terreno, por lo que cada obra constituye un caso particular.

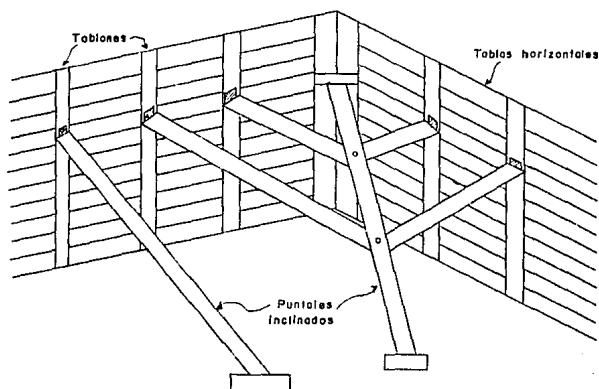


Figura 3.2. Ademe con apuntalamiento inclinado

Mediante un cálculo de estabilidad debe comprobarse la posibilidad de un deslizamiento de el ademe (levantamiento de la pared y giro en torno al punto de apoyo de las tornapuntas). En casos especiales, si no se consigue un apuntalamiento suficiente con dos tornapuntas, se recomienda la colocación de tres, una de las cuales está solicitada a tracción y, por

tanto, debe anclarse firmemente.

El apuntalamiento inclinado, siempre costoso, se suele evitar frecuentemente construyendo con ademe normal determinadas partes de la estructura antes de realizar la excavación total.

ADEME HORIZONTAL SOSTENIDO POR PERFILES METALICOS.

Las tablas horizontales se apoyan en este caso contra vigas metálicas hincadas (fig. 3.3.). Este método, denominado también "entibación berlínesa", resulta indicado principalmente para excavaciones anchas y profundas, - siendo de utilización muy profusa.

Antes de comenzar las obras se hincan en la superficie del terreno, a distancia de 1.5 m a 2.5 m perfiles laminados en I normal o de ala ancha con el alma perpendicular al paramento de la excavación.

La profundidad de empotramiento bajo el fondo de la excavación (generalmente de 1.5 a 3.0 m) se determina por condiciones estáticas, aunque debe ser en cualquier caso ≥ 1.0 m. Si no es posible la hincada de los perfiles, éstos pueden colocarse en agujeros abiertos por perforación. Conforme avanzan las obras de excavación, los perfiles se arriostran de acuerdo con los esfuerzos calculados o se anclan al terreno y se colocan los tabloncillos del ademe. El grosor de éstos varía, según el empuje del terreno, entre 5 y 10 cm.

La sujeción de los tabloncillos horizontales a los perfiles se puede realizar de dos maneras:

1. Se excava manualmente el terreno situado por detrás del ala exterior

de los perfiles en un espesor igual al de los tablonces, los cuales, cortados con la longitud exacta, se deslizan entre el ala y el terreno, apretándolos firmemente mediante cuñas. Los tablonces deben apoyarse en $\geq 1/4$ del ancho del ala.

Si en el recinto de la excavación se va a depositar concreto o levantar muros de fábrica, el ala de los perfiles debe recubrirse con chapa, con objeto de poder recuperarlos posteriormente.

2. Los tablonces se sujetan a los perfiles laminados mediante grapas o abrazaderas, que se enganchan en la cara interior del ala, apretándolas contra el perfil mediante barrotes de madera o metálicos y cuñas. Generalmente en este caso no es necesario rectificar manualmente la posición de los tablonces; el inconveniente es que no se puede reforzar el encaje mediante cuñas colocadas posteriormente.

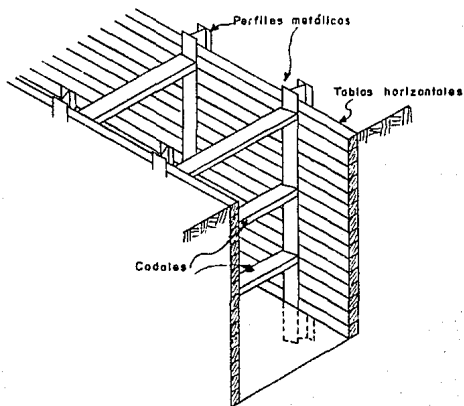


Figura 3.3. Ademe horizontal sostenido por perfiles metálicos

Por ésta razón las paredes de excavaciones sometidas a fuertes cargas deben ademarse según el primer método.

En general no es necesario apuntalar los perfiles laminados; únicamente en excavaciones pocas profundas puede ser necesaria la rigidización, bastando con el empotramiento de los perfiles en el terreno.

Al rellenar la excavación se deben recuperar las tablas y los perfiles laminados. Esta operación se realiza tabla por tabla, acomodándose al proceso de relleno. Debe ponerse un cuidado especial, como al rellenar cualquier excavación, en dejar el ademe perimetral necesario. Los perfiles en I no debe retirarse hasta que la excavación esté completamente cubierta.

3.2. ADEMES VERTICALES.

Los terrenos muy sueltos, que no se mantienen en una altura igual al ancho de una tabla, deben ademarse verticalmente. Además de las tablas de madera se utilizan hoy preferentemente tablestacas metálicas planas. Las tablestacas se hincan en el terreno y deben quedar en cualquier fase de la excavación, empotradas ≥ 0.3 m en el terreno. Las tablestacas para ademes, al contrario de las de estanqueidad se unen simplemente por solape oblicuo. Las longitudes son variables según los diferentes tipos, oscilando entre 1.5 y 4.5m. Para profundidades mayores (a partir de 4.0m) el ademe se realiza en forma escalonada.

ADEMADO VERTICAL SENCILLO.

Generalmente se hincan las tablestacas planas hasta la profundidad

requerida, sosteniéndolas mediante carreras horizontales y codales al progresar la excavación. Las carreras (vigas de ala ancha o vigas de madera $\geq 16/16$ cm) y los codales, generalmente metálicos, deben quedar asegurados contra el desplazamiento mediante abrazaderas metálicas o elementos semejantes, comprimiendo firmemente las tablestacas contra el terreno mediante cuñas.

Pueden seguirse las siguientes indicaciones si se utilizan vigas de ala ancha:

Distancia de la carrera superior al borde de la excavación ≤ 1.0 m.

Distancia vertical entre carreras ≤ 2.0 m.

Distancia de la carrera mas baja al fondo de la excavación ≤ 1.7 m; en el caso de que las tablestacas esten empotradas ≥ 0.6 m bajo la solera de la excavación.

Las tablestacas metálicas planas son mas caras que los tabloncillos de madera, aunque pueden utilizarse en número extraordinario de veces, por lo cual resultan mucho mas económicas. Debido a su pequeño canto siempre pueden recuperarse ya que el hueco que dejan es tan pequeño que no existe peligro de hundimiento del terreno natural, como suele suceder con los tabloncillos de madera, notablemente mas gruesos.

Por su parte el adomado vertical con codales se realiza como sigue:

Los tabloncillos de madera se suelen ir hincando a medida que se profundiza la excavación (fig. 3.4). Su acodamiento se consigue mediante viguetas 8/16 a 10/20 o vigas de madera 14/14 a 16/16 y codales interpuestos a distancias de unos 2m. Los codales y carreras se van colocando confor-

me avanza la excavación. Para evitar que, al incar los tablonés, los codales deslicen de las carreras, éstos suelen sujetarse mediante grapas. El canto superior de los tablonés se recubre con chapa metálica para protegerlo frente a los golpes de la hincas.

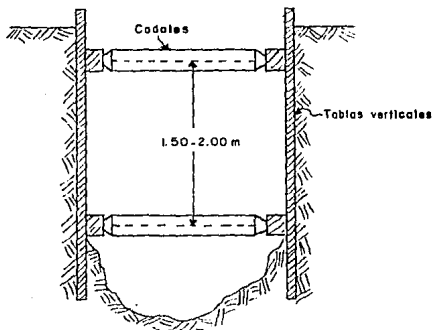


Figura 3.4. Ademe vertical acodado

ADEME VERTICAL ENTRE PERFILES METALICOS HINCADOS.

Constituye una aplicación del método descrito en ademe horizontal sostenido por los perfiles metálicos, sólo que en este caso utilizando tablestacas verticales. Estas apoyan contra carreras de madera horizontales acuñadas entre las almas de los perfiles metálicos. La distancia entre las carreras es de 1.0 m aproximadamente.

3.4. ADEMES ESCALONADOS.

Con grandes profundidades de excavación ($\geq 3.5\text{m}$) resulta difícil montar un ademe directamente bajo una parte ya ademada. Como la excavación es profunda, las tablas verticales han de ser demasiado largas o difíciles de hincar. Por consiguiente, ofrece ventajas en este caso la disposición telescópica (escalonada) que esquemáticamente se representa en la figura 3.5. Una vez montado el primer grupo de ademe a la mayor profundidad posible se profundiza la excavación y se monta el segundo grupo por el interior del primero, y de esta manera se sigue hasta llegar a la profundidad deseada.

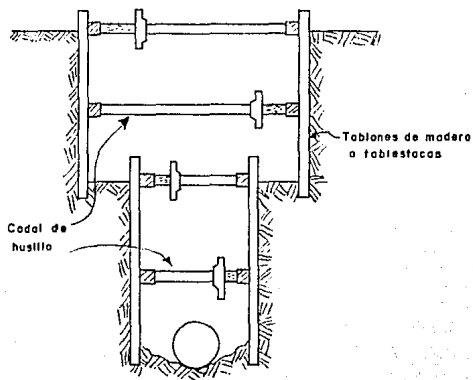


Figura 3.5. Ademe escalonado

Existen dos posibilidades principales de ademes escalonados:

1. Las paredes de la excavación se recortan de manera que las tablestacas de ademado queden inclinadas un 10% respecto a la vertical. La ventaja de este método es el pequeño volumen de excavación. Se utilizan preferentemente tablestacas planas y mas raramente tablones de madera.
2. Se hincan tablestacas metálicas verticales de acuerdo con la profundidad. La magnitud del escalonamiento de las tablestacas viene determinada por la maquinaria de hinca. La ventaja de este método es el empleo racional de la maquinaria y la rapidez de ejecución, siendo su inconveniente el mayor volumen de excavación.

3.5. ADEMES EN POZOS.

En la excavación de pozos las paredes deben ademarse verticalmente, el hincado de las tablas se realiza como se dijo anteriormente, pero el sistema de apuntalamiento es diferente a los ya descritos.

En el caso de pozos pequeños (fig. 3.6a) no se necesitan codales por que los extremos de los largueros se sostienen autónomamente al ser agarrados por los largueros o forros de los lados adyacentes. En pozos cuadrados de grandes dimensiones conviene utilizar la disposición de codales indicada en la figura 3.6b, dejándose así libre el centro para izar materiales por medio de una grúa. En el caso de pozos rectangulares pueden ser necesarios codales transversales (fig. 3.6c). Es de resaltar la pieza de cerramiento en el extremo de uno de los largueros. Esta se pone porque en pequeñas excavaciones, en terrenos susceptibles al hinchamiento, los largueros pueden llegar a apretar-

se demasiado unos con otros. Colocando una pieza de cerramiento, es decir, una pieza de madera blanda que pueda extraerse fácilmente con una palanca de hierro, se evita la necesidad de reducir a pedazos un larguero para poder desprenderlo.

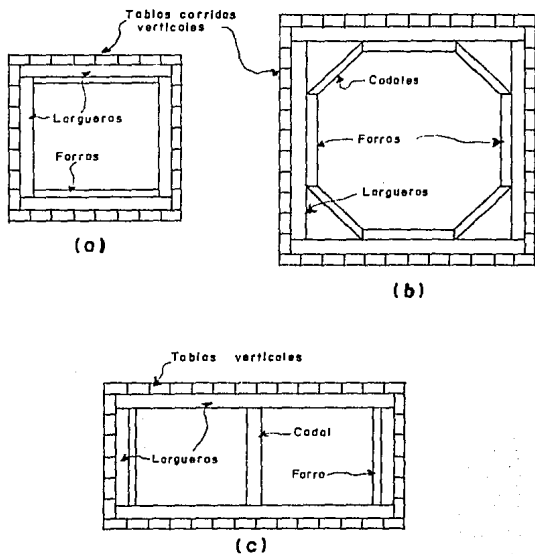


Figura 3.6. Ademe en pozos
a) Pozo pequeño
b) Pozo grande y cuadrado
c) Pozo rectangular

3.6. OBRAS CON ADEMES.

Los ademes se utilizan casi por lo regular, en excavaciones hechas en terreno seco, y en excavaciones pequeñas o grandes pero poco profundas. En donde sólo se necesita sostener las paredes de la excavación, para que éstas no se vengán abajo y obstruyan el trabajo a realizar.

En la excavación de zanjas para drenaje, conducción de agua potable, cable telefónico, etc., el ademe es de gran utilidad, ya que de este modo, las zanjas pueden durar bastante tiempo abiertas.

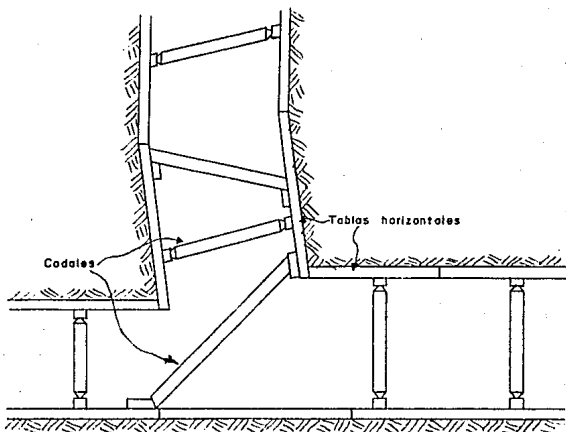


Figura 3.7. Excavación para la confluencia de dos colectores

Por otra parte, los ademes también se utilizan en las excavaciones pa

ra la construcción de cimientos de edificios u otras estructuras diferentes. Casi por lo regular éstas excavaciones son mas grandes que las zanjas que se hacen para ductos, y el ademado es diferente (como lo muestra la figura 3.8).

El ademe es de gran utilidad en la excavación de pozos para pilares o para la estructura del soporte de un tanque de almacenamiento de agua. En estas excavaciones no es tanta el agua, debido al nivel de aguas freáticas, por lo que un ademado es suficiente en lugar de un tablestacado.

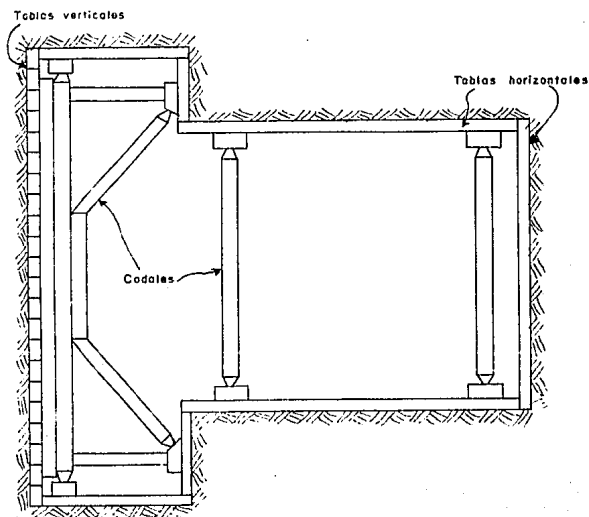


Figura 3.8. Excavación para la cimentación de una pila de puente

EXCAVACIONES CON TABLESTACAS.

4.1. INTRODUCCION.

Las tablestacas, generalmente se utilizan en excavaciones hechas bajo la capa freática o en excavaciones dentro del agua, ya que en estas o bras la entrada del agua y lodo dentro del recinto de trabajo debe de impedirse; y por lo tanto el uso de tablestacas es lo mas adecuado.

Las tablestacas deben acodarse, si es posible, contra la pared situada enfrente utilizando carreras y codales. La profundidad de hincada de los tablestacados bajo el fondo de la excavación es aproximadamente la tercera parte de su longitud total y en ningún caso inferior a 1.50m. Unicamente en zanjas para conducciones, que no queden al descubierto mas de unos tres días, es suficiente con 1m de empotramiento. Los tablestacados sin acodalar debe quedar empotrados en el terreno como mínimo la mitad de su longitud al terminar la excavación, por lo cual requieren mayores espesores.

Los tablestacados deben rebordearse con un marco doble de carreras, largueros (16/16 a 20/20) o perfiles metálicos en C, atornillados cada 4 ó 6 tablestacas, para rigidizar toda la pared y evitar el desprendimiento de tablestacas aisladas. Los puntos de empalme de los largueros deben estar desfasados.

4.2. TABLESTACAS DE MADERA.

Este tipo de tablestacas permiten un cerramiento notablemente impermeable, siendo su ancho normal de 25 cm, su máxima longitud de 15 m y su espesor de 6 a 30 cm.

La madera mas adecuada para las tablestacas es la de pino resinoso aunque también se pueden fabricar con madera de abeto. La madera seca debe sumergirse en agua algunos días antes de la hinca pues, si no, se agrieta fácilmente; además el tablestacado se alabea al hincharse la madera después de la hinca.

El espesor de la tabla debe ser de unos 6 cm para una longitud de 2m, aumentando 2 cm mas por cada metro adicional. A partir de 4 m el aumento de espesor es sólo de 1 cm. Existe otra regla práctica indicándonos que, para tablestacas largas, el espesor de la tabla en centímetros debe ser igual al doble de la longitud en metros (por ejemplo, $l = 10 \text{ m}$, $d = 20 \text{ cm}$). En ambas reglas se supone que no es necesario un mayor espesor por consideraciones de resistencia. La más utilizada es la tablestaca machihembrada (fig. 4.1a) ya que es la mas impermeable. Con tablestacas ligeras hasta 8cm de espesor y cargas de agua no demasiado fuertes, se puede utilizar también la tablestaca de encaje en ángulo (fig. 4.1b) que resulta más sencilla.

En las tablestacas machihembradas el espesor y la altura de la lengüeta son iguales a 1/3 del espesor de la tabla; en tablestacas de espesor superior a 15 cm la lengüeta es de 5 cm. Para evitar el arrastre de unas tablestacas por otras durante la hinca, la ranura debe ser de 3 a 4 mm mas ancha y de 2 a 4 mm mas profunda que la lengüeta, con lo cual queda espacio libre suficiente.

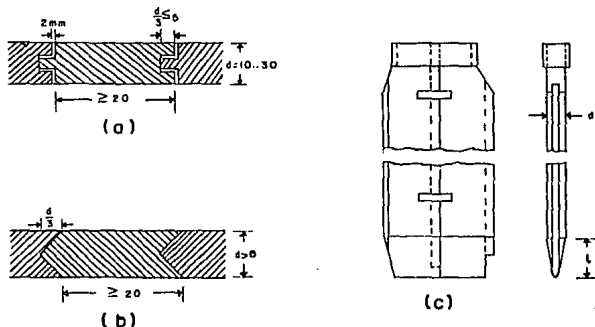


Figura 4.1. Tablestacas de madera

- a) Machihembra
- b) Encaje en ángulo (espiga)
- c) Par de tablestacas montado para la hinca

La punta de las tablestacas (fig. 4.1c) tiene un espesor que varía entre el ancho de la tabla y la tercera parte de la misma y es más o menos afilada según la resistencia que el terreno oponga a la hinca ($\ell=1.0$ a $1.5 d$ en suelos resistentes, $\ell=2.0$ a $3.0d$ en suelos de hinca fácil). La punta va recortada en ángulo por el lado de la lengüeta (pico de flauta) de forma que durante la hinca necesariamente se apriete contra la hinca previamente.

Para evitar la rotura de la tablestaca durante la hinca su cabeza se refuerza con un zuncho de chapa metálica de unos 2 cm de espesor y 8 a 10 cm de ancho. Con ello se consigue ahorrar trabajo de hinca ya que se pueden agrupar dos tablestacas e hincarlas conjuntamente.

En los ángulos de la excavación se requieren elementos de esquina con ranu

ras por ambas caras; generalmente son de sección cuadrada, de un ancho doble al de las tablestacas y de 0.50 m a 1.0 m mas largas. Para ángulos agudos y obtusos las tablestacas se cortan en bisel, llevando una ranura. Los largueros dispuestos a ambos lados para arriar las tablestacas se unen en las esquinas mediante bridas de ace
ro.

El arriostramiento del tablestacado se retira a medida que las obras de construcción crecen en altura y se va vertiendo el relleno adyacente a ellas. También se extraen los eventuales largueros que carecen de sentido una vez rellena la excavación; sin embargo, las propias tablestacas no deben extraerse, ya que al rellenarse el hueco dejado por ellas puede producirse un asiento del terreno; es preferible cerrarlas a una altura suficiente para que no constituyan un estorbo.

Las tablestacas de madera solamente son utilizables cuando existe un terreno de hincada fácil, los momentos a resistir no son demasiado grandes, o en estructuras permanentes que quedan bajo la capa freática o bajo el nivel normal del agua, con objeto de evitar la descomposición de la madera. En zonas con peligro de ataque por animales xilófagos (agua con un contenido de sales $\geq 9\%$) solamente se pueden utilizar tablestacas de abeto o de pino, impregnadas con creosota. Este tipo de tablestacas se utilizan especialmente en obras de protección de márgenes, donde existen sustancias químicas agresivas para el ace
ro o el concreto.

Si al extraer la tierra y agotar el agua de la excavación aparecen juntas abiertas en el tablestacado, deben taparse con estopas, clavando encima listones.

4.3. TABLESTACAS DE CONCRETO ARMADO.

Cuando no existen las condiciones necesarias para la utilización de tablestacas de madera, se pueden utilizar tablestacas de concreto armado, pero sólo cuando se pueden hincar con seguridad sin que se produzcan roturas y se asegure la impermeabilidad del cerramiento.

Las tablestacas de concreto armado deben fabricarse con un concreto resistente y compacto, debiendo exigirse con una resistencia característica igual o superior a 450 kg/cm^2 . En el caso de aguas y suelos agresivos para el concreto deben tenerse en cuenta las normas correspondientes.

El espesor mínimo de las tablestacas es de 12cm, no debiendo sobrepasar los 40cm para no aumentar demasiado el peso. El ancho normal de las tablestacas es de 50 cm. Su longitud llega hasta 15 m y excepcionalmente hasta 20 m.

La ranura, que queda del lado por donde se prosigue la hincada corre a toda la longitud de la tablestaca. El ancho de esta ranura llega a $\frac{1}{3}$ de ancho de la tablestaca, sin sobrepasar los 10 cm. Por el lado contrario existe una lengüeta de 1.50m de longitud a partir de la punta, que encaja en la ranura, continuando también por encima con una ranura retranqueada. La lengüeta sirve para guiar la punta de la tablestaca en la hincada. En la parte superior se consigue, mediante la doble ranura, una sección suficiente para la impermeabilización de las juntas. En el procedimiento contractor el espacio de las juntas se rellena después de limpiarlo, con un mortero de concreto de buena calidad y si la abertura es muy grande el concreto se introduce en una manga de yute.

Para conseguir una impermeabilidad elástica la ranura debe rellenarse con un mortero bituminoso con gravilla. La lengüeta también se puede prolongar a toda la longitud de la tablestaca, aunque ello origina dificultades en la impermeabilización. Raramente se consigue que las tablestacas de concreto armado con lengüeta y ranura continua proporcionen por

si solas un cierre impermeable.

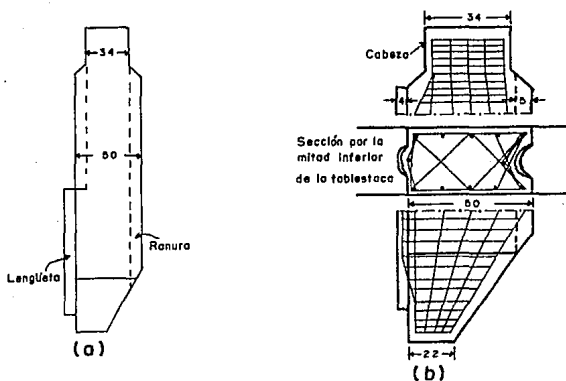


Figura 4.2. Tablestacas de concreto armado

a) Detalle de una tablestaca

b) Armadura de una tablestaca

La figura 4.2b muestra la armadura de unas tablestacas de concreto en don de la ranura y la lengüeta tienen forma de bocel y cubren toda la longitud. El recubrimiento del acero de las armaduras debe ser en agua dulce ≥ 3 cm, y en agua salada ≥ 4 cm. La cuantía de armadura se determina según las solicitaciones de transporte, puesta en obra y trabajo definitivo.

Las tablestacas de concreto armado se hincan siempre individualmente. Si se utilizan martinets debe colocarse un sombrerete o sufridera para repartir los golpes de la forma mas uniforme posible. La hincas se suele realizar con martinets pesados de pequeña altura de caída (0.50m). Los mar

tillos de hínca son poco apropiados. En arenas finas y suelos limosos la hínca se facilita con inyección de agua. Las tablestacas de concreto armado se utilizan especialmente cuando existe peligro de sifonamiento de la arena, como en el caso de la construcción de diques en el mar.

4.4. TABLESTACAS METALICAS.

Las tablestacas de acero tienen las siguientes ventajas frente a las tablestacas de madera:

1. A causa de su menor sección se hincan mas fácilmente, originando menores vibraciones en el terreno y pudiendo emplearlas, por tanto, en la proximidad de otras estructuras. Se pueden extraer sin temor de una eventual deformación del terreno, pudiendo utilizarlas muchas veces a no ser que deban dejarse en el terreno para la protección de la estructura.
2. El encaje o enclavamiento es, en general, muy impermeable; las juntas de las tablestacas sólo saltan ante obstáculos muy importantes, o cuando deslizan sobre ellos. Este peligro existe también en la hínca en arena fina.
3. Debido a la elevada resistencia no se dañan tan fácilmente al hínarse en suelos granulares gruesos e incluso atraviesan la madera, antiguas mamposterías, concreto y rocas blandas.

La duración de las tablestacas depende del desgaste producido por la hínca y la extracción (deterioro de la cabeza y la punta). Las tablestacas que permanecen como parte integrante de una estructura se

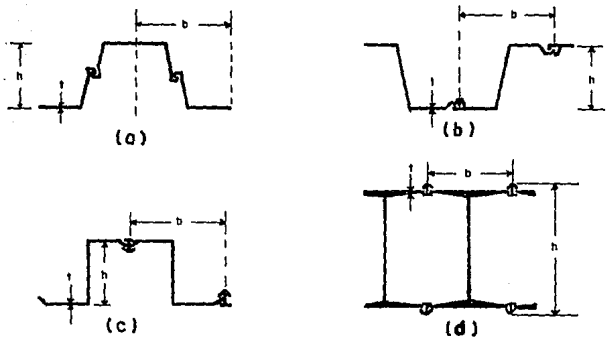


Figura 4.3. Tablestacos metálicos

- a) Tipo Lorrain
- b) Tipo Hoersch
- c) Tipo Krupp
- d) Tipo Peiner

agotan cuando la corrosión o la abrasión las debilita de forma que no pueden absorber los esfuerzos existentes. En agua dulce las tablestacas metálicas han dado buenos resultados si no han estado expuestas a arenas abrasivas o al ataque químico. La pérdida de espesor producida por la corrosión en agua dulce alcanza los 0.012 mm/año, mientras que en agua salada, en la zona de ataque principal (en aguas medias y algo por abajo del nivel medio de los bajamares en el período considerado) alcanza como media los 0.12 mm/año. Por ello es conveniente elegir perfiles con un margen suficiente de espesor. Además deben aplicarse tratamientos anticorrosivos. Mediante el tratamiento con cobre se reduce la corrosión en el aire pero no en el agua de mar. En este caso sería muy eficaz el cromado, pero no se puede recurrir a él por motivos económicos.

La hincas de éstas tablestacas se realiza de forma análoga a las de madera y las casas fabricantes dan datos suficientes sobre la forma de realizarla. Generalmente se colocan en forma contrapuesta, creando un perfil ondulado. Para evitar en las tablestacas con garras abiertas que el terreno las obture, en el interior del primer par de tablestacas (o en las Larssen en todos los pares) se introduce un pasador metálico en las garras. De todos modos el terreno introducido resulta expulsado casi siempre al hincar la tablestaca siguiente. La grapa de unión de la marca Rheinhausen va soldada por el extremo inferior a una tablestaca, de forma que es arrastrada por ésta en la hincas. Las tablestacas en cajón Peiner se suelen hincar una a una. De cada vez se hincas una tablestaca con dos grapas de unión mediante las cuales se une con la anterior ya hincada. La hincas se continúa así por el extremo que no lleva grapas.

En la hincas las tablestacas metálicas se protegen del alabeo mediante un sombrero de fundición. Este se adapta por su cara interior a la sección de las tablestacas y lleva en su cara superior cuñas de madera dura. Generalmente se utilizan martillos de golpeo rápido con pequeño peso de maza.

Tabla 4. a. Perfiles de tablestacas metálicas

Marca	Designación	Ancho		Espesor	Peso por m de pared		Momento resistente W cm ³ /m de pared	Tipo de acero		Longitudes usuales l m
		b mm	h mm		g kg	St Sp				
Haesch	Perfil I a	425	160	7	89	600	37 45 50 S			
	normal III	400	230	12	155	1600				
	V	425	290	18	238	3 000				
Krupp	KS I a	430	160	7,8	89	600	37 45 50 S			
	K III	400	240	10,5	155	1600				
	K VI	360	320	22	290	3 900				
Larssen	I a nuevo	400	220	7,5	89	600	37 45 50 S		5 a 8	
	III nuevo	400	290	13	155	1 600			6 a 16	
	VII	460	460	26	310	5 000			18 a 30	
Peiner	PSp 300 S	340	374	13	391	6 580	37 45 S			
	PSp 500 S	398	574	16,5	483	12 550				
	PSp 700 S	398	772	17,7	576	19 390				

4.5. FORMA DE SOSTENER LOS RECINTOS TABLESTACADOS.

Los recintos tablestacados se acodalan de la misma forma que las excavaciones en seco con ademado vertical.

En pequeñas excavaciones las paredes pueden sostenerse mutuamente, como en las zanjas para conducciones. En excavaciones rectangulares los codales se suelen disponer en forma de cuadrícula (fig. 4.4), empalmado varios codales de una dirección. Para que los codales empalmados no punzonen los continuos de la otra dirección se colocan pequeños trozos de perfil \square en sus extremos, al igual que en los apoyos de los codales contra los largueros. Entre los codales cruzados también se colocan jabalcones, con lo cual en los vanos centrales queda más espacio de trabajo. Los codales del plano superior van colgados en este caso de vigas metálicas apoyadas sobre las tablestacas, mientras que los inferiores están suspendidos de los otros superiores. Además ambos sistemas están conectados entre sí por riostras verticales.

La disposición con codales en posición romboidal, deja un espacio de trabajo considerablemente mayor que el acodamiento según una cuadrícula.

Con grandes anchos de excavación los codales de madera no son suficientes. En este caso suelen utilizarse perfiles metálicos y vigas de celosía. También se utilizan pilotes metálicos y tubos de acero para el acodamiento transversal.

En lugar de elementos metálicos pueden utilizarse también largueros y codales de concreto armado. La ventaja de este sistema es que, si la forma de la obra a construir lo permite, se pueden dejar embebidos en el concreto y, por tanto, no es necesario retirarlos como sucede en el

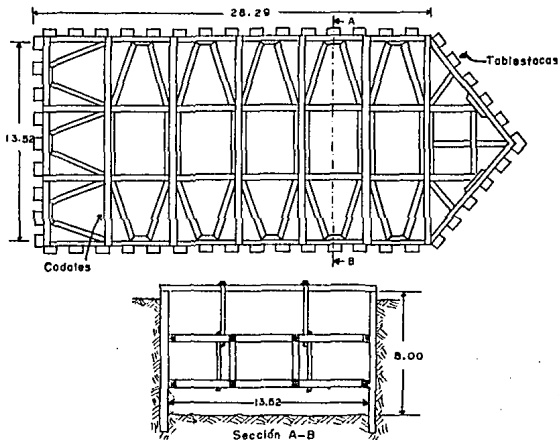


Figura 4.4. Forma de sostener los tablestacados

caso de la madera o el acero.

Las paredes de excavaciones mas anchas pueden anclarse en el terreno o apuntalarlas mediante tensores o pilotes inclinados cada vez mas utilizados.

4.6. HINCA DE TABLESTACAS.

Las tablestacas se suelen hincar por pares, ya que ello ahorra tiempo y energía, excepto en el caso en que las condiciones de hincar son difíciles. Sin embargo, se colocan en forma de tablestacas sencillas

llas, siendo izadas por medio de un cable o un grillete que pasa através de un agujero cercano a la parte superior de la tablestaca.

Las tablestacas pueden hincarse con un martinete de gravedad o uno de simple efecto que actúan en un entramado de pilotaje o con la ayuda de guías falsas, o bien con un martinete de doble efecto con o sin guías. los martinetes de doble efecto suelen ser los preferidos por su rapidez y eficiencia, funcionando bien en la mayoría de los terrenos, sobre todo, en suelos arenosos y de grava.

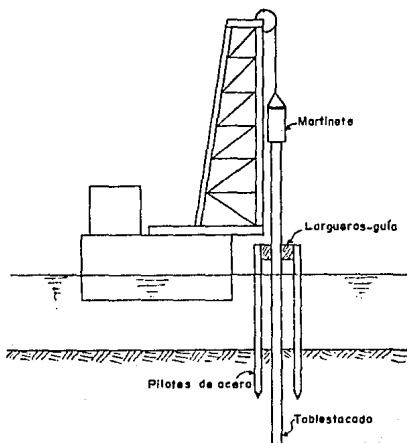


Figura 4.6. Hincado de tablestacas dentro del agua

Los martinetes de doble efecto son los más utilizados en instalaciones flotantes, y los del tipo "B" poseen la ventaja de poder trabajar bajo el agua a profundidades de hasta 15m. Los martinetes de gravedad o los de simple efecto se prefieren en algunos casos, especialmente para hincas en arcillas sólidas. Los martinetes "Delmag" de simple efecto, que funcionan con un motor diesel, han demostrado ser bastante eficaces para difíciles condiciones de hinca. Fueron utilizados en las profundas zanjas tablestacadas del edificio Shell de Londres, para hincar tablestacas Larssen número 4B de 18 m de longitud a través de arcilla firme que contenía bandas de piedra arcillosa.

Es importante proteger las tablestacas en su parte superior (cabezas) durante la hinca. Si se emplean martinetes de doble efecto para hincar tablestacas individuales o por pares se suministra con el martinete una chabota doble. Si los martinetes son de gravedad o de simple efecto, debe utilizarse un cabezal de hinca de hierro fundido, doble o sencillo, además de una almohadilla de plástico o de madera dura. A veces, también se emplean sombreretes de hinca con los grandes martinetes de doble efecto para hincar tablestacas Larssen de perfiles pesados.

Las tablestacas de gran longitud conviene hincarlas en dos fases. En la primera, se colocan por medio de una grúa de brazo largo o una grúa oruga y se hincan parcialmente con un martinete ligero o de peso medio. En la segunda fase se utiliza un martinete pesado suspendido de una grúa de brazo más corto para completar la hinca. Como variante, la hinca de dos fases puede realizarse también con dos entramados de pilotaje; el primero de ellos, un entramado alto y ligero, y el segundo, corto y robusto. Utilizando un entramado para la primera fase se facilita la colocación del martinete sobre la tablestaca.

Cuando se han de hincar largas filas de tablestacas, el método de fase doble, con una hinca simultánea, hace progresos con gran rapidez. Otro mé-

todo consiste en utilizar equipos móviles especialmente diseñados que lleven martinets múltiples.

HINCA CON ALTURA DE PASO LIMITADA.

Cuando las tablestacas deben hincarse en lugares con altura limitada para hacer descender las mismas y colocar el martinete, se plantean graves problemas.

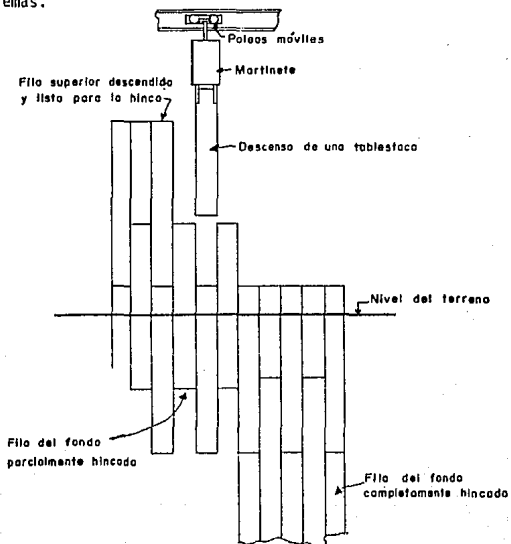


Figura 4.6. Hincado de tablestacas con altura de paso limitada

Un método consiste en hincar las tablestacas en dos tramos con juntas machihembradas a cola de milano. Alternadamente, las tablestacas se van hincando algo más profundas que las adyacentes; la fila superior puede entonces enclavarse con las partes parcialmente hincadas (fig. 4.6), terminando de hincar, seguidamente, ambos tramos a la vez. Si es necesario que el tablestacado posea estanqueidad, la junta a tope debe ser soldada. Si se desea utilizar toda la resistencia a flexión del tablestacado, puede ser necesario añadir unas mordazas o placas de unión.

Un caso típico de altura libre restringida se presenta en las ataguías construídas alrededor de un pilar de un arco de un puente para que los cimientos puedan ser apuntalados.

4.7. OBRAS DONDE SE UTILIZAN TABLESTACAS.

Como se dijo al principio de éste capítulo, las tablestacas se utilizan en excavaciones hechas bajo la capa freática y en excavaciones realizadas dentro del agua, ya que son las más indicadas para impedir el paso del líquido dentro del lugar de trabajo.

En excavaciones bajo la capa freática, antes de extraer el terreno, deben protegerse las paredes de la excavación frente al sifonamiento y corrimiento. Para ello se rodea la excavación con tablestacas hincadas. Las juntas entre las tablestacas deben sellarse de manera impermeable para evitar la entrada del agua al excavar y principalmente para impedir el arrastre de las partículas del suelo.

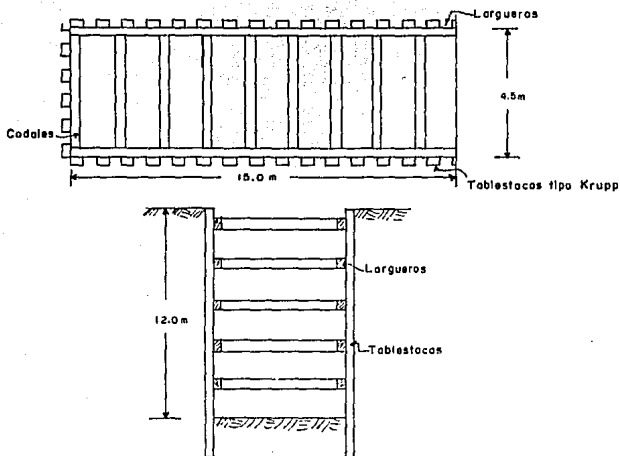


Figura 4.7. Excavación de una zanja profunda

Por otra parte, para la cimentación de estructuras bajo el agua o en las inmediaciones de una corriente, se requiere generalmente para la excavación un recinto impermeable que en obras de ribera debe cerrarse en los extremos sobre la propia margen, entrando suficientemente en ella, y en suelos permeables debe completarse con un tablestacado por el lado de tierra.

Los recintos que limitan con superficies de agua extensas expuestas al viento deben tener un resguardo de 0.30 a 0.50 m por encima del máximo nivel de agua previsible durante la construcción, como protección frente al oleaje.

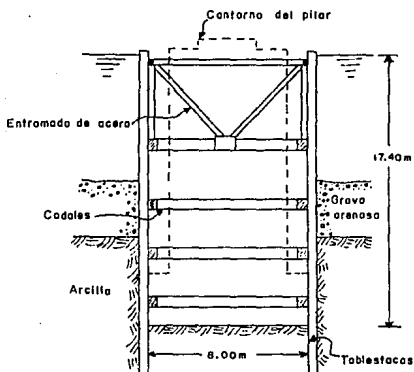


Figura 4.8. Excavación para la construcción de un pilar de puente

Pueden mencionarse algunas de las obras en donde se utilizan tablestacas, como: la excavación para construir una pila de puente en las inmediaciones de un río, la construcción de un muelle, en la excavación de lumbreras, en la construcción de diques, y en general en la excavación para obras realizadas en ríos y mar.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CALCULO DE ADEMES Y TABLESTACAS.

5.1. ASPECTOS GENERALES.

Para obtener buenos rendimientos de los elementos de sostenimiento en las paredes de una excavación, es necesario determinar las dimensiones de esos elementos mediante cálculos estáticos. Calculándose así tablas, codales, barrotes, tablestacas y demas. Tomándose en cuenta el tipo de suelo, así como su empuje y peso volumétrico del mismo.

Es importante el cálculo de dichas estructuras, ya que de esta forma se puede ver que tanto pueden resistir y hasta que grado es posible forzarlos.

5.2. FUERZAS Y EMPUJES SOBRE LOS ADEMES.

El ademe deberá ser resistente y rígido. La acción mínima probable que hay que considerar al desarrollar el proyecto es la presión activa lateral de las tierras contenidas. Cuando el ademe ejerce presión contra la pared del corte, se desarrollará una parte del empuje pasivo del terreno, su valor depende de lo fuerte que esten apretados los puntales. Si la resistencia a la presión activa se realiza con un coeficiente de seguridad de por lo menos dos, normalmente el exceso correrá a cargo de esta reserva cuando se utiliza un buen criterio en el

montaje del ademe.

Los datos que aparecen en la figura 5.1., son conservadores y se juzgan suficientes para los casos corrientes, y refiriéndose a dichas ilustraciones se hacen unos comentarios para que se sirvan de guía general.

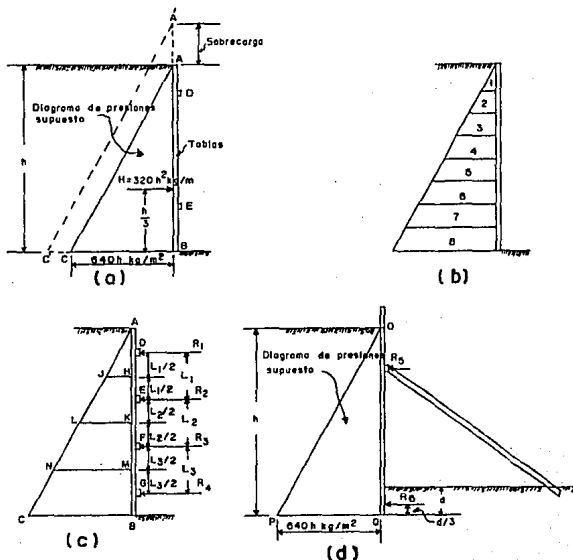


Figura 5.1. Presiones supuestas sobre los ademes
a) Diagrama de presiones por metro lineal.
b) Presiones sobre las tablas horizontales
c) Presión sobre los largeros o codales
d) Presión sobre el ademe y extremo empotrado de los tablos por metro lineal

(a) Representa el diagrama de presiones, suponiendo un ángulo de talud natural de 30° y un peso unitario del terreno de 1920 kg/m^3 . No va incluida una presión eventual del agua, ya que se supone que el ademe no es estanque. La sobrecarga hay que considerarla como se indica por A' C' en el diagrama.

(b) Se supone que las tablas horizontales resisten la fuerza representada por este diagrama de presiones que actúa directamente contra ellas, o por aquella parte del mismo limitada por rectas que pasan por los puntos medios entre dos elementos contiguos si las tablas no están en contacto.

(c) Cuando se emplean una serie de largueros horizontales o puntales, se supone que la presión sobre éstos está representada por la parte del diagrama de presiones comprendida entre los puntos centrales de los vanos (o extremos) que hay a uno y otro lado del elemento dado, sin tener en cuenta el efecto de continuidad. Los largueros fuertes y de gran longitud permiten quitar y poner codales de forma que se faciliten las operaciones de excavación.

(d) Cuando el tablero queda en parte arriostrado por haberle hincado un poco de forma que un extremo va empotrado como aquí se indica, se supone que el diagrama de presiones es el OPQ. La reacción máxima R_6 está limitada por la resistencia pasiva del terreno para el espesor que hay frente a la parte empotrada. La resistencia teórica R_6 se reduce de propósito, como se indica, para tener en cuenta los suelos ligeramente flojos saturados, tomando un peso unitario de 1280 kg/m^3 para el terreno. Basta con suponer que R_6 actúa a $1/3d$ a partir del fondo Q cuando la longitud empotrada es demasiado pequeña para ofrecer más que una resistencia de corte.

5.3. CALCULO DE ADEMES.

Caso 1. Ademado de una Excavación con tablas horizontales.

Debido a la redistribución de los empujes de tierras se produce, en lugar de la ley triangular de empujes, una ley rectangular (fig. 5.2).

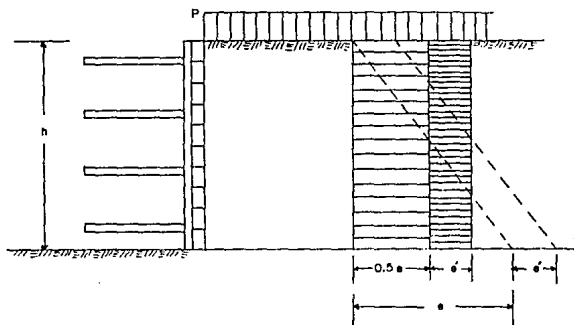


Figura 5.2. Redistribución de empujes en un ademe con tablas horizontales

$$e = K \times \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = K \times h \times \lambda a$$

$$C = P \times \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = P \times \lambda a$$

Bases de cálculo (fig. 5.3)

Tipo de suelo: Arena de densidad media, angulosa y húmeda.

$$\lambda = 1.7 \text{ T/m}^3; \varphi = 35^\circ; \delta = 0^\circ$$

$$\text{Sobrecarga: } P = 500 \text{ kg/m}^2$$

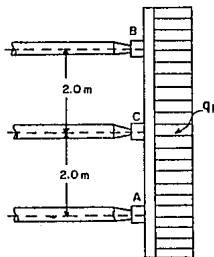


Figura 5.3. Ademodo de una excavación mediante tablas horizontales

Obtención de la ley de empujes (fig. 5.4)

$$e = \lambda \cdot h \cdot \lambda_0$$

$$\lambda_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 35^\circ/2) = 0.271$$

$$e = (1.7) (3.20) (0.271) = 1.47 \text{ T/m}^2$$

$$0.5e = 0.74 \text{ T/m}^2$$

$$e' = P \cdot \lambda_0 = (0.5) (0.271) = 0.14 \text{ T/m}^2$$

$$0.5e + e' = 0.74 + 0.14 = 0.88 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de las tablas horizontales

Las tablas trabajan como vigas sobre tres apoyos, por lo que:

$$M_c = (0.125) \cdot q^1 \cdot l^2$$

$$q_1 = 0.88 \text{ T/m (para un ancho de tablero de 1m)}$$

$$M_c = M_{\text{máx}} = (0.125) (0.88) (2)^2 = 0.44 \text{ Tm}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{nec}} = \frac{M}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{44,000}{110} = 400 \text{ cm}^3$$

Se elegirán tableros de 5 cm de grueso con $W = 417 \text{ cm}^3$ (por 100 cm de ancho).

Cálculo de los barrotes verticales.

Los barrotes reciben la máxima carga en el centro del tablero.

$$q_2 = (1.25) (0.88) (2.0) = 2.2 \text{ T/m}$$

$$M_A = M_B = - \frac{(2.2) (0.5)}{2} = - 0.275 \text{ Tm}$$

$$M^{\prime}C = - (0.125) (2.2) (1.1)^2 = - 0.33 \text{ Tm}$$

$M^{\prime}C$ resulta disminuido por los momentos de ménsula M_A y M_B :

$$\Delta M_c = + 0.5 M_A = + 0.14 \text{ Tm}$$

$$M_c = - 0.33 + 0.14 = - 0.19 \text{ Tm} < M_A$$

$$W_{\text{nec}} = \frac{27,500}{110} = 250 \text{ cm}^3$$

Se elegirán vigas de madera de 10 x 20cm (apoyadas por el lado ancho) con $W_y = 333 \text{ cm}^3$.

Cálculo del codal intermedio.

Reacción de apoyo C del barrote sobre el codal.

$$C = (1.25) \cdot q_2 \cdot \ell - MA/\ell - MB/\ell$$

$$C = (1.25) (2.2) (1.1) - \frac{2(0.275)}{1.1} = 2.52 \text{ T}$$

Longitud del codal.

$$S_k = 4.0 \text{ m}$$

$$I_{nec} = n \cdot c \cdot S_k^2 = (40) (2.52) (4.0)^2 = 1\,610 \text{ cm}^4$$

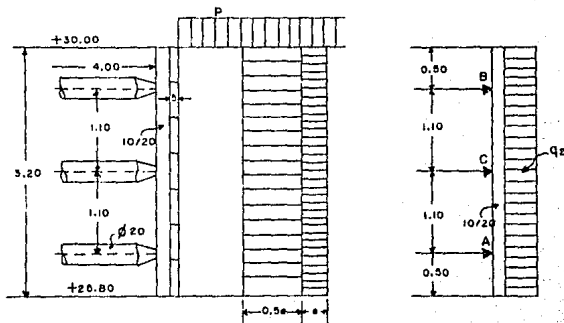


Figura 5.4. Cargas sobre los barrotes verticales

Teniendo en cuenta la puesta en obra se elegirá un codal \emptyset 20 cm con:

$$I = 7\,850 \text{ cm}^4; \quad S = 314 \text{ cm}^2; \quad i = 5.0 \text{ cm}$$

Comprobación de pandeo.

$$\lambda = \frac{Sk}{i} = \frac{400}{5.0} = 80; \quad W = 2.14$$

$$\sigma_w = \frac{W \cdot C}{S}$$

$$\sigma_w = \frac{(2.14)(2520)}{314} = 17.2 < \sigma_{adm} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 2. Ademe horizontal Apoyado en Perfiles Metálicos.

En este tipo de ademe la forma de la ley de empujes depende del número de codales.

Con un sólo codal (fig. 5.5 a) es recomendable utilizar el clásico triángulo de empujes y multiplicar los valores obtenidos para el momento M la reacción de apoyo C, por coeficientes cuya magnitud depende de la posición del codal. Estos coeficientes son:

Si $a/h < 0.1$ Para M: 5/6 Para C: 1.15

Si $a/h = 0.1$ a 0.4 para M: 2/3 para C: 1.4

En establecimientos con doble o triple acodalamiento deben utilizarse las leyes de empujes indicadas en las figuras 5.5b y 5.5c, respectivamente.

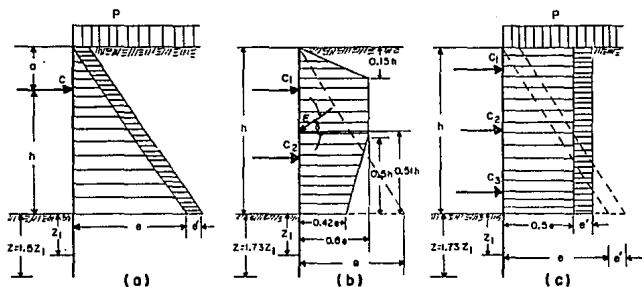


Figura 5.5. Redistribución de empujes en un ademe horizontal entre perfiles hincados

- a) Un solo codal
- b) Dos codales
- c) Tres codales

Estas redistribuciones de empujes solamente son aplicables en suelos no cohesivos.

$$e = \lambda a, \quad h, \quad \lambda a; \quad e' = P \cdot \lambda a; \quad \delta = 2/3 \phi$$

Ademado con un sólo codal.

Bases de Cálculo.

Tipo de suelo: Arena suelta, redondeada y húmeda.

$$\lambda = 1.8 \text{ T/m}^3; \quad \phi = 30^\circ; \quad \delta = 2/3 \phi = 20^\circ$$

Distancia entre perfiles: $b = 2.20\text{m}$

Sobrecarga: $P = 1.1 \text{ T/m}^2$

Perfil: Acero 37

Obtención de la ley de empujes.

$$e = \rho \cdot h \cdot \lambda a ; eah = \rho \cdot h \cdot \lambda ah$$

$$\lambda ah = 0.28 ; h = 4.00 \text{ m}$$

$$eah = (1.8) (4.0) (0.28) = 0.31 \text{ T/m}^2$$

$$e'ah = P \cdot \lambda ah = (1.1) (0.28) = 0.31 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de los perfiles laminados.

Los perfiles se calculan por el método de la viga equivalente de Blum (simplemente apoyada en su extremo inferior) (fig' 5.6b). Para una profundidad de hinca (fig. 5.6a), la distancia del apoyo supuesto A (punto de esfuerzo cortante nulo en la zona de empotramiento) al fondo de la excavación es $Z1 = Z/1.5 = 1.00 \text{ m}$, con lo que la luz de cálculo es $AB = 4.00 \text{ m}$ (fig. 5.6b).

Para una distancia entre perfiles $b = 2.20 \text{ m}$, las cargas horizontales son:

$$P1h = b(eah + e'ah) = 2.2 (2.01 + 0.31) = 5.08 \text{ T/m}$$

$$P2h = b \cdot e'ah = (2.2) (0.31) = 0.68 \text{ T/m}$$

Considerando una adherencia $\delta = 20^\circ$ se obtienen las cargas verticales:

$$P1V = P1h \cdot \operatorname{tg} \delta = (5.08) (0.365) = 1.85 \text{ T/m}$$

$$P2V = P2h \cdot \operatorname{tg} \delta = (0.68) (0.365) = 0.25 \text{ T/m}$$

Los componentes verticales constituyen fuerzas axiales sobre los perfiles mientras que las horizontales provocan la flexión de los mismos.

La reacción de apoyo horizontal se obtiene por la condición $\Sigma MB=0$

$$A = \frac{(P2h) (4.0) (1.0) + (P1h - P2h) 4.0 (2/3 \times 4.0 - 1.0)}{4.0} = 4.33 \text{ T}$$

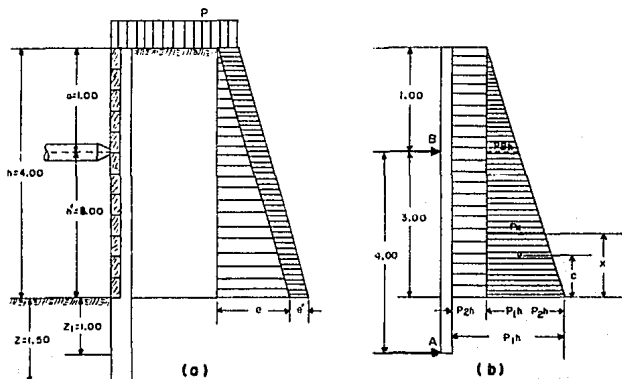


Figura 5.6. Bases de cálculo

a) Sistema de ademado

b) Cargas sobre los perfiles laminados

Sección más peligrosa (fig. 5.6b).

$$Ah - P2h \cdot X - \frac{(P1h - P2h) + Px}{2} \cdot X = 0$$

$$\frac{Px}{P1h - P2h} = \frac{4.0 - X}{4.0}$$

$$\text{De donde } Px = \frac{(P1h - P2h)(4.0 - X)}{4.0} = 4.4 - 1.1X$$

$$\text{A partir de } Ah - 0.68X - \frac{4.4 + 4.4 - 1.1X}{2} X - 0$$

$$\text{Se deduce } X = 0.99 \text{ m}$$

$$Y \quad Px = (4.4 - 1.1)(0.99) = 3.31 \text{ T/m}$$

El centro de gravedad parcial de la ley trapezoidal de empujes (fig. 5.6b) se encuentra a la distancia:

$$C = \frac{X}{3} \cdot \frac{(P1h - P2h) + 2(Px)}{(P1h - P2h) + Px} = 0.47 \text{ m}$$

Momentos flectores.

En la sección X

$$M_{max} = Ah(x + 1.0) - \frac{P2h - X^2}{2} - \frac{(P1h - P2h) + Px}{2} X(X - C) =$$

$$= 4.33(1.99) - \frac{0.68(0.99)^2}{2} - \frac{4.4 + 3.31}{2}(0.99)(0.52) = 6.46 \text{ T/m}$$

Momento en el apoyo B.

De la figura 5.6b se obtiene:

$$\frac{PBh}{P1h - P2h} = \frac{1.0}{4.4}; \quad PBh = \frac{4.4(1.0)}{4.0} = 1.1 \text{ T/m}$$

$$MB = - \frac{0.68(1.0)^2}{2} - \frac{1.1(1.0)}{2} \frac{1.0}{3} = - 0.54 \text{ Tm} < Mm\acute{a}x$$

Dimensionamiento.

Teniendo en cuenta la redistribuci3n de empujes se reducir\ Mm\acute{a}x a los 2/3 del valor calculado.

$$Mm\acute{a}x = 2/3 (6.46) = 4.32 \text{ Tm}$$

$$W_{nec} = \frac{Mm\acute{a}x}{\sigma_{adm}} = \frac{432000}{1400} = 302 \text{ cm}^3$$

Debido a las tensiones normales adicionales (ver mas adelante) se eligir\ un perfil:

$$PA1180 \text{ con } W_x = 426 \text{ cm}^3; \quad S = 65.8 \text{ cm}^2; \quad i_y = 4.55 \text{ cm}$$

La componente vertical EV act\fa sobre el perfil laminado como una fuerza normal.

$$EV = \left(\frac{P1V - P2V}{2} + P2V \right) (h + a) = \left(\frac{1.85 - 0.25}{2} + 0.25 \right) (4.0)(2.2) = 9.25 \text{ T}$$

$$\text{La tensi3n total es } \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M}{W} + \frac{\omega \cdot EV}{S}$$

$$Cbn \quad Sk = 4.00 \text{ m} \quad e \quad i_y = 4.55 \text{ cm}$$

$$\text{Resulta } \lambda = \frac{Sk}{iy} = \frac{400}{4.55} = 88$$

En este caso $\omega = 1.68$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{432000}{426} + \frac{1.68 (9250)}{65.8} = 1250 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo de los codales se puede seguir el método indicado en el ejemplo anterior.

Comprobación del empotramiento del perfil en el terreno.

Según Krey el empuje pasivo sobre una pantalla libre comprimida viene dado por:

$$EP = EP1 + EP5$$

$$EP1 = \gamma \cdot h^2 \cdot \lambda p \cdot b/2 = \text{empuje pasivo sobre el ancho de ala } b.$$

$EP5 = \gamma \cdot h^3 \cdot \omega/2 =$ Componente debida al empuje activo lateral sobre la cuña deslizante.

Según Bulchiz, para este caso (pared anclada hasta la superficie del terreno) resulta $\omega = 3.5$

$$\text{Con lo cual } EP = \gamma \cdot h^2 \cdot \lambda p \cdot b/2 + \gamma \cdot h^3 (3.5/2)$$

$$EP = 1.6(1.5)^2 (3.0) (0.18) + 1.6(1.5)^3 (3.5/2)$$

$$EP = 0.975 + 9.46 = 10.435$$

El coeficiente de seguridad es, por tanto

$$\eta = E_p/A = \frac{10.435}{4.33} = 2.4$$

5.4. DISTRIBUCION DE EMPUJES SOBRE LOS TABLESTACADOS.

Al igual que en ademes se produce una redistribución de los empujes al acodalar las tablestacas en determinados puntos. La ley de empujes a considerar en el cálculo depende del número de codales. Con un sólo codal (fig. 5.7a) y un terreno granular de ángulo de rozamiento $\phi \approx 27.5$ a 37.5° se puede utilizar el clásico triángulo de empujes, multiplicando el momento flector y la reacción de apoyo por los siguientes coeficientes:

Para $a/h < 0.1$ M por 2/3 C por 1.15

Para $a/h = 0.1$ a 0.4 M por 1/2 C por 1.4

Si en lugar del codal se coloca un anclaje deben utilizarse otros valores.

Para un acodamiento doble o triple el empuje de tierras se calcula de acuerdo con los diagramas representados en las figuras 5.7b y c.

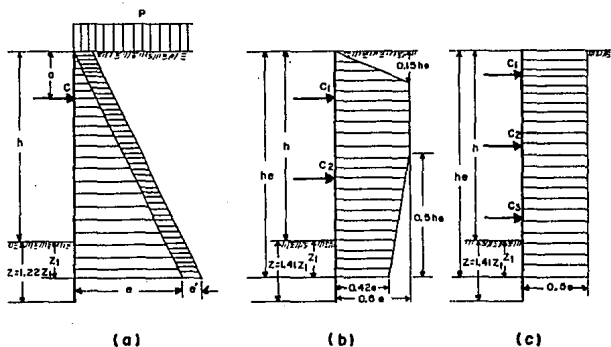


Figura 5.7. Redistribución de empujes sobre un tablestacado

- a) Acodalamiento simple
- b) Acodalamiento doble
- c) Acodalamiento triple

Según Briske, con acodalamiento múltiple debe calcularse el momento de apoyo correspondiente al codal inferior sin considerar el empuje pasivo del terreno, ya que para que éste actúe es necesario un pequeño desplazamiento del tablestacado. Para este caso de carga, la tensión del tablestacado debe quedar por debajo del límite de fluencia. Por otro lado, el codal inferior se debe colocar lo mas abajo posible.

5.5. CALCULO DE TABLESTACADOS.

TABLESTACADO SIN ANCLAR.

Se pueden calcular como viga en ménsula. El tablestacado está solicitado por un momento que es absorbido por el empotramiento en el terreno. Aclararé el método mediante un ejemplo de tablestacado solicitado por una carga lineal horizontal en un terreno homogéneo.

Caso de una carga lineal horizontal.- Bajo la influencia de la carga lineal el tablestacado flexa y empuja contra el terreno en la parte superior del tramo enterrado. En este caso actúa sobre la tablestaca el empuje pasivo (fig. 5.8). Siendo X la profundidad de un punto determinado bajo la superficie del terreno, el empuje unitario correspondiente a ese punto vale:

$$e_{ph} = \gamma^2 \cdot \lambda \cdot ph \cdot X \quad T/m^2$$

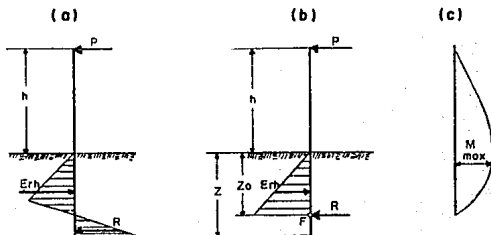


Figura 5.8. Tablestacado empotrado en el terreno (carga lineal)

- a) Cargas reales
- b) Cargas ideales
- c) Momentos flectores

Sobre la cara contraria actúa un empuje activo de valor:

$$eah = \gamma \cdot ah \cdot X \text{ T/m}^2$$

El empuje resultante a la profundidad X será, por tanto:

$$erh = \gamma (\lambda rh - \lambda ah) X$$

$$\lambda rh = \lambda ph - \lambda ah$$

$$erh = \gamma \cdot \lambda rh \cdot X$$

En el extremo inferior el tablestacado empuja en sentido contrario. Los resultantes de las leyes de empujes triangulares dan lugar a un par de fuerzas que absorbe el momento de la ménsula (fig. 5.8a).

Según Blum se puede idealizar la ley de empujes pasivos, supuesto un terreno homogéneo en la zona de empotramiento. Blum supone que la ley de empujes pasivos es un triángulo rectángulo de altura la profundidad de hínca teórica Z_0 , colocando a esta profundidad la resultante ideal R (figura 5.8b). Para que existan los empujes pasivos de resultante R la tablestaca debe llegar mas abajo de la cota Z_0 . La profundidad de hínca necesaria es $Z = 1.2Z_0$.

Para el tablestacado sometido a una carga lineal horizontal se pueden deducir relaciones sencillas a partir de la simplificación explicada. El momento a la profundidad X es:

$$M_x = P(h+X) - \gamma \cdot \lambda rh \cdot X^3/6$$

La posición del máximo se deduce de la condición $dM_x/dx=0$

$$0 = P - \gamma \cdot \lambda rh \cdot X^2/2 \quad \text{ó} \quad X = \sqrt{2P/\gamma \cdot \lambda rh}$$

Con lo cual:

$$Mm\acute{a}x = P \left(h + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2P}{\gamma \cdot \lambda r h}} \right)$$

$$Mm\acute{a}x = P \cdot h + 0.9428P^{3/2} (r \cdot \lambda h)^{-1/2}$$

La profundidad de hincas teórica Z_0 se deduce de la condición $\Sigma MF=0$ (fig. 5.8b):

$$P(h + Z_0) = \gamma^2 \cdot \lambda r h \cdot \frac{Z_0^3}{6}$$

$$Z_0^3 = \frac{6P}{\gamma \cdot \lambda r h} (h + Z_0)$$

haciendo $\xi = Z_0/h$ se obtiene:

$$\xi^3 = \frac{6P}{\gamma \cdot \lambda r h \cdot h^2} (1 + \xi)$$

$$\text{y con } mIIa = \frac{6P}{\gamma \cdot \lambda r h \cdot h^2}$$

$$\text{queda } \xi^3 = mIIa (1 + \xi)$$

Para facilitar la resoluci3n de la ecuaci3n, Blum ha preparado un nomograma generalmente aplicable a tablestacas empotradas en el terreno (fig. 5.9).

Para un caso general la ecuaci3n es:

$$C_{FV}^3 = mII(1+\xi) - nII$$

Para el caso particular aquí descrito de un tablestacado solicitado por una carga lineal, $nII=0$.

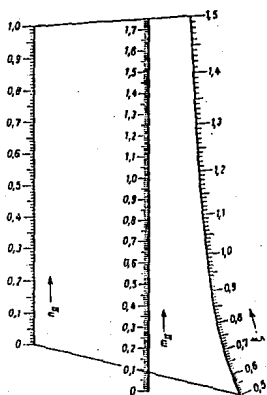


Figura 5.9. Nomograma para el cálculo de tablestacados sin anclar

Ejemplo: tablestacado solicitado por una carga lineal.

Bases del cálculo:

$$\rho = 1.80 \text{ T/m}^3$$

$$\varphi = -30^\circ$$

$$\delta\alpha = +\frac{2}{3}\varphi$$

$$\delta\rho = -2/3\varphi$$

$$\lambda ah = 0.28$$

$$\lambda ph = 5.74$$

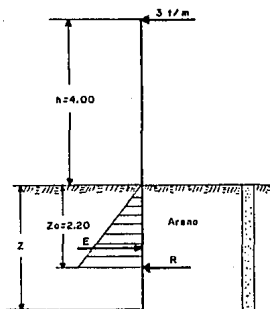


Figura 5.10. Tablestacado empotrado en el terreno y sometido a una carga lineal

Con $\lambda Ph = 5.74$ y $\lambda ah = 0.28$ resulta $\lambda rh = 5.46$

$$\text{y } \lambda \cdot \lambda rh = (1.8) (5.46) = 9.85$$

Posición del momento máximo

$$X = \sqrt{2P/\delta \cdot \lambda rh} = \sqrt{6/9.85} = \sqrt{0.609} = 0.78m$$

Valor del momento máximo

$$M_{m\acute{a}x} = P \cdot h + 0.9428 X P^{3/2} (\delta \cdot \lambda rh)^{-1/2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 3(4) + 0.9428 (3^{3/2}) (9.85)^{-1/2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 13.57 \text{ T m}$$

Dimensionamiento

Se elige una tablestaca Larssen tipo II nuevo, Acero 37, con $W = 1100 \text{ cm}^3$

$$\sigma = 1357000/1100 = 1225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1225 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo la profundidad de hincada teórica

$$m_{IIa} = \frac{6P}{\delta \cdot \lambda rh \cdot h^2} = (6) \left(\frac{3}{9.85}\right) (4)^2 = 0.111$$

y $n_{IIa} = 0$, resulta según el nomograma (fig. 5.9)

$\xi = 0.55$ y una profundidad de empotramiento.

$$Z_0 = 0.55 (4.0) = 2.20m$$

La profundidad de hincada necesaria será:

$$Z = 1.2 Z_0 = 1.2 (2.20) = 2.64 \text{ m}$$

se adopta $Z = 2.70 \text{ m}$

Tablestacado empotrado en un Terreno Homogéneo y Sometido a Empuje de Tierras.- El Punto de empuje nulo N se encuentra a la profundidad u . El triángulo de empujes pasivos comienza aquí a partir del punto N (figura 5.11a). El proceso de cálculo general es análogo al del ejemplo anterior.

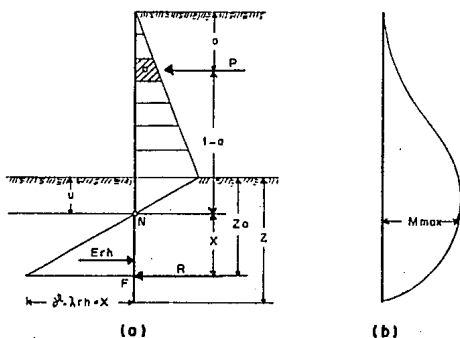


Figura 5.11. Tablestacado empotrado en el terreno y sometido a empuje de tierras

a) Ley de empujes supuesto

b) Momentos flectores

Para obtener la profundidad de hincia teórica se plantea análogamente la ecuación $\Sigma MF=0$. Como el empuje de tierras por encima del punto N puede estar repartido de formas diversas, se sustituye la ley de empujes por varias cargas puntuales. El cálculo se realiza más fácilmente en forma de ta

bla.

Con la condición $\Sigma MF=0$ se obtiene:

$$\Sigma P(\ell + X-a) = \rho^3 \cdot \lambda rh \cdot X^3/6$$

$$Y X^3 = \frac{6}{\rho \cdot \lambda rh} (\ell + X) \Sigma P - \Sigma P \cdot a$$

haciendo $\xi = X/\ell$

$$\text{resulta } \xi^3 = \frac{6}{\rho \cdot \lambda rh \cdot \ell^2} \Sigma P(\ell + \xi) - \frac{6}{\rho \cdot \lambda rh \cdot \ell^3} \Sigma P \cdot a$$

$$\text{con } mII = \frac{6}{\rho \cdot \lambda rh \cdot \ell^2} \Sigma P$$

$$Y \quad nII = \frac{6}{\rho \cdot \lambda rh \cdot \ell^3} \Sigma P \cdot a$$

$$\text{queda } \xi^3 = mII(\ell + \xi) - nII$$

El momento máximo se produce en el punto $Q=0$ a la profundidad X_m bajo el punto de empuje nulo, dada por la expresión:

$$X_m = \sqrt{2 \cdot \Sigma P / \rho \cdot \lambda rh}$$

y siendo su valor

$$M_{\text{máx}} = \ell \Sigma P - \Sigma P \cdot a + 0.9428 (\Sigma P)^{3/2} (\rho \cdot \lambda rh)^{-1/2}$$

Ejemplo: Cálculo de un tablestacado empotrado en el terreno y sometido a empuje de tierras.

El diagrama de empujes y las fuerzas puntuales equivalentes se representan en la figura 5.12.

Bases de cálculo.

Arena:

$$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3; \quad \varphi = 30^\circ$$

$$\delta\alpha = +2/3\varphi; \quad \delta\rho = -2/3\varphi$$

$$\lambda_{ah} = 0.28; \quad \lambda_{ph} = 5.74$$

$$\text{con } \lambda_{rh} = \lambda_{ph} - \lambda_{ah} = 5.74 - 0.28 = 5.46$$

$$\text{y } \gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$$

$$\text{resulta } \gamma \cdot \lambda_{rh} = 1.8 (5.46) = 9.84$$

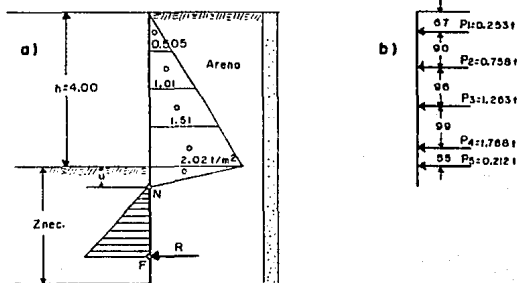


Figura 5.12. Tablестacada empotrada en el terreno (empuje activo)

a) Diagrama de empujes

b) Fuerzas equivalentes

Situación del punto de empuje nulo.

$$U = eah/\lambda \cdot \lambda rh = 2.02/9.84 = 0.21m$$

El cálculo de los valores auxiliares ΣP y $\Sigma p \cdot a$ se indica en la tabla 5.a.

Tabla 5.a. Cálculo de un tablestacado sin anclor sometido a empuje de tierras

Nº	P	a	a	P · a
	1	2	3	4
	f	m	m	mf
1	0.253	0.67	0.67	0.17
2	0.758	0.9	1.57	1.19
3	1.263	0.96	2.53	3.20
4	1.768	0.99	3.52	6.23
5	0.212	0.55	4.07	0.86
	$\Sigma P = 4.254$			$\Sigma P \cdot a = 11.65$

Con los valores obtenidos en la tabla

$$y \quad \ell = h + u = 4.0 + 0.21 = 4.21$$

se obtienen:

$$mII = \frac{6 \sum P}{\rho^2 \cdot \lambda rh \cdot \ell^2} = \frac{6 (4.254)}{9.84 (4.21)^2} = 0.146$$

$$nII = \frac{6 \sum P \cdot a}{\rho^2 \cdot \lambda rh \cdot \ell^3} = \frac{6 (11.65)}{9.84 (4.21)^3} = 0.0947$$

y según la figura 5.9, $\xi = 0.5$

$$y \text{ además } X = \xi \cdot \ell = (0.5) (4.21) = 2.105$$

La profundidad de hínca necesaria es

$$Z = u + 1.2X = 0.21 + (1.2) (2.105) = 2.73\text{m}$$

adoptaremos $Z = 2.8\text{m}$

El momento máximo es

$$M_{\text{máx}} = \ell \cdot \sum P - \sum P \cdot a + 0.9428 (\rho^2 \cdot \lambda rh)^{-1/2} (\sum P)^{3/2}$$

$$M_{\text{máx}} = 4.21 (4.254) - 11.65 + 0.9428 (9.28)^{-1/2} (4.254)^{3/2}$$

$$M_{\text{máx}} = 8.9 \text{ Tm}$$

Dimensionamiento.

Se elige una tablestaca Larssen tipo II nuevo con $W = 1100 \text{ cm}^3$.

$$\sigma = 890\,000 / 1100 = 810 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

TABLESTACADOS ANCLADOS.

Pueden estar empotrados en el terreno o sin empotramiento.

Tablestacado empotrado en el terreno y anclado.- Para la determinación de la ley de empujes se utilizan también las simplificaciones dadas por Blum, es decir, la forma de la ley de empuje positivo es un triángulo rectángulo y la fuerza equivalente R está aplicada a la profundidad teórica Z_0 (fig. 5.14).

El cálculo de este caso de carga es más difícil. Así, por ejemplo, no se puede determinar la profundidad de empotramiento Z_0 por el equilibrio de momentos en torno al punto de cálculo F, ya que también se desconoce la fuerza de anclaje A.

Blum ha determinado también para este caso ecuaciones semejantes a las anteriores y simplificado el cálculo mediante un nomograma (fig. 5.13), siempre en el supuesto de un terreno homogéneo por debajo del punto de empuje nulo N.

Mediante la siguiente ecuación se calcula el coeficiente auxiliar ξ :

$$\xi^3(0.8 \xi^2 + 2.5 \xi + 2.0) = (1 + \xi)^2 \cdot mI - nI$$

donde:

$$mI = \frac{6}{\beta^2 \cdot \lambda rh \cdot \ell^3} \sum_{-1}^{+1} P \cdot a; \quad nI = \frac{6}{\beta \cdot \lambda rh \cdot \ell^5} \sum_0^1 P \cdot a^3$$

Y con los cuales se puede entrar al nomograma.

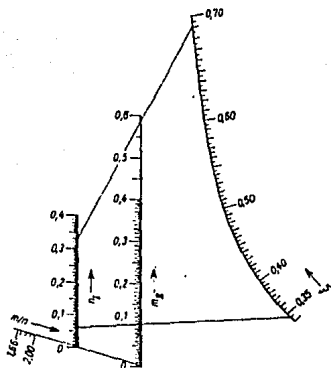


Figura 8.13. Nomograma para el calculo de tablas ancladas, empotradas en el terreno.

La magnitud auxiliar X resulta análogamente $X = \xi \cdot L$ y la profundidad de hincia necesaria $Z = u + 1.2X$.

La fuerza de anclaje vale:

$$A = \frac{\sum_{-l_0}^{+l} P}{L+X} - \frac{\sum_{-l_0}^{+l} P \cdot a}{6(L+X)^3} - \frac{\rho \cdot \lambda r h \cdot X^3}{6(L+X)}$$

El momento máximo se produce en el punto donde $Q = 0$ y se calcula a partir del esfuerzo cortante.

$$M_{\text{máx}} = \sum_{Q1}^{Q=0} Q \cdot \Delta a$$

Ejemplo: Tablestacado anclado y empotrado en el terreno.

El diagrama de empujes y las fuerzas puntuales equivalentes se indican en la figura 5.14.

Bases de cálculo:

Arena

$$\rho = 1.8 \text{ T/m}^3 ; \quad \varphi = 30^\circ$$

$$\delta a = + 2/3 \varphi ; \quad \delta P = -2/3 \varphi$$

$$\text{Con } \lambda rh = \lambda Ph - \lambda ah = 5.74 - 0.28 = 5.46$$

$$\gamma \quad \rho = 1.8 \text{ T/m}^3$$

$$\text{resulta } \rho \cdot \lambda rh = (1.8) (5.46) = 9.85$$

Posición del punto de empuje nulo

$$u = \frac{eah}{\rho \cdot \lambda rh} = \frac{2.02}{9.85} = 0.21 \text{ m}$$

Con los valores de la tabla se obtiene:

$$\ell = h + u = 3.0 + 0.21 = 3.21$$

$$mI = \frac{6}{(9.85) (3.21)^3} (7.39) = 0.136$$

$$nI = \frac{6}{(9.85) (3.21)^5} (38.95) = 0.07$$

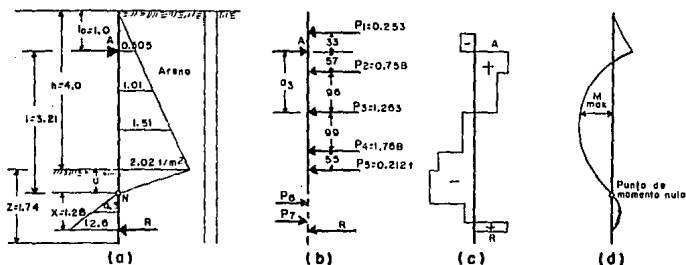


Figura 5.14. Tablatabacada anclada, empotrada en el terreno

- a) Diagrama de empujes
- b) Fuerzas equivalentes
- c) Ley de esfuerzos cortantes Q
- d) Ley de momentos M

Tabla 5. b. Cálculos del ejemplo de la fig. 5.14

Nº	P	a	a	a ³	P·a	P·a ³	Q	Q·a
	t	m	m	m ³	mt	m ³ t	t	mt
1	0.253	0.33	-0.33		-0.08		-0.253	-0.083
A		1.844						
		0.57					+1.591	+0.942
2	0.758	0.96	0.57	0.185	0.45	0.14	+0.833	+0.800
3	1.263	0.99	1.53	3.58	1.94	4.53		Mmax=1.641
4	1.708		2.52	16.00	4.43	28.20		
5	0.212	0.55	3.07	28.70	0.65	6.08		
	ΣP=4.254				ΣP·a=7.39	ΣP·a ³ =38.94		

Para $mI = 0.136$ y $nI = 0.07$ resulta $\xi = 0.4$ (ver fig. 5.13) y, por tanto:

$$X = \xi \cdot L = (0.4) (3.21) = 1.28 \text{ m}$$

$$Z = 0.21 + (1.2) (1.28) = 1.74 \text{ m}$$

La fuerza de anclaje es:

$$A = 4.254 - \frac{1}{3.21 + 1.28} (7.39) - \frac{(9.85) (1.28)^3}{6(3.21 + 1.28)} = 1.84 \text{ T/m}$$

Considerando la redistribución de los empujes activos resulta para:

$$a/h = 1/4 = 0.25 \quad c = 1.4A = 1.4 (1.84) = 2.58 \text{ T}$$

El momento máximo se calcula a partir del esfuerzo cortante (ver tabla 5.b) y vale

$$M_{\text{máx}} = 1.641 \text{ Tm}$$

y considerando la redistribución de empujes

$$M_{\text{máx}} = 1/2 (1.641) = 0.8205 \text{ Tm}$$

Tablestacado anclado y sin empotramiento en el terreno (viga sobre dos apoyos). - El empuje activo sobre el tablestacado es absorbido por la fuerza de anclaje y la reacción de apoyo sobre el terreno (empuje pasivo). Para este caso se puede calcular la profundidad de hincas necesaria por la condición $\sum M = 0$, tomando momentos respecto al punto A, y la fuerza de anclaje por la condición $\sum M = 0$. El momento máximo se calcula a partir del esfuerzo cortante, como en el caso anterior.

Blum ha planteado también para este caso fórmulas explícitas y ha simpli

ficado el cálculo mediante un nomograma, igualmente en el supuesto de terreno homogéneo bajo el punto de empuje nulo.

Las fórmulas son semejantes a las del caso de carga anterior.

El coeficiente auxiliar ξ vale:

$$\xi^2 (2\xi + 3) = mIII$$

$$\text{siendo } mIII = \frac{6}{\rho \lambda \cdot \lambda rh \cdot \xi^3} \sum_{-l}^{+l} P \cdot a$$

Para $X = \xi \cdot l$ resulta la profundidad de hinca necesaria Z :

$$Z = u + X$$

y la fuerza de anclaje:

$$A = \sum P \cdot \frac{1}{\begin{matrix} +l & & +l \\ -l & l + 2/3 X & -l \end{matrix}} \sum P \cdot a$$

$$Y \quad Mmáx = \sum_{Q1}^{Q=0} Q \cdot \Delta a$$

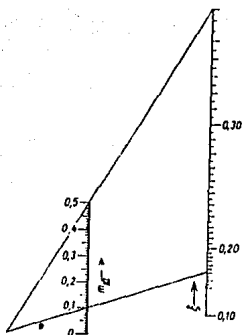


Figura 5.15. Nomograma para el cálculo de tablestacados anclados y sin empotrarse.

Ejemplo: Cálculo de un tablestacado anclado superiormente y sin empotramiento en el terreno, solicitado a empuje de tierras.

El diagrama de empujes y las fuerzas puntuales equivalentes se indican en la figura 5.16.

Bases de cálculo: Arena

$$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3;$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta\alpha = + 2/3\varphi;$$

$$\delta\beta = -2/3\varphi$$

$$\text{con } \lambda rh = \lambda ph - \lambda ah = 5.74 - 0.28 = 5.46$$

$$Y \quad \rho = 1.8 \text{ T/m}^3$$

$$\text{resulta } \rho \cdot \lambda rh = 1.8(5.46) = 9.85$$

$$Y \quad u = \frac{csh}{\rho \cdot \lambda rh} = \frac{2.02}{9.85} = 0.21$$

$$\text{Con lo cual } \ell = 3.0 + 0.21 = 3.21$$

Tabla 6.c. Cálculos del ejemplo de la fig. 5.16

No	P	a	o	P·a	Q	Q·a
1	2	3	4	5	6	7
	f	m	m	mf	i	mf
1	0.253	0.33	-0.33	-0.08	-0.253	-0.083
A	2.224	0.57			1.071	1.121
2	0.758	0.96	0.57	0.45	1.213	1.156
3	1.263	0.99	1.53	1.94		
4	1.768	0.55	2.52	4.43		Mmax=2.194
5	0.212		3.07	0.65		
	$\Sigma P = 4.254$			$\Sigma P \cdot a = 7.39$		

Con los valores de la tabla resulta

$$m_{III} = \frac{6}{9.85 (3.21)^3} (7.39) = 0.136$$

y según la figura 5.15 $\xi = 0.202$

$$X = \xi \cdot \ell = 0.202 (3.21) = 0.648 \text{ m}$$

$$Z = u + X = 0.21 + 0.648 = 0.885 \text{ m}$$

La fuerza de anclaje es, en este caso:

$$A = 4.254 - \frac{1}{3.21 + 0.667 (0.648)} (7.39) = 2.224 \text{ T/m}$$

El momento máximo se calcula análogamente a partir del esfuerzo cortante (ver tabla 5.c).

$$M_{\text{máx}} = 2.194 \text{ Tm}$$

Considerando la redistribución de empujes para $a/h = i = 0.25$, se obtiene:

$$S = 1.4A = 1.4 (2.224) = 3.13 \text{ T/m}$$

$$\text{y } M_{\text{máx}} = 0.5 (2.194) = 1.047 \text{ Tm}$$

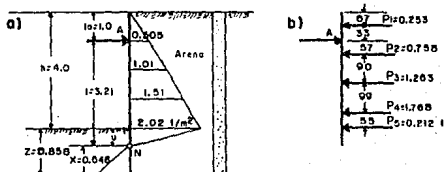


Figure 5.16. Tablестacado anclado y sin empotramiento en el terreno
 a) Diagrama de empujes
 b) Fuerzas equivalentes
 c) Momentos flectores

MAQUINARIA PARA EXCAVACION.

6.1. INTRODUCCION.

En este capítulo se estudia la variedad de equipo de construcción que se emplea para realizar excavaciones. Dicho equipo realiza ciclos de trabajo, como es excavar, cortar, perforar o succionar material del terreno o del agua para depositarlo en un lugar adecuado. Nuestro estudio se enfoca principalmente, al equipo usado en la excavación de trincheras o zanjas, al usado en excavaciones grandes, como para construir pilas para puentes y al que sirve para dragado en las operaciones de excavación dentro del agua.

La maquinaria para excavación comprende primordialmente a las retro excavadoras, zanjadoras, palas mecánicas, dragas de arrastre y cucharones de valvas de almeja. Esta maquinaria para construcción, guardan cierta relación por los montajes y superestructura giratoria que les son comunes.

Antes de determinar la maquinaria a usarse en algún trabajo, es aconsejable familiarizarse con algunas de las propiedades físicas de la tierra. Estas propiedades tienen un efecto directo sobre la facilidad o dificultad del manejo de tierras, sobre la selección del equipo, y sobre las producciones del mismo. Según sea el tipo de tierra y el tipo de trabajo a realizarse, será la maquinaria a emplear.

6.2. MAQUINARIA PARA EXCAVAR ZANJAS.

La excavación de trincheras es la excavación de ranuras o zanjas en la superficie de la tierra, para la instalación de un conducto u otro elemento de construcción largo y angosto. La instalación que forma parte de esta operación, es importante. Hace pensar en el hecho de que la ranura o zanja abierta tendrá que ser rellena sobre el conducto instalado, tan pronto esté en su lugar. Esta es la característica que hace del corte de zanjas una operación diferente del corte de canales.

La excavación de zanjas consiste en excavar una línea larga de sección transversal restringida, o sea que la longitud de la abertura es mucho mayor que el área de su sección transversal, misma que se conserva intensionalmente de dimensiones limitadas.

La característica común de estos tipos de maquinaria, excavadoras de zanjas, es que la longitud de la parte excavadora es mucho mayor que su anchura, si se les compara con el equipo para excavación de elementos anchos y voluminosos. También, su avance se mide en metros lineales mas a menudo que en metros cúbicos.

Una zanja puede construirse con lados de gran pendiente, y a menudo, incluso verticales, mientras no se derrumben antes de que se rellene la excavación. El relleno de zanjas, como parte de la operación total, tiene importancia especial cuando se trata de escoger el equipo a usar. Implica que el equipo de excavación a utilizar, debe ser capaz de apilar el material excavado a lo largo de la línea de la zanja. Por lo tanto, el equipo que se use para esta operación debe tener alguna forma de transportador que descargue el material a un lado y un poco alejado del borde de la trinchera, o bien, poder girar cada cucharón cargado, hacia un lado, para apilar el material.

Otra consideración especial para seleccionar equipo para la excavación de zanjas, es la referente al depósito de la carga en los lados de dicha zanja y sobre el conducto que ha de instalarse, cuando ésta es motivo de preocupación. El material en el que se ha de excavar la zanja, debe ser relativamente firme, fuerte y estable. Si los lados de la zanja tienen tendencia a derrumbarse al soportar carga en las cercanías de su borde superior, deben planearse el equipo y la operación de manera de evitar que esto ocurra. El equipo de excavación de zanjas que se utilice, debe estar montado sobre orugas para distribuir mejor su carga. Puede usarse cintas de orugas muy anchas para reducir aún más la carga por unidad de superficie. Si es grande la probabilidad de derrumbe de los lados verticales de la zanja, puede evitarse mediante maderos transversales a la zanja, o bien, puede dársele una cierta pendiente, a semejanza de lo que se hace en un canal.

La maquinaria para excavación de zanjas es de dos tipos generales. Una tiene un accesorio especial que se le conoce como retroexcavadora; el otro tipo es el equipo especialmente diseñado para excavación de trincheras, y se conoce como excavador de trincheras o zanjadoras.

RETROEXCAVADORAS.

Este término se aplica a una máquina excavadora del grupo de las palas mecánicas. Se le conoce con diferentes nombres, tales como excavadora de pala, retroexcavador y pala retroexcavadora. Las retroexcavadoras frecuentemente están equipadas con una pluma en forma de cuello de ganso para aumentar la profundidad de excavación de la máquina.

Las retroexcavadoras se utilizan principalmente para excavar debajo de la superficie natural de terreno sobre la cual descansa la máquina. Es

tán adaptadas para la excavación de zanjas, pozos, sótanos, y trabajos generales de excavaciones escalonadas, en donde se requiera un control preciso de las profundidades. A causa de su rigidez, son superiores a las dragas cuando operan en espacios pequeños y para cargar camiones. Debido al esfuerzo directo ejercido sobre el cucharón, las retroexcavadoras pueden propiciar mayores presiones con los dientes que las palas.

En algunos aspectos, las retroexcavadoras son mejores que las zanjadoras de ruedas o de cangilones, especialmente en la excavación de trincheras en donde se permite que los bancos establezcan sus taludes naturales y en donde no se amontonará el material excavado a lo largo de la trinchera. Las retroexcavadoras pueden sacar la tierra a medida que se derrumba para establecer los taludes naturales, mientras que las máquinas zanjadoras no pueden hacerlo fácilmente. La reducción en los costos de construcción resultante de la eliminación de acamellamiento del material puede ser un punto de importancia.

Partes básicas y operaciones de una retroexcavadora.- La retroexcavadora, sea montada en equipo de autopropulsión similar al de grúa o sobre la base de un tractor, tiene varias características peculiares de diseño. El equipo va sostenido sobre cintas de orugas o sobre ruedas, y tiene miembros salientes, a manera de patas, para lograr estabilidad durante la excavación y la distribución de carga que hemos mencionado. El mecanismo de excavación tiene una pluma, un miembro excavador con el cucharón instalado en su extremo exterior, y cables o cilindros hidráulicos para controlar los movimientos. Uno de los extremos de la pluma está sujeto al equipo de soporte, y pivotea tanto vertical, como horizontalmente. El giro horizontal se efectúa por rotación del plato giratorio situado en el equipo de autopropulsión y giro. En el equipo sobre tractor, la pluma gira sobre el soporte de su base. El elemento excavador de una retroexcavadora, está sostenido al extremo exterior de la pluma, y pivotea en torno de ese punto en el plano vertical de la misma.

De igual manera esta sujeto el cucharón o excavador al extremo del elemento excavador, y también pivotea para excavar.

Con este mecanismo, la retroexcavadora tiene gran alcance tanto horizontal como verticalmente, al interior de la trinchera, con la pluma el brazo excavador y el cucharón extendidos para iniciar la excavación. En tonces se tira del cucharón para que penetre en el material, en dirección a la base del equipo. hasta que se cargue. Cuando está lleno, estas tres partes del equipo están en sus posiciones pivoteadas, de tal forma que los ángulos que forman entre si son los máximos. Para vaciar la carga del cucharón, se eleva la pluma librando los lados de la zanja, y luego se le hace girar horizontalmente para vaciar el cucharón lejos del borde de la zanja. Este movimiento incluye la extensión del mecanismo de tres partes, lo cual lo prepara para el siguiente ciclo de excavación. Los movimientos descritos del ciclo, se repiten desde una sola posición del equipo, hasta que se extrae todo el material excavado de la zanja.

Por las deformaciones que ocasiona la operación de excavado y el movimiento giratorio repetido, la mayoría de las retroexcavadoras, y particularmente las montadas en tractor tienen otra característica básica consistente en soportes estabilizadores. Este mecanismo adicional está situado a ángulos rectos del eje de la zanja. Los soportes o patas, que pueden cargar todo el peso del extremo activo de la retroexcavadora, guardan una posición suficientemente lejana para evitar que haya sobrecarga en los lados abiertos de la zanja. Para ampliar la zanja, la retroexcavadora, sobre tractor o del tipo de autopropulsión, para continuar desplazándose, se mueve hacia atrás, por lo que se necesita quitar la carga de los soportes estabilizadores, y moverlos hacia atrás, antes de hacer el movimiento de la máquina. Como en el corte de zanjas, debe hacerse esto con cierta frecuencia, el movimiento de los soportes estabilizadores se regula hidráulicamente desde la posición del operador.

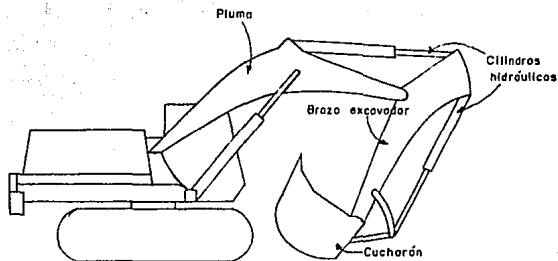


Figure 0.1. Partes básicas de un retroexcavador

La selección entre una retroexcavadora regulada por sistema hidráulico o por cables, dependerá del equipo básico que se piense tener con el accesorio de corte de la trinchera. Los equipos del tipo de autopropulsión, con cucharón de 0.38 a 2.3 m³ pueden tener controles accionados por cables, que generalmente ya no se usan en retroexcavadoras, debe tenerse una horca en forma de A sobre la fuente de potencia, para proporcionar el apoyo adecuado a los cables para manejar la pluma y el brazo excavador. La retroexcavadora montada sobre tractor, con cucharón de 0.29 a 1.15 m³ se maneja mediante controles hidráulicos. Con cualquier forma de equipo, los controles hidráulicos pueden realizar el trabajo con mayor precisión, pero no son tan resistentes como los mecanismos accionados por cables, lo cual ocurre porque el cable puede aceptar la carga de impacto por su flexibilidad y resistencia.

Producción de las retroexcavadoras.- Cuando se utiliza ésta máquina para

excavar a profundidades moderadas, su rendimiento puede aproximarse al de una pala mecánica de tamaño comparable, excavando en la misma clase de material. Sin embargo, a medida que aumenta la profundidad, disminuirá considerablemente su producción. La excavación mas efectiva ocurre cuando el aguilón forma un ángulo recto con la pluma. Se obtendrá la mayor producción cuando se excave cerca de la máquina, debido al reducido tiempo del ciclo, y a que el material cae mas fácilmente en el cucharón cuando se jala hacia arriba, cerca de la máquina.

ZANJADORAS.

El término zanjadora, se aplica a las máquinas del tipo de rueda y al de cangilones. Estas máquinas son satisfactorias para la excavación de cepas para tuberías de agua, de gas, y combustibles, para cables de teléfono, zanjas de drenaje, y atarjeas en donde las condiciones de la obra y del suelo sean tales que permitan usarlas. Proporcionan una excavación relativamente rápida, con un control preciso de la profundidad y del ancho de las zanjas, lo que reduce a un mínimo la mano de obra de los afinamientos. Son capaces de excavar en cualquier clase de suelo excepto en roca. Pueden encontrarse en diferentes tamaños para la excavación de zanjas de diferentes profundidades y de diferentes anchos. Por lo general están montadas sobre orugas para aumentar su estabilidad y para distribuir el peso a través de un área mas grande.

Zanjadoras de rueda.- Estas máquinas pueden encontrarse con profundidades máximas de corte que exceden de los 2.5m, con anchos de zanja variables desde 30.5cm o menos, hasta aproximadamente 1.5m. Muchas de ellas cuentan con 25 o mas velocidades de excavación para permitir la selección de la velocidad mas adecuada para con las condiciones de la obra.

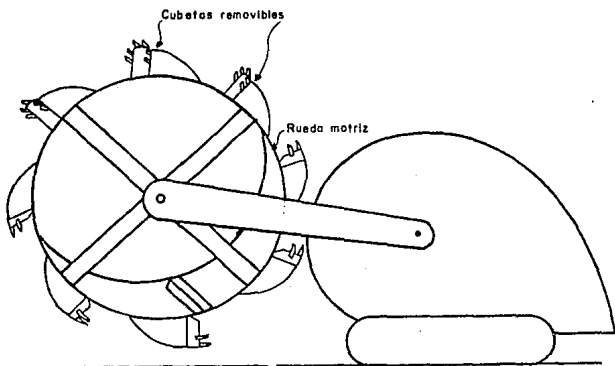


Figura 6.2. Zanjador de rueda

La parte excavadora de la máquina consiste de una rueda motriz, en la que están montadas cierto número de cubetas removibles equipadas con dientes escafrificadores. Las cubetas pueden obtenerse de diferentes anchos, a las que puedan acoplarse cortadores laterales, cuando sea necesario incrementar el ancho de una zanja. La máquina se opera haciendo bajar la rueda giratoria hasta la profundidad deseada, a medida que se mueve lentamente hacia adelante la unidad. La tierra es levantada por las cubetas y depositada sobre un transportador de bandas sin fin, que puede ajustarse para descargar la tierra a cualquiera de los dos lados de la máquina.

Las zanjadoras de rueda son especialmente adecuadas para excavar cepas para tuberías de agua, para gasoductos y oleoductos, para cables enterrados de teléfono, y para drenajes que se coloque en zanjas de profundidad relativamente pequeña. También pueden utilizarse para excavar trincheras para atarjeas hasta las profundidades máximas de excavación.

Zanjadoras de cangilones.- Instalándoles extensiones a los cangilones, y agregando mas cangilones y eslabones de cadena, es posible excavar zanjas de profundidades mayores de 9.0m, con las máquinas grandes. Pueden excavar zanjas de mas de 3.7m de ancho. La mayoría de estas máquinas tienen plumas de longitudes variables, permitiendo así que pueda emplearse una sola máquina en zanjas de profundidades considerablemente variables. Esto elimina la necesidad de tener que conseguir una máquina diferente para cada rango de profundidades. Una máquina puede tener 30 ó más profundidades para adaptarse a las necesidades de cualquier obra.

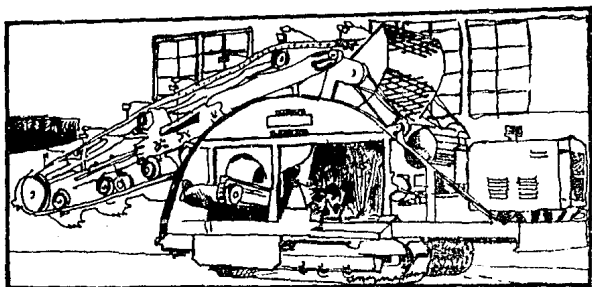


Figura 6.3a. Zanjadora de cangilones

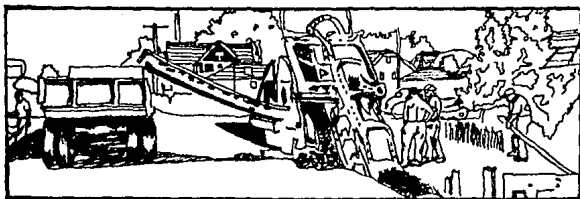


Figura 6.3b. Zanjadora de rosario de cangilones.

La parte excavadora de la máquina consiste de dos cadenas sinfín, que se deslizan a lo largo de la pluma, y a la que se han acoplado cangilones con dientes escarificadores. Además, pueden instalarse cortadores laterales montados sobre flechas a cada lado de la pluma, para aumentar el ancho de la zanja. A medida que suben los cangilones por el lado posterior de la pluma, sacan tierra y la depositan sobre un transportador de banda, que la descarga en cualquiera de los dos lados de la zanja. Cuando una máquina camina por un terreno accidentado, es posible fijar la profundidad de corte ajustando la posición, mas no la longitud de la pluma.

Una modificación de la zanjadora de cangilones es la zanjadora de pluma vertical. Esta máquina tiene siete diferentes tamaños de la pluma, que

permiten profundidades de zanja desde 1.3 m hasta 2.57 m, con anchos de zanja variables desde 35.5 cm hasta 61.00 cm.

Las zanjadoras de cangilones tienen una considerable flexibilidad en lo que respecta a la profundidad y al ancho de las zanjas. Sin embargo, las máquinas no son adecuadas para la excavación de zanjas en roca o en los lugares en donde grandes cantidades de agua freática, combinada con un suelo inestable, eviten que las paredes de la zanja permanezcan en su lugar. Si el suelo es de arena suelta o lodoso, por ejemplo, tiende a caer dentro de la zanja; puede ser aconsejable adoptar algún otro método para excavar la zanja.

Rangos de producción con zanjadoras.- Existen muchos factores que tienen influencia sobre los rangos de producción de las zanjadoras que incluyen la clase de suelo, la profundidad y el ancho de la zanja, la cantidad de ademe que se requiera, la topografía, las condiciones climatológicas, la vegetación, las obstrucciones físicas, tales como tubos enterrados, banquetas, calles pavimentadas, edificios, etc., y la velocidad con que pueda colocarse el tubo en la zanja. Todos los factores que puedan afectar el avance en una obra deberán tomarse en cuenta en la estimación de la velocidad probable de excavación de una máquina zanjadora.

En el tendido de gasoductos y oleoductos en terreno abierto y plano, sin obstrucciones físicas que se interfieran con el avance, es posible instalar más de 1 820 m de tubo en un turno de 8 hr. Esto es equivalente a aproximadamente 245 m por hora, lo cual no es excesivo para una zanjadora de rueda. Sin embargo, si tiene que excavar una zanja en roca en un terreno disperejo y cubierto de árboles, puede no ser posible excavar más de unos cuantos cientos de metros en un día.

Si se excava una zanja para la instalación de tubos de atarjea, en condiciones favorables, es posible que la máquina pueda excavar 91m de trinchera por hora. Sin embargo, una cuadrilla experimentada de colocadores de tubo puede no colocar mas de 25 juntas de tubo de diámetro pequeño, de 0.90m de largo, en una hora. Así que la velocidad de la máquina quedará limitada a cerca de 23m por hora, independientemente de su habilidad para excavar zanjas. Al estimar la velocidad probable de excavación de una zanja, deberá aplicarse un factor de operación apropiado a la velocidad a que pueda excavar la máquina si no existieran interrupciones.

Selección del equipo mas adecuado para la excavación de zanjas.- Para elegir entre las dos clases principales de equipo para excavación de trincheras, es necesario estudiar las condiciones físicas y económicas de la operación. Si la superficie es prácticamente horizontal, o si tiene pendiente constante que corresponda a la de la tubería, y si el fondo a de estar a menos de 3m de profundidad, puede ser ideal para el trabajo una zanjadora del tipo de rueda. Esto es válido particularmente para tramos de zanja rectos y relativamente largos, y en general, hasta de 75 centímetros de ancho. Para zanjas mas profundas o mas anchas, puede ser mejor la zanjadora de cangilones. Para una operación en la que se prevean muchas obstrucciones al avance continuado de estas máquinas sobre el terreno, quedan fuera de consideración tales equipos.

Para una trinchera que deba tener una profundidad moderada, por ejemplo de 1.80 a 2.10m como máximo, pero de interferencia considerable en la superficie, puede ser óptima la retroexcavadora montada en tractor, con controles hidráulicos. Este equipo para corte de trincheras, necesita un mínimo de espacio en us parte superior, y puede maniobrar con facilidad en varias posiciones para excavar. Con este equipo no se obtiene un fondo de trinchera tan limpio como con las zanjadoras del tipo de rueda o de cangilones, por lo que resulta mayor el costo de la mano de obra

para conformar el asiento o lecho de la tubería. Pero la versatilidad de una retroexcavadora con controles hidráulicos, puede ser muy ventajosa en el tendido de tuberías. Si la excavación se vuelve realmente difícil, ese tipo de retroexcavadora puede no ser tan efectivo como se desea. En tal caso puede optarse por una retroexcavadora montada en grúa.

Una retroexcavadora para excavación de zanjas puede trabajar en un terreno variable sin gran dificultad. Esta es una ventaja considerable sobre la zanjadora del tipo de rueda continua, aunque todas las retroexcavadoras requieren más esfuerzo humano en la zanja misma. Por otra parte, si los lados de la zanja no se sostienen verticalmente y tienen que cortarse con cierta inclinación, la selección del equipo queda limitada a una retroexcavadora. Para profundidades mayores conviene elegir una retroexcavadora montada en equipo de autopropulsión o un excavador de almejas de alcance y tamaño de cucharón adecuados. También se seleccionarían estos equipos para zanjas de poca profundidad donde hubiera que remover rocas.

A continuación, como resumen, pueden anotarse ciertos factores clave para la selección de equipos para excavación de zanjas, que son:

1. Tipo de conducto.- Si puede dejarse caer simplemente como el cable, si puede ensamblarse en la superficie del terreno, o si necesita lecho de asiento y conexión en el lugar después de colocado.
2. Ancho de la zanja.- Si es para el conducto solamente o si se necesita espacio de trabajo y ancho adicional en las juntas (el cual rige el ancho de la trinchera).
3. Profundidad de la zanja.- Por lo general es menor de 0.90m para

cables, menor de 1.50m para tuberfa soldada, para conducir de rizados del petróleo a presión, y variable cuando tienen que lograrse ciertas pendientes o penetraciones.

4. Las condiciones del material que se excavará.- Siendo las condiciones extremas: el material rocoso o tenaz y el material tan blando e inestable como para necesitar soporte en las paredes.
5. La forma de la superficie del terreno.- Puede ser nivelado, disparejo o bastante irregular.
6. La longitud y el alineamiento de la zanja continua.- ¿Cuáles son la longitud y rectitud de cada tramo de zanja por excavación?

Por supuesto, debe reconocerse que la selección final de los equipos o de los métodos, será la que resulte más económica, después de considerar todos los aspectos. Tal es la base general de las decisiones relativas a todo trabajo de construcción.

6.3. MAQUINARIA PARA EXCAVACIONES VOLUMINOSAS.

Ahora estudiaremos la maquinaria utilizada para excavar grandes volúmenes de suelo. Estos equipos de excavación comprenden primordialmente a las palas mecánicas, retroexcavadoras y dragas de arrastre. Las retroexcavadoras ya se estudiaron en la sección anterior, al tratar de los trabajos de excavación de zanjas, por lo que nos limitaremos sólo al estudio de las palas mecánicas y al de las dragas de arrastre.

PALAS MECANICAS.

Las palas mecánicas se utilizan principalmente para excavar tierra y cargarla en camiones o en vagones tirados por tractor, o sobre bandas transportadoras. Son capaces de excavar todo tipo de tierra, excepto roca fija, sin necesidad de aflojarla primero. Pueden estar montadas sobre orugas, en cuyo caso se les conoce como "palas montadas sobre orugas". Estas palas mecánicas tienen muy bajas velocidades de deslizamiento, pero como las orugas anchas dan presiones muy pequeñas en el suelo, esto les permite operar en suelos blandos. Pueden estar montadas en ruedas con llantas de hule. Las unidades automotrices de un sólo motor se manejan y operan desde la caseta. Las unidades no automotrices, montadas en la parte posterior de camiones, cuentan con motores separados para operarlas. Las palas montadas sobre llantas, que tienen mas altas velocidades de deslizamiento que las unidades montadas sobre oruga, son útiles en obras pequeñas, en donde es necesario hacer movimientos considerables y en donde las superficies de los caminos y del terreno en general sean firmes.

Partes básicas y características de diseño de una pala mecánica.- Las partes básicas de una pala mecánica incluyen la montura, la cabina o caseta, la pluma, el aguilón, el cucharón, y el cable del malacate. Estas partes se ilustran en la figura 6.4

La pala mecánica tiene seis movimientos básicos. La mayoría de éstos son comunes a las demás excavadoras relacionadas, o bien tienen contrapartes para su operación.

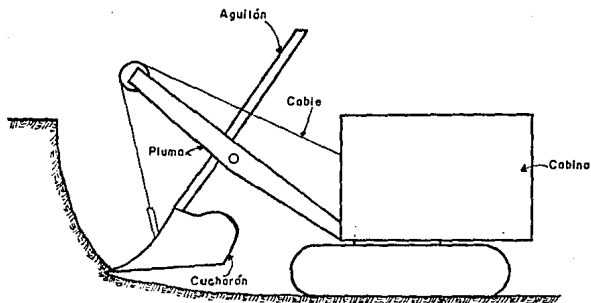


Figura 6.4. Partes básicos de una pala mecánica

Los seis movimientos básicos de la pala, están ligados a las partes del mecanismo de poder, situado en la superestructura. Dichos movimientos de la pala pueden escribirse como sigue:

1. El mecanismo de potencia del malacate principal o del tambor de cable levanta el cucharón excavador cruzando el material que se está excavando.
2. El malacate secundario acciona al miembro excavador para encajar al cucharón en el banco; ésta acción puede realizarse en conjunto con el malacate principal para lograr una excavación positiva y potente.
3. El miembro excavador de la pala por lo general se retira mediante un cable diferente del que sirve para encajar el cucharón, pero acciona

do por el mismo tambor del malacate secundario.

4. El malacate de la pluma se usa para hacerla pivotar sobre su base, apoyándose en la plataforma de la superestructura giratoria; ésta puede elevarse hasta un ángulo máximo de 65° con la horizontal, o bajar hasta un ángulo mínimo de 35° . El descenso se hace aplicando potencia, como medida de seguridad contra una caída accidental de la pluma.
5. El giro de la superestructura, en la pala mecánica, requiere de cable separado, o de un funcionamiento mecánico o hidráulico con embrague y un freno, para ahorrar en el mantenimiento del embrague y para impedir el arrastre de la máquina sobre su placa giratoria.
6. El movimiento de tracción del excavador de poder completo, montado sobre orugas puede estar ligado con el mecanismo de giro, ya que no se hacen simultáneamente éstos dos movimientos; el movimiento de traslado puede tener integrado el de la dirección, mediante el movimiento de una sola de las cintas de oruga, mientras se mantiene frenada la otra.

Como se sugirió en la descripción de estos movimientos de control de la pala mecánica, pueden existir variaciones, que pueden deberse al tipo de mecanismo de poder que se usa en el equipo. Obviamente, si el equipo va montado sobre ruedas, se tendrá una diferencia en la tracción y en la dirección de traslado.

La mayoría de las palas mecánicas se instalan sobre orugas. Con dicho montaje pueden trasladarse sólo a 3 Km/hr como máximo. Por lo general, esta velocidad es satisfactoria, porque una vez que se encuentra la pala en su lugar de trabajo, no hay razones prácticamente para trasladarla. Se sacrifica la movilidad para ganar gran estabilidad. Las palas mecánicas montadas en orugas, se mueven de un trabajo al siguiente a bordo de

un camión de plataforma baja, o se desmantelan para moverse en carros de ferrocarril.

Se han normalizado las dimensiones de las partes que forman todas las palas mecánicas. Por ejemplo, los tamaños de los cucharones excavadores para la mayoría de las palas a la venta son 3/8, 1/2, 3/4, 1, 1½, 1½, 1 3/4, 2 y 2½ yardas cúbicas. Estos tamaños indican la capacidad "a ras", la cual se aproxima al volumen de carga medido en banco, eliminando los huecos que hay en el cucharón cargado con copete. La excepción es cuando se manejan exclusivamente trozos grandes de roca.

Aplicaciones de las palas mecánicas.- La pala mecánica tiene su óptima utilidad cuando es necesario hacer excavaciones considerables en roca o en material consolidado de un banco cuya cara se sostiene relativamente vertical. Esta situación se presenta en los cortes de tierra de material rocoso o arcilloso y en las canteras. La frente del banco (embanque) debe poder sostenerse por sí sola, por lo menos hasta una cuarta parte de la altura máxima de excavación de la pala. Ciertamente, lo anterior es válido, si el embanque es extenso y no obliga a la pala a moverse mucho para lograr una excavación de consideración.

Una pala montada en orugas, es bastante adecuada para los trabajos de explotación de canteras, por su solidez, potencia y estabilidad. Esas explotaciones infieren mucha excavación. Así mismo, la superficie disponible para que se mueva el excavador puede ser rocosa y dispareja, por lo que es difícil para el equipo montado sobre neumáticos, y aumenta considerablemente el costo de mantenimiento que pudiera esperarse.

Otra aplicación de la pala mecánica, es la excavación inicial del corte de una ladera para abrir un camino siguiendo la curva de nivel. En ese caso, el material excavado del lado superior del corte puede girarse y vaciarse sobre la misma ladera, al lado inferior del corte. Aunque el

corte sea angosto, la tierra vaciada rodará pendiente abajo, alejándose de la superficie del corte. Cuando el corte se vuelve demasiado ancho para dejar que la pala vacíe el material excavado hacia el lado bajo, puede usarse un tractor equipado con hoja de empuje para desplazarlo hasta la orilla del nivel del corte.

Las palas provistas de accesorios especiales, se emplean en la excavación de túneles de gran diámetro.

Productividad de las palas mecánicas.- En ésta sección nos interesa saber cómo determinar la cantidad de material que maneja este equipo en un cierto periodo. La determinación usual, consiste en determinar el número de yardas cúbicas o de metros cúbicos excavados por hora. Esto dependerá de:

1. Tamaño y características de diseño de la pala.
2. Clase de material.
3. profundidad de corte.
4. Angulos de oscilación.
5. Condiciones de la obra.
6. Condiciones administrativas.
7. Tamaño de las unidades de acarreo.
8. Habilidad del operador.
9. Condiciones físicas de la pala.

La productividad de una pala depende en gran parte de las característi-

cas de diseño que posea. La cantidad de material que pueda manejar en su periodo de tiempo dado, depende del tamaño del cucharón, de la velocidad de movimiento del miembro excavador en la dirección vertical, y de la velocidad de rotación de la superestructura en su mesa de giro horizontal. Todas éstas son características que se incorporan en su diseño.

Las velocidades lineales del cable y la velocidad de giro son los factores clave que determinan el mejor tiempo de ciclo que puede lograr el operador con la pala.

Para un corte de 3.00m de altura, el tiempo mínimo para elevar el conjunto excavador cruzando el material, puede ser de 5.0 seg. Esto se logra con una velocidad de elevación de 36.60 m/min. Entonces, el tiempo mínimo para girar en un ángulo de 90°, vaciar, y regresar de nuevo a 4.0 rpm, es de alrededor de 8.0 seg. Estos tiempos no toman en cuenta el tiempo necesario para alcanzar las velocidades gobernadas, ni el que se necesita para lograr las velocidades menores de nuevo, esto es, la aceleración ni la desaceleración, en cada movimiento del ciclo. Tampoco está incluido el tiempo necesario para vaciar la carga, el cual debe tomarse con cierta exactitud. Estos elementos pueden agregar de tres a cinco segundos de tiempo necesario. Por tanto, el tiempo óptimo de ciclo que puede esperar el operador con la pala, en esta situación de excavación, sería de 16.0 a 18.0 seg. Ese tiempo lo rigen principalmente las características de diseño de la pala.

La producción mas eficiente, siendo variable la altura del corte, se obtiene con la pala trabajando a su "altura óptima" de corte. Esta es la altura del embanque en el que trabaja una pala, en la que el miembro excavador levanta el cucharón a través de una capa tal de material que le permite lograr cargarlo con copete. El excavar en esa altura de corte no requiere reexcavación para lograr llenar el cucharón, ni ocasiona derrame del material por los lados del cucharón durante el movimiento de

Tabla 6.6. Rendimientos para palas mecánicas, en yardas cúbicas por hora

Nota. En la tabla el número de arriba indica la profundidad de excavación en metros y el número de abajo el rendimiento.

Clase de material	Tamaño de la pala, en yardas cúbicas								
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2
Limo húmedo o arcilla arenosa	1.16	1.40	1.62	1.83	1.98	2.13	2.26	2.38	2.56
	85	115	165	205	250	285	320	355	405
Arena y grava	1.16	1.40	1.62	1.83	1.98	2.13	2.26	2.38	2.56
	80	110	155	200	230	270	300	330	390
Tierra ordinaria buena	1.37	1.74	2.07	2.38	2.59	2.80	2.96	3.11	3.41
	70	95	135	175	210	240	270	300	350
Arcilla dura, resistente	1.83	2.13	2.44	2.74	3.00	3.26	3.51	3.72	4.00
	50	75	110	145	180	210	235	265	310
Roca dinomitada	40	60	95	125	155	180	205	230	275
Arcilla húmeda pegajosa	1.83	2.13	2.44	2.74	3.00	3.26	3.51	3.72	4.00
	25	40	70	95	120	145	165	185	230
Roca mal dinomitada	15	25	50	75	95	115	140	160	195

corde.

La profundidad óptima de corte, varía entre 1.0 y 3.5m para el material suelto, granular o terroso. Para materiales duros y pegajosos, varía de 2.0 a 4.0m. Estos valores varían en razón directa al tamaño de la pala.

Frecuentemente, el operador de una pala hace mas de una pasada en el embanque para cargar su cucharón. Tal tendencia ocurre con mayor frecuencia cuando la altura del embanque es menor que la altura óptima de corte de la pala. Ocurre una vez cada cinco o seis ciclos con alturas de corte menores de 1.5 m. El límite de frecuencia y de profundidad, es mayor con un embanque que contenga material voluminoso que no pase con facilidad por el cucharón.

Cuando el material excavado por una pala tiene una gran cantidad de trozos muy voluminosos o cuando es excepcionalmente pegagoso y no pasa con facilidad al cucharón, se reduce considerablemente la eficiencia del cucharón. Esta reducción es prácticamente igual a la proporción de partes de sobre-tamaño que contiene el material. Así, si hay un 20% voluminoso en el total, la eficiencia del cucharón será del 20% menor que lo sería si no hubiera dicho material. Obviamente, si el material voluminoso que tenga que manejar la pala es excesivo, conviene considerar el uso de otra pala de cucharón mas grande, o quebrar los trozos mas grandes del material, o empujar éste material a un lado para ser manejado por otros medios.

DRAGAS DE ARRASTRE

Las dragas se utilizan para excavar tierra y cargarlas en unidades de acarreo, o para depositarla en diques, presas, y bancos de desperdicio cerca de los cortes donde se excava. En general, una pala mecánica con una capacidad hasta de 2½ yardas cúbicas puede convertirse en draga, reemplazando el aguilón de la pala con la pluma de una grúa y sustituyendo el cucharón de la draga por el cucharón de la pala.

La draga por lo general no tiene que estar adentro del banco para poder excavar. Puede operar sobre el nivel natural de terreno al estar excavando material en un banco con su cucharón. Esto será muy ventajoso para sacar la tierra de una zanja, canal, o de un banco que contenga agua. Si la tierra se acarrea en camiones, no tienen que entrar al banco y batallar con el lodo. Si la tierra puede depositarse a lo largo de un canal o de una zanja o cerca de un banco, con frecuencia es posible utilizar una draga con una pluma lo suficientemente larga para disponer de la tierra en una sola operación, eliminando la necesidad de las unidades de acarreo, lo que reducirá el costo del manejo de la tierra.

Operación y características de diseño de una draga de arrastre.- Las partes básicas de una draga están ilustradas en la figura 6.5.

Una draga de arrastre se hace colgando simplemente un cucharón para draga do, del cable de levante de una grúa, y agregando un cable de arrastre que vaya desde el cucharón hasta un segundo tambor de operación.

La conversión de una grúa básica a draga de arrastre, puede ser la conversión mas fácil de todas la excavadoras mecánicas que se estudian en este capítulo.

El accesorio frontal de la superestructura del equipo básico, es la pluma de la grúa con un cucharón para dragado.

La carga del cucharón se hace tirando de el paralelamente a la capa superior del material hacia la máquina, con el cable de arrastre. Cuando se llena, el operador lo toma con el cable de levante para levantar el cucharón mientras lo libera del cable de arrastre. Un efecto de agarre logrado mediante el cable de arrastre y una cadena, evita que se descargue el cucharón antes del momento deseado. La descarga puede hacerse varios metros adelante o atrás de la punta de la pluma. Para el siguiente esfuerzo de carga, el cucharón vacío se gira hacia afuera desde abajo de la punta de la pluma, aflojando el cable de levante y dejando caer el cucharón desde una posición adecuada.

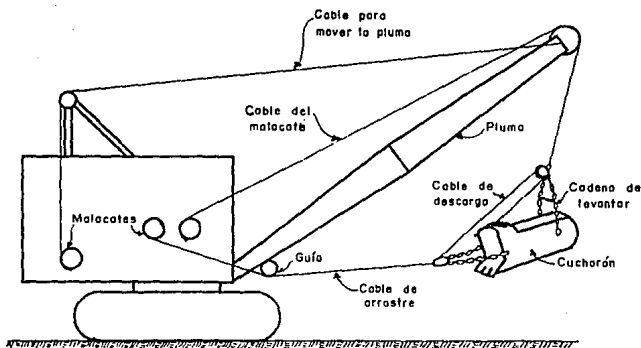


Figura 6.6. Draga de arrastre

La draga de arrastre es una máquina versátil que puede cubrir con su alcance una amplia área de excavación con altura considerable. Este excavador trabaja generalmente con su pluma a un ángulo de 40° . Además el alcance de excavación de la draga de arrastre, puede aumentarse usando una extensión de la pluma.

La draga de arrastre está diseñada para trabajar en material suelto y en arcillas. Sin embargo, puede mejorarse su fuerza de excavación en material firme, sujetando el gancho de la cadena de arrastre a un punto mas alto del cucharón. Así, los dientes del cucharón se clavan a mayor profundidad y pueden aplicar mayor fuerza de excavación. El enganche mas bajo produce un corte de menor profundidad pero de mayor longitud en material suelto.

Como el cucharón de la draga de cables gira libremente, y la excavación

puede cubrir un área bastante grande desde una posición, el operador tiene que preocuparse por la estabilidad de su equipo. Es por esta razón que se toma la capacidad de carga en condiciones seguras de una draga de arrastre, como igual a dos terceras partes, o el 65% de la carga de volteo. Esto da el factor de seguridad máximo para cualquier aplicación de la grúa. Para lograr mayor confianza en cuanto a estabilidad, puede trabajarse la draga de arrastre con tránsitos de oruga de 36.0 pulgadas de ancho, en vez de usar los tránsitos estandar de 30.0 pulgadas.

Tabla 6. b. Dimensiones de las dragas de arrastre

	Tamaño del cucharón, en yardas cúbicas				
	3/4	1	1 1/4	1 3/4	2
Radio de volteado (m)	9.00	10.70	11.00	13.70	16.00
Altura de volteado (m)	5.00	5.00	5.00	7.00	8.50
Profundidad máx. de excav. (m)	3.60	4.80	5.80	7.30	9.00
Alicance de excavación (m)	12.20	13.70	14.00	17.40	20.70
Longitud de la pluma (m)	10.70	12.20	12.20	16.25	18.30
Longitud del cucharón (m)	3.50	4.50	5.60	4.00	4.30

La capacidad de carga de trabajo de una draga de arrastre depende en gran parte del material que se excava, del cucharón que se emplea y del ángulo de la pluma. La pluma de la draga de arrastre, se ajusta generalmente para un ángulo comprendido entre 25° y 40° con la horizontal. Como en el caso de cualquier equipo del tipo de grúa, la capacidad de carga de la draga aumenta al utilizar un ángulo mayor. Cuando es fijo el ángulo

Lo de la pluma, se determina la carga máxima que puede manejar la draga por el cucharón que se utiliza y el peso unitario del material que se carga.

Usos de las dragas de arrastre.- Un cucharón de draga de arrastre es un equipo versátil que se utiliza principalmente para lo que se conoce como excavación en material suelto a granel. Esta excavación contrasta con la excavación en roca o con la excavación no clasificada, en las que se encuentran una gran variedad de materiales. Los materiales sueltos a granel, incluyen a las arenas y gravas secas, a las arcillas y sienos sueltos y mojados, y a los suelos completamente saturados o situados abajo de una superficie de agua. Estos materiales tienen todos un ángulo de reposo bajo. En consecuencia, para ser efectiva, la draga debe tener un buen alcance. La draga de arrastre, con su habilidad para hacer girar el cucharón hacia afuera, especialmente cuando utiliza una pluma extendida, es adecuada para tal tipo de excavación suelta a granel, y en cambio, una pala mecánica no sería útil.

Se han usado con éxito dragas de arrastre para la producción de grava y arena de tajos, el minado de descapote, dragado, canales de riego y de desagüe, y para acequias abiertas de drenaje con lados inclinados. Para estos trabajos, la excavadora trabaja sobre terreno firme, inalterado, y excava generalmente abajo de su nivel, alejándose de la orilla del corte. Puede excavar material desde muchos metros abajo hasta unos cuantos arriba del nivel de soporte de la máquina. Puede vaciar su carga en cualquier lugar comprendido dentro del intervalo de varios metros mas o por lo menos, una distancia igual a la que hay de la cabina a la punta de la pluma. Esto ocurre en el proceso de vaciado de la carga de la draga. Las operaciones que dan como resultado un bordo, una pila de almacenaje o un banco, se realizan a menudo mediante una draga que hace dicha forma de vaciado.

Productividad de una draga de arrastre.- La producción de una draga varia rá con los siguientes factores.

1. Clase del material.
2. Profundidad del corte.
3. Angulo de oscilación.
4. Tamaño y tipo de cucharón.
5. Longitud de la pluma.
6. Condiciones de la obra.
7. Método de descarga, en montones o en camiones.
8. Tamaño de las unidades de acarreo.
9. Habilidad del operador.

La producción de una draga de arrastre debe expresarse en yardas cúbicas por hora medida en banco. Esta cantidad puede obtenerse a través de las observaciones en el campo, o puede estimarse multiplicando el volumen suel to promedio por cucharón, por el número de ciclos por hora y dividiendo entre uno mas el abundamiento de la tierra expresada como fracción.

El material suelto que maneja una draga de arrastre es, por lo general, de grano fino o granular, aunque puede ser también tierra común. La dilatación del material excavado puede o no ser significativo. Si se trata de suelo de grano fino que se toma de abajo del agua, las partículas pue-

den estar suspendidas en el agua que se está moviendo. En ese caso, la dilatación no significa nada, y la cantidad de material que se mueve en cada carga de cucharón es el porcentaje de sólidos que hay en el volumen de éste. Si el material suelto es arena o grava muy mojadas, no podrá formar gran cosa de copete, y una gran parte de su peso será el del suelo saturado. Este material será del 5 al 20% mas pesado que el material seco, por lo que debe verificarse la capacidad de carga de la draga de arrastre con el cucharón lleno, trabajando con una pluma y un ángulo bajo.

Tabla 6.0. Producción Ideal de dragas, en yardas cúbicas por hora

Clase de material	Tamaño del cucharón en yardas cúbicas									
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2	
Lomo húmedo o arcilla arenosa ligera	1.50 70	1.70 95	1.80 130	2.00 160	2.13 195	2.25 220	2.30 245	2.40 265	2.60 305	
Arena y grava	1.50 65	1.70 90	1.80 125	2.00 155	2.13 185	2.25 210	2.30 235	2.40 255	2.60 295	
Tierra ordinaria buena	1.80 55	2.04 75	2.25 105	2.40 135	2.60 165	2.75 190	2.90 210	3.00 230	3.20 265	
Arcilla compacta dura	2.22 35	2.40 55	2.65 90	2.80 110	3.05 135	3.25 160	3.45 180	3.60 195	3.80 230	
Arcilla pegajosa húmeda	2.22 20	2.40 30	2.65 55	2.80 75	3.05 95	3.25 110	3.45 130	3.60 145	3.80 175	

Nota. En la tabla la cifra superior es la profundidad óptima en metros, y la cifra inferior es la producción ideal.

La profundidad óptima de corte de una draga de arrastre, similar a la de una pala, es la distancia mínima que debe moverse el cucharón en el material excavado, para lograr una carga completa del cucharón. Como el cucharón de una draga se carga mientras se está moviendo en forma mas horizontal que el de una pala, esa distancia no es en realidad una altura ver

tical. Sin embargo, este factor se basa en una "altura" o profundidad que permita obtener la óptima de una draga en comparación a la de una pala. Para las dragas de arrastre, las alturas óptimas de corte son mayores que para las palas del mismo tamaño. En el otro extremo de la escala de tamaños, una draga de 2½ yardas cúbicas, es por lo general, mas efectiva en un corte mas corto que la pala del mismo tamaño. En términos prácticos, no es tan significativa una altura óptima de corte para una draga como para una pala, porque la draga es mas flexible en su operación. El operador puede variar su dirección de carga y longitud de corte para conformarlo desde cualquier posición que escoja para excavar.

6.4. EQUIPO PARA EXCAVAR DENTRO DEL AGUA.

A la excavación dentro del agua también es correcto llamársele dragado, y consiste en excavar material terroso cubierto por agua. A menudo, se provoca la suspensión del material en el agua, para transportarlo al lugar del depósito. Tales trabajos pueden tener por objetivo la excavación general submarina de una bahía, de una playa, de un río o de un lago. En esos casos, si el área por excavar tiene una anchura considerable, lo mismo que longitud, se sitúa la máquina de manera que ejerza una acción de recorrido continuo y externo sobre la superficie del agua, alrededor de un centro de giro. En otros trabajos, la maquinaria tendrá que excavar un canal o una trinchera, y necesitará moverse según una línea a medida que avance la excavación. Para cualquiera de los dos tipos de trabajo mencionados, puede utilizarse el mismo equipo.

El equipo básico para estos tipos de trabajo son la draga de succión o de tubería, la draga de cangilones, la draga de arrastre (que se estudió en la sección anterior), y la draga con cucharón de almejas.

DRAGA DE SUCCION O DE TUBERIA.

Las dragas de succión o de tubería, tienen una tubería cerrada que baja desde la pluma hasta el suelo que se va a excavar. Se les denomina por el diámetro de su tubería, y así, por ejemplo, se habla de una draga de 20 pulgadas. Su funcionamiento se basa en la succión creada por una bomba centrífuga instalada sobre la barca, la cual hace ascender por la tubería a los sólidos del suelo suspendidos en el agua. Transportando de ésta manera el material excavado del suelo; resulta fácil mantenerlo en movimiento por la tubería, prolongándose hasta el punto que se haya seleccionado para depositarlo, el cual, por lo general, estará a cierta distancia de la barca. En consecuencia, deberá mantener la tubería sobre el agua, haciéndola descansar en pontones. La tubería debe ser mas larga que la distancia en línea recta al punto de descarga, para dar a la draga la libertad de movimiento de un lado a otro del área por excavar; así como hacia adelante y hacia atrás, en su trabajo de excavación. Por otra parte la tubería puede tener que extenderse a una cierta distancia de la playa, sobre tierra, hasta el punto de descarga. Este último tramo de tubería puede instalarse en forma permanente mientras se realiza el trabajo.

El diámetro de la tubería varía desde 6.0 pulgadas para las dragas mas pequeñas, hasta 36.0 pulgadas para las mas grandes. Para un cierto gasto deseado, en galones por minuto, un tubo de mayor diámetro tendrá menos pérdida de carga por rozamiento, pero también se tendrá una velocidad de flujo menor en la tubería.

La draga de succión mas pequeña, con tubería de 6.0 pulgadas, puede instalarse sobre una barca que cubra sólo 4.20m a lo ancho y 9.0m de extremo a extremo sobre la superficie del agua. Además, para trabajar puede necesitar sólo 60.0cm de tiro, o profundidad del agua. La draga de tubería del diámetro mayor puede necesitar de una barca cuatro veces mas ancha y siete veces mas larga, y requerir un tiro de 4.20m. Esta puede excavar material que esté situado a una profundidad de mas de 15.0m bajo el agua.

Las dragas de tubería se construyen de manera que puedan extenderse, tanto el bastidor de escalera como la tubería de succión, agregando secciones para excavar a mayores profundidades.

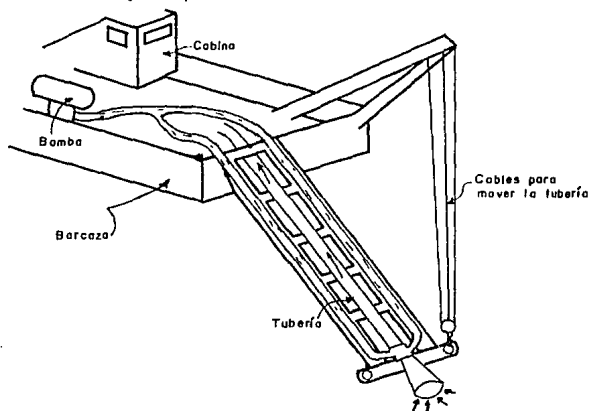


Figura 6.6. Funcionamiento de una draga de succión

Las dragas de succión más modernas pueden mejorar su efectividad mediante un mecanismo especial de excavación o de corte instalado a la entrada de la tubería. La draga de tubería con cabezal de corte es mejor que la de succión simple. Este tipo de draga tiene un cortador giratorio con apariencia de cruz, y está situado entre una hélice marina y un cucharón parcialmente abierto del tipo de cáscaras de naranja, con las hojas sostenidas rígidamente para cortar o romper arcilla tenaz o material rocoso. El cortador gira en torno de un eje que pasa por el de la tubería de succión. El motor del cabezal cortador giratorio, se acciona mediante potencia disponible a bordo de la barca y se sostiene desde el bastidor de escalera que sirve de soporte a la tubería de admisión de la draga. El bastidor de escalera, con

la tubería de admisión y el cabezal cortador, pueden elevarse o bajarse, según lo requiera la profundidad de la excavación. Este movimiento se hace mediante cables de malacate que corren sobre el bastidor de la torre situada en el extremo delantero de la barca de dragado. La unidad motriz de estos pequeños malacates también acciona a los malacates de los puntales y del ancla, y gira los cables que sirven para el sostén y el movimiento de la draga.

Diseño del equipo para la draga de succión. Todos los diseños básicos para este tipo de dragas tienen el equipo instalado sobre una barca o chalán, para flotar y moverse sobre la superficie del agua, recorriendo el suelo que ha de excavar. Otra característica común de su diseño es el bastidor saliente situado en el extremo delantero, que sirve para soportar la parte excavadora de la draga. Esta parte puede tomar diferentes formas, según el diseño particular de la draga de que se trate, pero el bastidor o pluma es una parte fundamental. También tienen, por lo general, varios puntales o postes de anclaje retractables, ubicados principalmente en el extremo de popa de la barca, y sirven para mantenerla en una posición estable y para pivotar. Los puntales se mueven verticalmente hacia arriba y hacia abajo, mediante un pequeño malacate de horqueta situado en el mismo extremo.

DRAGA DE CANGILONES Y ESCALERA.

Este equipo está diseñado para trabajar en una forma muy semejante a la de la excavadora de zanjas del tipo de cangilones. Su bastidor de escalera, que sobresale del extremo delantero de la barca, soporta una cadena continua de cangilones que excava como la cortadora de trincheras. Por lo general, los cangilones vacían su carga en un recipiente de forma de tolva instalado en la barca. Cuando se llena la tolva, debe suspenderse la excavación para mover la barca hasta el lugar en donde deposita su carga. Se puede lograr un arreglo alternativo para evitar la interrupción que requiere la descarga de la tolva contenida en la barca de la draga, según el cual,

se tienen barcas separadas con tolva, adosadas a la barca de la draga, las cuales se cargan mediante un transportador que parte del punto de vaciado de los cangilones.

CUCHARONES DE VALVAS DE ALMEJA.

Los cucharones de valvas de almeja, se utilizan principalmente para manejar materiales sueltos tales como la arena, grava, piedra triturada, carbón, etc., y para sacar materiales de los encofrados, cimentaciones para diques y muelles, pozos de visita en alcantarillas, zanjas con ataguías, etc. Son especialmente adecuados para levantar materiales en dirección vertical de un sitio a otro, por ejemplo, en la carga de tolvas y silos. Los límites de movimiento vertical pueden ser relativamente amplios cuando se usan con largas plumas de grúa.

Los cucharones de valvas de almeja pueden encontrarse en el mercado en tres tipos diferentes; los tipos pesados sirven para excavación, los tipos de peso mediano para usos generales, y los tipos ligeros para el manejo de materiales ligeros. Los fabricantes proporcionan los cucharones con dientes que pueden quitarse fácilmente, o sin dientes. Los dientes se utilizan para la excavación de materiales duros, pero no se requieren para el manejo de materiales simples.

La capacidad de un cucharón de valvas de almeja, por lo general se mide en yardas cúbicas. Una capacidad mas precisa, es la del nivel de agua, la línea de placa, o la medida copeteada, que generalmente se expresa en pies cúbicos. La capacidad al nivel del agua, es la capacidad del cucharón si estuviera colgado a nivel y lleno de agua. La capacidad a la línea de placa indica la capacidad del cucharón siguiendo una línea a lo largo de la parte superior de las quijadas. La capacidad copeteada, es cuando el cucharón está lleno al ángulo máximo de reposo para un material dado. Al espe-

cificar la capacidad copeteada generalmente se supone que el ángulo de reposo es de 45° . El área de la cubierta indica el número de pies cuadrados que cubre el cucharón cuando está totalmente abierto.

Rangos de producción para los cucharones de valvas de almeja.- Debido a los factores variables que afectan las operaciones de los cucharones de quijadas, es difícil proporcionar los rangos de producción precisos. Estos factores incluyen la dificultad en la carga del cucharón, el tamaño de la carga obtenible, la altura de levantamiento, el ángulo de oscilación, el método para la descarga del material, y la experiencia del operador. Por ejemplo, si el material tiene que descargarse sobre una vagoneta, el tiempo que se requiera para situar el cucharón sobre la vagoneta y soltar la carga será mayor que cuando se descarga el material sobre un montón de desperdicio.

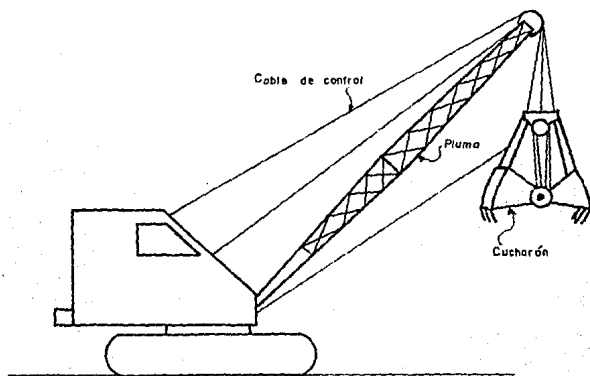


Figura 8.7. El cucharón de almeja

Usos del equipo para excavar dentro del agua.- Los innumerables trabajos de dragado, en los que se excava tierra desde unos cuantos metros hasta mas de 30m bajo el agua, pueden tener uno de los muchos objetivos que les dan origen, tales como:

1. Construcción de canales y vías de agua.
2. Excavación de trincheras para tuberías de construcción.
3. Dragado de ríos para hecerlos navegables.
4. Mejoramiento de puertos.
5. Construcciones marítimas.
6. Mediante relleno hidráulico, volver utilizables áreas de terreno.
7. Conservación de vasos de agua.
8. Trabajos de recuperación de arena y grava.
9. Otros trabajos de proceso con materiales térreos.

En los trabajos arriba mencionados, el equipo puede trabajar estando si tuado dentro o fuera del agua, dependiendo del área de trabajo.

Selección del equipo para dragado.- Al hacer la selección, debe estudiar se con cuidado el material por excavar. Este puede ser desde un sedimento blando, o arcilla pegajosa, hasta arena y grava, o materiales gra nulares de diferentes tamaños, minerales pesados o coral suelto. El ma terial puede contener raíces de árboles, pastos de pantano u otros mate riales que hayan crecido en el, o que se hayan tirado en éste. A este complejo grupo de factores a considerar en la selección de una draga, se agrega la gran variación de las condiciones de trabajo. Estos facto res indican, reconociendo las variaciones de la condición de calma o agitación del agua, al variar la profundidad de la misma, y de las ma reas en la costa marítima. También deben considerarse las condiciones en que deba llevarse el equipo al área de dragado y la forma en que han

de ejecutarse las maniobras del mismo.

Se comentan estos puntos, que sugieren la complejidad de la selección del equipo apropiado para el dragado, para indicar porque no es conveniente hacer generalizaciones respecto a su selección. Puede observarse que el rellenado de terrenos o el depósito del material excavado a una distancia corta del agua de relativa calma, sugiere una draga de tubería como la mejor elección. O si la excavación es difícil o variable, pero no demasiado profunda, probablemente la elección correcta sea utilizar una draga de cucharón, mientras que para una operación en la que se trate de recuperar arena y grava, para procesarlas en un sitio cercano, la decisión óptima sea, sin duda, por una draga de cucharón de almejas.

Al hacer la selección económica de un equipo para dragado, debe hacerse notar, a menudo, la mejor solución es, escoger un equipo hecho a propósito, o sea, para el trabajo en cuestión. O por lo menos, puede fabricarse una parte del equipo especialmente para el trabajo en consideración. El costo total de dicho equipo, incluyendo su costo inicial, debe cubrirse, por lo general, con los ingresos que se obtengan del trabajo o de la serie de trabajos que se ejecuten en el lugar donde opere.

CONCLUSIONES.

Como se pudo observar a través de los capítulos anteriores, para realizar una obra de construcción es esencial conocer perfectamente tres aspectos fundamentales, que son: características del suelo, forma de sostener las paredes en una excavación y la elección de la maquinaria para realizar las excavaciones. Estos tres aspectos, se puede decir que van tomados de la mano en toda obra de construcción.

Esto parece fácil, pero ya hemos visto que para conocer las características del suelo es preciso realizar una minuciosa investigación, realizándose tanto en campo como en el laboratorio, utilizando el equipo que sea necesario. La investigación del suelo sería el primer paso a realizar, puesto que con los datos obtenidos a continuación se harían los estudios posteriores; sirviendo éstos datos para cálculos y decisiones a tomar.

Como se vio anteriormente, la utilización de ademes y tablestacas para el sostenimiento de las paredes en una excavación, no es una decisión burda y superficial, sino que esto dependerá del tipo de suelo, dimensión de la excavación y cantidad de agua a combatir entre otros conceptos. Además el cálculo de estos elementos es muy importante y con el cual se concluye para tomar la decisión a seguir. En el capítulo cinco hablamos de éstos cálculos y podemos observar cómo se realizan, para que finalmente obtengamos las dimensiones de todos los elementos utilizados.

En relación a la maquinaria para excavación podemos concluir que, antes de utilizar cualquier clase de equipo es necesario realizar un estudio a fondo y minucioso para no caer en error. Observamos que la selección de la maquinaria depende principalmente de los siguientes puntos:

1. Tipo de suelo.
2. Condiciones de trabajo.
3. Tamaño de la excavación.
4. Condiciones económicas.

Si no se toman en cuenta estos puntos y se elige la maquinaria sólo al azar, se podría actuar equivocadamente; lo que repercutiría tanto en los trabajos como en la cuestión económica.

Por otra parte, la experiencia del ingeniero constructor es de suma importancia, para realizar cualquier decisión que sea necesaria para solucionar los problemas que surjan.

B I B L I O G R A F I A

- 1) Diseño y Construcción de Cimientos
M.J. Tomlinson
URMO, 1976
- 2) Mecánica de Suelos
Eulalio Juárez Badillo
LIMUSA, 1980
- 3) Cimentaciones
W.E. Schulze, K. Simmer
Blume, 1979
- 4) Cimentaciones de Estructuras
Clarence W. Dunham
España
- 5) Métodos, Planeamiento y Equipos de Construcción
R.L. Peurifoy
Diana 1981
- 6) Maquinaria para Construcción
David A. Day
LIMUSA, 1982
- 7) Movimiento de Tierras
Hebert L. Nichols Jr.
Continental.