



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES
REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE
ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA**

Julio Roberto Xocoy Caná

Asesorado por el Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo

Guatemala, junio de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES
REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE
ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JULIO ROBERTO XOCOY CANÁ
ASESORADO POR EL ING. HUGO ROBERTO NÁJERA CASTILLO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JUNIO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES
REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE
ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha noviembre de 2011.



Julio Roberto Xocoy Caná

Licenciado

Manuel María Guillén Salazar

Jefe del Departamento de Planeamiento

Escuela de Ingeniería civil

Facultad de ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala

Licenciado Guillen:

Después de analizar y revisar el trabajo de graduación titulado **“PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA”**, presentado por el estudiante universitario de la carrera de Ingeniería Civil **JULIO ROBERTO XOCOY CANÁ**, tengo a bien manifestar que dicho trabajo ha sido ejecutado conforme a los requisitos establecidos

Por lo anterior, en mi calidad de Asesor, me permito solicitar se continúen los trámites respectivos para su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted, atentamente

MSc. Hugo Roberto Nájera Castillo
Ingeniero Estructural
Col. 4658

Ing. Civil, Hugo Roberto Nájera Castillo

Colegiado No. 4658

Asesor

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

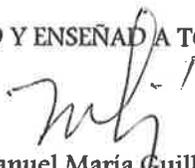
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Julio Roberto Xocoy Caná, quien contó con la asesoría del Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Lic. Manuel María Guillén Salazar
Jefe del Departamento de Planeamiento

Manuel María Guillén Salazar
ECONOMISTA
Colegiado No. 4758



/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo y del Jefe del Departamento de Planeamiento Lic. Manuel María Guillén Salazar, al trabajo de graduación del estudiante Julio Roberto Xocoy Caná, titulado **PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2014.

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua

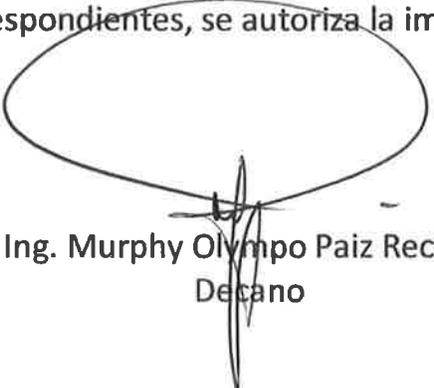




DTG. 306.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **PREVENCIÓN Y CONTROL DE RIESGOS EN EXCAVACIONES TEMPORALES REALIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRA CIVIL A TRAVÉS DE SISTEMAS DE ENTIBACIÓN EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Julio Roberto Xocoy Caná**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 24 de junio de 2014

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por acompañarme diariamente y darme la sabiduría y entendimiento necesarios para alcanzar mis metas.
Mi padre (q.e.p.d)	Toribio Alfonso Xocoy Velasco, por su ejemplo de hombre responsable y emprendedor, sé que desde los cielos se siente orgulloso y feliz de ver este logro alcanzado.
Mi madre	María Soledad Caná Velasco, por ser ejemplo de perseverancia y dedicación y por ser motivo de inspiración.
Mis hermanos	Sandra, Luis, Mario, Lilian, Yonatan y Evelyn, por el apoyo directo e indirecto que he recibido a lo largo de mi vida.
Mi novia	Jenifer Arriola, por su apoyo incondicional y muestras de amor en cada momento.
Mis amigos	Por los buenos y malos momentos que hemos compartido.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por cuidarme y protegerme siempre, darme la salud, sabiduría y entendimiento para alcanzar esta importante etapa de mi vida.
Ing. Hugo Nájera	Por el asesoramiento en el trabajo de graduación, el apoyo incondicional brindado y por los conocimientos compartidos que me hacen ser mejor profesional.
Universidad San Carlos de Guatemala	Por ser mi <i>alma máter</i> , fuente del conocimiento y por la creación de nobles ideales para el desarrollo profesional.
Facultad de Ingeniería	Por permitirme culminar mis estudios y formarme académicamente como profesional en el área de ingeniería civil.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. GENERALIDADES.....	1
1.1. Definiciones.....	1
1.1.1. Excavación	1
1.1.2. Zanja.....	1
1.1.3. Suelo	1
1.1.4. Apuntalamiento.....	2
1.2. Principales riesgos en excavaciones temporales	2
1.2.1. Deslizamiento o desprendimiento del terreno.....	2
1.2.2. Acopio del material resultante de las excavaciones cerca de los bordes.....	3
1.2.3. Desprendimiento de las paredes por el efecto de cargas.....	3
1.2.4. Anegación de la excavación por el ingreso de agua.....	4
1.2.5. Lesiones severas por conductos eléctricos enterrados.....	4
1.2.6. Asfixia e intoxicación por falta de ventilación en la fosa excavación	4

1.2.7.	Caída de trabajadores dentro de la excavación	4
1.3.	Seguridad en excavaciones	5
1.4.	Responsabilidad de los patronos en el cumplimiento de normas de seguridad	5
1.5.	Responsabilidad de los trabajadores	6
1.6.	¿Qué es entibación?	6
1.6.1.	Razones de uso de un sistema de entibación	7
1.6.2.	Tipos de equipo de entibación.....	7
1.6.2.1.	Tablaestacas	8
1.6.2.2.	Sistemas deslizables	8
1.6.2.3.	Cajas de zanja.....	8
1.6.2.4.	Andamios hidráulicos	8
2.	SUELOS	9
2.1.	Clasificación e identificación de suelos	9
2.2.	Principales tipos de suelo.....	10
2.3.	Métodos de identificación de suelos.....	11
2.3.1.	Suelo tipo A	11
2.3.2.	Suelo tipo B	11
2.3.3.	Suelo tipo C.....	12
2.4.	Resistencia a corte de los suelos.....	12
2.4.1.	Criterios de falla de Mohr-Coulomb.....	12
2.5.	Pruebas de campo utilizadas para determinar la resistencia a corte del suelo	14
2.5.1.	Ensayo de penetración estándar (SPT)	15
2.5.2.	Ensayo de cono de penetración (CPT)	15
2.6.	Pruebas de laboratorio utilizadas para determinar la resistencia a corte del suelo.....	16

2.7.	Ensayos de laboratorio necesarios para el diseño de sistemas de entibación	17
2.8.	Sistema unificado de clasificación de suelos.....	17
3.	SISTEMAS DE ENTIBACIÓN	23
3.1.	Componentes de un sistema de entibación.....	23
3.1.1.	Puntales.....	24
3.1.2.	Tablaestacas de madera	26
3.1.3.	Tablaestacas conectables	26
3.1.4.	Largueros.....	26
3.2.	Detalles de los sistemas de entibación.....	26
3.2.1.	Entibaciones de madera	27
3.2.1.1.	Ventajas de las entibaciones de madera	27
3.2.1.2.	Desventajas de las entibaciones de madera.....	28
3.2.1.3.	Dimensiones comerciales de la madera en Guatemala	29
3.2.1.4.	Entibación horizontal de madera	29
3.2.1.5.	Entibación vertical de madera.....	31
3.2.1.6.	Entibación ligera de madera	32
3.2.1.7.	Entibación discontinua.....	33
3.2.1.8.	Entibación continua	35
3.2.2.	Entibaciones metálicas	37
3.2.2.1.	Ventajas de las entibaciones metálicas.....	38
3.2.2.2.	Desventajas de las entibaciones metálicas.....	38
3.2.2.3.	Tablaestacas metálicas	39

3.2.2.4.	Sistemas de entibación de cajones o cajas de zanja	41
3.2.2.5.	Sistemas de entibación con guías deslizables.....	43
3.2.2.5.1.	Sistema doble corredera.....	43
3.2.2.5.2.	Sistema paralelo	45
3.2.2.6.	Entibación hidráulica	47
4.	EMPUJE DE TIERRA EN ENTIBACIONES.....	49
4.1.	Presión de tierra en reposo	49
4.2.	Presiones activas	51
4.2.1.	Presión activa de tierra de Rankine.....	52
4.2.2.	Presión activa de tierra de Coulomb	54
4.3.	Presiones pasivas	56
4.3.1.	Presión pasiva de tierra de Rankine.....	57
4.3.2.	Presión pasiva de tierra de Coulomb	57
4.4.	Cortes apuntalados	59
4.5.	Presión lateral de tierra en entibaciones	59
5.	DISEÑO DE COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ENTIBACIÓN CON TABLAESTACAS METÁLICAS.....	61
5.1.	Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra contra muros de retención	61
5.2.	Envoltentes de presión para los distintos tipos de suelo	61
5.2.1.	Cortes en arena.....	61
5.2.2.	Cortes en arcillas blandas y medias.....	62
5.2.3.	Cortes en arcilla firme	63
5.2.4.	Limitaciones de las envoltentes de presión	64

5.2.5.	Cortes en suelo estratificado	65
5.3.	Diseño de puntales	67
5.4.	Diseño de Tablaestacas	69
5.5.	Diseño de largueros	70
5.6.	Ejemplo de aplicación.....	71
6.	INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE ENTIBACIÓN.....	81
6.1.	Procedimiento de instalación de sistemas de entibación.....	81
6.2.	Medidas de seguridad en excavaciones temporales	81
6.2.1.	Actuaciones previas.....	82
6.2.2.	Reconocimiento del terreno	82
6.2.3.	Edificaciones colindantes	83
6.2.4.	Conducciones enterradas	83
6.2.5.	Protección del área.....	84
6.2.6.	Seguridad del personal	85
6.3.	Instalación de entibación de madera	85
6.4.	Instalación de entibaciones metálicas	88
6.4.1.	Instalación de tablaestacas de acero.....	88
6.4.2.	Instalación de sistema de cajones	90
6.4.3.	Instalación de sistemas con guías deslizantes	94
6.5.	Instalación de entibación hidráulica	99
6.6.	Medidas de seguridad posteriores a la instalación del sistema de entibación	101
6.6.1.	Acopio de material extraído	101
6.6.2.	Distancia permisible de acercamiento de tráfico y maquinaria a la excavación.....	102
7.	RESULTADOS ESPERADOS.....	105
7.1.	Ahorro de recursos	105

7.1.1.	Financieros.....	105
7.1.2.	Humanos.....	105
7.1.3.	Físicos y materiales.....	106
7.2.	Mejora de la productividad	106
CONCLUSIONES.....		107
RECOMENDACIONES		109
BIBLIOGRAFÍA.....		111
APÉNDICE		113

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Riesgo de accidente por carga de maquinaria	3
2.	Envolvente de falla de Mohr	14
3.	Gráfica de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	19
4.	Procedimiento auxiliar para la clasificación de suelos en laboratorio SUCS	22
5.	Componentes de un sistema de entibación con tablaestacas de madera	23
6.	Componentes de un sistema de entibación con tablaestacas metálicas	24
7.	Tipos de puntales	25
8.	Puntal hecho con perfil de acero tipo H.....	25
9.	Entibación horizontal con puntales.....	30
10.	Entibación horizontal con anclajes	30
11.	Entibación vertical con puntales	31
12.	Entibación vertical con anclajes	32
13.	Entibación ligera de madera.....	32
14.	Entibación discontinua	33
15.	Sección longitudinal y transversal del empalme del entibado discontinuo	35
16.	Entibación continua	36
17.	Sección longitudinal y transversal del empalme de la entibación continua.....	37

18.	Entibación con tablaestacas metálicas	41
19.	Vista frontal sistema cajón	42
20.	Vista isométrica de sistema cajón.....	42
21.	Vista frontal sistema doble corredera.....	44
22.	Vista isométrica sistema doble corredera	45
23.	Vista frontal sistema paralelo	46
24.	Vista isométrica de sistema paralelo.....	46
25.	Sistema de entibación hidráulica	47
26.	Representación gráfica de la presión activa en suelo horizontal	52
27.	Notación para la presión activa en un suelo inclinado	53
28.	Presión activa de tierra de Coulomb	54
29.	Representación gráfica de la presión pasiva	56
30.	Presión pasiva de tierra de Coulomb	58
31.	Envolvente de presión para arena	62
32.	Envolvente de presión para arcillas blandas y medias	63
33.	Envolvente de presión para arcilla firme	64
34.	Suelos estratificados en cortes apuntalados.....	66
35.	Determinación de las cargas de los puntales	68
36.	Ejemplo de diseño sistema de entibación.....	72
37.	Envolvente de presión para arena del ejemplo	73
38.	Esquema de cargas y reacciones	74
39.	Diagramas de corte basados en los diagramas de carga	76
40.	Gráfica de resultado de diseño de sistema de entibación con tablaestacas metálicas.....	79
41.	Colocación de la entibación de madera	86
42.	Afianzamientos a bordes superiores.....	86
43.	Colocación de puntales.....	87
44.	Entibación de madera instalada.....	87

45.	Procedimiento de instalación con sistema de entibación de tablaestacas metálicas	90
46.	Puntal articulable del sistema de cajón	91
47.	Posición inicial para el ensamble del módulo del sistema de cajones.....	92
48.	Ensamble final del primer módulo, sistema de cajones	92
49.	Secuencia de entibado con sistema de cajones	93
50.	Colocación del marco guía con utilización de excavadora	95
51.	Montaje vertical de puntales.....	95
52.	Montaje final del segundo pilar utilizando una excavadora	96
53.	Colocación del segundo panel lateral y del segundo marco guía para la conformación final del primer módulo.....	97
54.	Montaje del entibado hidráulico.....	99
55.	Secuencia de entibación hidráulica.....	100
56.	Acopio adecuado de material extraído de la excavación	101
57.	Medidas generales de seguridad en zanjas entibadas	102

TABLAS

I.	Ensayos de campo utilizados para determinar la resistencia a corte de suelos.....	15
II.	Ensayos de laboratorio utilizados para determinar la resistencia a corte de suelos.....	16
III.	Ensayos de laboratorio necesarios para el diseño de sistemas de entibación.....	17
IV.	Simbología de significados de literales de sistema unificado de clasificación de suelos.....	18
V.	Definición de significados de literales de sistema unificado de clasificación de suelos.....	18

VI.	Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	21
VII.	Dimensiones comerciales de madera en Guatemala	29
VIII.	Secciones y espaciamientos máximos para entibado ligero.....	33
IX.	Secciones y espaciamientos máximos para entibación discontinua.....	34
X.	Secciones y espaciamientos máximos para entibación continua	36
XI.	Propiedades de secciones de tablaestacas metálicas.....	40
XII.	Valores empíricos de la permeabilidad	50
XIII.	Dimensiones y propiedades de algunas vigas W	115
XIV.	Propiedades elásticas de las vigas W	116

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H_s	Altura de un estrato de arena
H	Altura de un estrato de suelo
h	Altura del alma de perfil de acero tipo H
t_w	Ancho de patín de perfil de acero tipo H
Φ	Ángulo de fricción interna
Φ_s	Ángulo de fricción interna de la arena
β	Ángulo de inclinación arriba de un muro
α	Ángulo de reposo del suelo
Δ	Cambio
Cm	Centímetros
Cc	Coefficiente de curvatura
Ko	Coefficiente de distribución de carga en reposo
n´	Coefficiente de falla progresiva
Kp	Coefficiente de fricción pasiva de Rankine
Ka	Coefficiente de la presión activa de Rankine
Ks	Coefficiente de presión lateral de tierra para el estrato de arena
Cu	Coefficiente de uniformidad
C	Cohesión
D₁₀	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 10 %
D₃₀	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 30 %

D₆₀	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 60 por ciento
σ_{adm}	Esfuerzo admisible de flexión del material de la tablaestaca
τ_f	Esfuerzo cortante sobre el plano de falla
σ	Esfuerzo normal sobre el plano de falla
t	Espesor del patín de perfil de acero tipo H
m	Metros
mm	Milímetros
b	Mitad del patín de perfil tipo H
S	Módulo de sección requerido de las tablaestacas
γ_s	Peso específico de la arena
γ_{silt}	Peso específico del estrato de arcilla
γ	Peso específico del suelo
γ_a	Peso específico promedio de estratos de suelo
'	Pies
Pa	Presión activa
Pp	Presión pasiva
“	Pulgadas
Plg	Pulgadas
Roc	Razón de sobre consolidación
qu	Resistencia a la compresión no confinada de la arcilla
Ton	Tonelada

GLOSARIO

AISC	American Institute of Steel Construction es el instituto Americano de construcción en acero.
Anegación	Es el acto de llenar de agua o de cualquier otro líquido una superficie.
Apuntalamiento	Acción de sostener o afirmar con puntales.
Arcilla	Es un material natural que está constituido por minerales en forma de granos y su diámetro es inferior a 0,002 milímetros.
Arena	Es un conjunto de partículas de rocas disgregadas, su tamaño varía entre 0,0063 y 2 milímetros.
ASTM	American Section of the International Association for Testing Materials. La ASTM está entre los mayores contribuyentes técnicos y mantiene un sólido liderazgo en la definición de los materiales y métodos de prueba en casi todas las industrias.
Cieno	Barro blando en el fondo de un terreno muy húmedo.

Cohesión	Es la capacidad que tienen las partículas del suelo de permanecer unidas como conjunto.
Compacidad	Se llama compacidad a la forma de empaquetamiento que tienen las partículas del suelo dentro su masa lo cual determinará el índice de vacíos del suelo.
CPT	Cone Penetration Test. Es una prueba de sondeo empleada básicamente para conocer las condiciones del subsuelo.
Entibación	Es un tipo de estructura de contención provisional muy flexible.
Grava	Son rocas de tamaño comprendidas entre 2 y 64 milímetros.
Hincar	Introducir o clavar una cosa en otra ejerciendo una presión.
Limo	Es un material suelto con una granulometría comprendida entre la arena y la arcilla.
Marga	Roca sedimentaria compuesta de arcilla y carbonato de calcio a partes iguales, de aspecto similar a la caliza.

Napa subterránea	Se refiere a las aguas subterráneas que se forman a partir de la infiltración de lluvias y por aportes de los cursos superficiales, viajan en forma vertical por la fuerza de gravedad hasta encontrar un piso impermeable.
OSHA	Occupational Safety and Health Administration. Es la administración de seguridad y salud ocupacional de los Estados Unidos de América encargada de velar por la seguridad de los trabajadores.
Penetrómetro	Es un aparato que se utiliza para determinar la resistencia a la penetración de los suelos.
Permeabilidad	Es la capacidad que tiene el suelo de permitirle a un líquido que lo atraviese sin alterar su estructura interna.
Presión lateral	Es la presión que el suelo ejerce en el plano horizontal.
Soterramiento	Poner bajo tierra a determinado objeto o persona.
SPT	Standar Penetration Test. Es un ensayo de penetración que se utiliza para determinar la compacidad y capacidad soporte del suelo.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación describe los principales riesgos que se presentan al realizar excavaciones en el área de construcción, y la manera de minimizar los mismos por medio de los diferentes sistemas de entibación. Para determinar el tipo de sistema a utilizar se analizan también las características de los diferentes tipos de suelo.

Es de vital importancia conocer la resistencia al corte del suelo y el ángulo de fricción interna que posee para determinar el tipo de sistema de entibación óptimo que deberá utilizarse. Por lo que se menciona, en el presente trabajo, los diferentes ensayos tanto de campo como de laboratorio que proporcionan dichos datos.

Para adentrar al lector en el tema se presenta la manera en que se ven afectados los sistemas de entibación por el empuje de la tierra. Posteriormente se propone un ejemplo de aplicación en el que se diseñan los diferentes componentes de un sistema de tablaestacas de acero.

Por último se describe la forma de colocación y retiro de cada uno de los sistemas de entibación y las medidas de seguridad para trabajar en las excavaciones; así como los resultados esperados al utilizar los sistemas de entibación.

OBJETIVOS

General

Dar a conocer los distintos sistemas de entibación que se pueden utilizar para la protección del personal que labora en excavaciones temporales.

Específicos

1. Dar a conocer los principales riesgos que se presentan al realizar excavaciones temporales.
2. Analizar las principales características de los distintos tipos de suelo que se pueden encontrar en determinada excavación.
3. Enumerar los distintos ensayos de campo y laboratorio que permiten determinar la resistencia al esfuerzo de corte de los suelos, así como el ángulo de fricción interna y el peso específico que permitirán diseñar un sistema adecuado de entibación.
4. Interpretar el concepto de empuje de tierras sobre los sistemas de entibación.
5. Dar un ejemplo del cálculo de cargas y momentos que deben soportar los diferentes componentes de un sistema de entibación para poder determinar las dimensiones óptimas de los mismos.

6. Crear conciencia de la necesidad de medidas de seguridad e higiene que puedan ser aplicables en el proceso de excavaciones temporales.
7. Presentar los resultados que se esperan al utilizar un sistema de entibación en las excavaciones temporales.

INTRODUCCIÓN

En la mayoría de los trabajos de construcción es necesario realizar algún tipo de excavación ya sea para cimientos, alcantarillas o algún otro servicio bajo el nivel del suelo; esta actividad viene a representar riesgos para el personal que trabaja en esas condiciones debido a posibles accidentes que podrían causar incluso hasta la muerte por soterramiento.

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad proponer actividades que logren controlar y eliminar riesgos y accidentes que pudieran ocurrir en la etapa de excavación. Una de estas actividades consiste en el proceso de entibación el cual puede ser realizado con tablestacas de madera o acero. Se brindarán los lineamientos necesarios para el diseño de estas obras de protección así como también medidas complementarias para la prevención de caídas y accidentes de otra índole.

En ese orden de ideas se nombran los principales riesgos que se presentan al momento de realizar una excavación temporal.

Este documento da a conocer las características de los suelos y los métodos de identificación de los mismos, así como los ensayos de campo y laboratorio que permiten conocer los datos necesarios para diseñar un sistema de entibación.

Se enfocará en presentar en qué consiste un sistema de entibación, dando a conocer sus distintos componentes, así como los diversos tipos de entibación que existen en la actualidad.

La teoría del empuje de tierras y su aplicación sobre un sistema de entibación se presentan para conocer de qué manera interactúan entre sí.

Los criterios de diseño de los componentes de un sistema de entibación, se presentan y aplican en un ejemplo de aplicación para diseñar un sistema de entibación con tablaestacas metálicas.

En si expone el procedimiento de instalación de los distintos sistemas de entibación y las medidas de seguridad a considerar en excavaciones temporales. Por último se dan a conocer los resultados esperados al utilizar un sistema de entibación.

1. GENERALIDADES

1.1. Definiciones

Para comprender el tema de entibaciones es necesario conocer algunas definiciones básicas, por ello se explicarán algunos términos usados en este trabajo de investigación.

1.1.1. Excavación

Es la actividad que consiste en remover parte de la superficie del suelo o subsuelo con el propósito de realizar estudios del mismo, nivelar terrenos, realizar perforaciones para construir o reparar instalaciones.

1.1.2. Zanja

Excavación larga y relativamente estrecha se practica en la tierra para fines diversos, ya sea hecha a mano o asistida con maquinaria especializada. Por lo general es lo primero a realizar en la construcción.

1.1.3. Suelo

Puede definirse como “una delgada capa de la corteza terrestre, que resulta de la desintegración y alteración física o química de las rocas, por los

cambios bruscos de temperatura, la acción del agua, del viento y de los seres vivos que sobre ella se asientan.”¹

1.1.4. Apuntalamiento

Se refiere al refuerzo de los bordes de la excavación o zanja con materiales que impidan el deslizamiento o derrumbe de tierra o arena, estos evitan que la zanja pierda la forma deseada.

1.2. Principales riesgos en excavaciones temporales

La mayoría de excavaciones representan riesgo para los trabajadores. Para poder prevenir los riesgos en estas obras, es necesario realizar una protección en las excavaciones y que no colapsen las paredes al momento de superar las presiones máximas. En seguida se presentan los principales riesgos a considerar en las excavaciones temporales.

1.2.1. Deslizamiento o desprendimiento del terreno

El deslizamiento o desprendimiento de masas de tierra o piedras se origina al liberar las presiones del suelo excavado, provocando directamente pérdida de cohesión del material. Estos deslizamientos o desprendimientos del terreno pueden sepultar a personas, con probabilidad de muerte por asfixia y aplastamiento, y causar daños materiales a instalaciones o edificaciones próximas.

¹ VILLALAZ, Carlos C. Mecánica de suelos y cimentaciones. p. 18.

1.2.2. Acopio del material resultante de las excavaciones cerca de los bordes

En la mayoría de excavaciones el material extraído se acumula en el borde superior de la zanja, lo cual representa uno de los mayores riesgos de soterramiento para el personal que labora en el interior de la misma.

1.2.3. Desprendimiento de las paredes por el efecto de cargas

Las cargas de vehículos y maquinaria producen desprendimiento de las paredes de la excavación debido a la vibración de los motores, esto provoca daños a la construcción.

Figura 1. **Riesgo de accidente por carga de maquinaria**



Fuente: OSHA. Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil. p. 34.

1.2.4. Anegación de la excavación por el ingreso de agua

La presencia de agua en la excavación representa otro riesgo alto para trabajar en excavaciones, ya que colabora en la pérdida de estabilidad de las paredes de la zanja. El agua puede presentarse por precipitaciones o de forma subterránea.

1.2.5. Lesiones severas por conductos eléctricos enterrados

Se pueden producir lesiones severas por choque eléctrico e incluso quemaduras graves por contacto con cables eléctricos subterráneos. En zonas urbanas también hay presencia de tubería de agua y alcantarillas.

1.2.6. Asfixia e intoxicación por falta de ventilación en la fosa excavación

La presencia de motores de combustión en el interior de la excavación representa riesgo de intoxicación y asfixia para el personal que trabaja en la misma, ya que dichos motores generan gases más pesados que el oxígeno.

1.2.7. Caída de trabajadores dentro de la excavación

La falta de señalización de excavaciones representa riesgo de caída de los trabajadores al fondo de la misma. Dichas caídas pueden producir fracturas e incluso la muerte.

En el capítulo 6 se dan recomendaciones para minimizar los riesgos y accidentes relacionados con las excavaciones.

1.3. Seguridad en excavaciones

Los operarios que trabajan en zanjas profundas deberán usar obligatoriamente casco de seguridad a fin de protegerse contra posibles caídas de material y también zapatos de seguridad, para controlar lesiones producidas por accidentes del tipo atrapamiento y golpeador.

En las excavaciones de zanjas deberán mantenerse a los operarios trabajando a cierta distancia unos de otros, a fin de evitar que se golpeen con las herramientas mientras trabajan, esta distancia será de 2 metros como mínimo.

1.4. Responsabilidad de los patronos en el cumplimiento de normas de seguridad

El patrono desempeña el papel más importante en el lugar de trabajo, pues de él depende que se cumpla con las normas establecidas en el lugar de trabajo, además de brindar herramienta y el equipo acorde a las tareas designadas, para lo cual cada trabajador debe recibir la capacitación necesaria para el uso y manejo del equipo que se usará para realizar las labores para su propia protección.

Los patronos tienen la obligación de proveer el equipo de protección necesario para preservar la integridad física, la salud y la vida de los trabajadores; así como velar por que los empleados utilicen dicho equipo en los casos en que se requiera. Los empleadores deben realizar un análisis de los riesgos a los que los trabajadores se exponen.

La supervisión, como una actividad planeada, sirve para conocer oportunamente los riesgos a que están expuestos los trabajadores, antes que ocurra un accidente, que pueda provocar una lesión o la pérdida de la salud del trabajador. Esta debe hacerse, en función de las especificaciones que estén establecidas, en forma periódica y siguiendo una guía que contenga los puntos por comprobar, que debe complementarse con la observación de detalles importantes de seguridad.

Según el Código de Trabajo en su Artículo 198 dice, todo patrono está obligado a acatar y hacer cumplir las medidas que indique el Instituto Guatemalteco de Seguridad Social, con el fin de prevenir el acaecimiento de accidentes de trabajo y de enfermedades.

1.5. Responsabilidad de los trabajadores

Los trabajadores tienen derecho a gozar de condiciones de trabajo seguras y capacitarse, pero por otra parte tienen la obligación de cumplir las normas y programas de prevención, utilizar equipo de protección, usar correctamente los materiales, maquinaria y herramientas, observar las indicaciones de carteles y avisos precautorios e informar hechos riesgosos.

1.6. ¿Qué es entibación?

Se define como un conjunto de medios físicos o mecánicos que de forma transitoria impedirán que una zanja excavada se desmorone debido al empuje de tierras. El proceso adecuado de instalación de un sistema de entibación se desarrolla en el capítulo 6.

1.6.1. Razones de uso de un sistema de entibación

Las principales son: la seguridad de las personas que trabajan dentro de las excavaciones temporales, ahorro de tiempo e incremento de la productividad.

El entibado puede ser omitido dentro de ciertos criterios lógicos, siempre y cuando se pueda anular el empuje de tierras, por cualquier otro procedimiento o considerar que durante el tiempo que dure la zanja abierta, la tierra no se deslice. En este último caso hay que tomar en cuenta el factor psicológico ya que sin la protección de un entibado, el fondo de una zanja produce sensación de inseguridad y temor que influye en su rendimiento.

Otros factores que influyen en la determinación de usar un entibado es la presencia de cimentaciones próximas de edificaciones, pavimentos de calles, cimientos de muros y otro tipo de estructuras.

1.6.2. Tipos de equipo de entibación

Los tipos de entibados utilizados deben ser los especificados en el proyecto, basados en la observación de factores locales, tales como la calidad de terreno, la profundidad de la zanja, la proximidad de edificaciones o vías de tráfico. Los tipos de entibado más utilizados son: las tablaestacas, sistemas deslizables, cajas de zanja y andamios hidráulicos.

1.6.2.1. Tablaestacas

Son elementos laminares que trabajan a flexión y transfieren la carga lateral desde el suelo hasta los largueros que al mismo tiempo transmiten dicha carga a la tablaestaca ubicada en la contraparte de la zanja.

1.6.2.2. Sistemas deslizables

Como su nombre lo indica, estos sistemas poseen guías deslizables. Se dividen en 2 tipos: sistema de doble corredera y sistema paralelo; mismo que se presentan en las secciones 3.2.2.5.1 y 3.2.2.5.2. (p. 43 y 45 respectivamente).

1.6.2.3. Cajas de zanja

Este sistema de entibación por lo general es prefabricado, con paneles metálicos y puntales ajustables al ancho de la zanja. La descripción completa de este tipo de sistema se desglosa en el inciso 3.2.2.4. (p. 41).

1.6.2.4. Andamios hidráulicos

La entibación hidráulica o andamios hidráulicos se utilizan, por lo general en espacios reducidos, empleando gatos hidráulicos y tablaestacas de metal o madera para el sostenimiento de paredes de zanjas. La descripción completa de este sistema se presenta en la sección 3.2.2.6. (p. 47).

2. SUELOS

2.1. Clasificación e identificación de suelos

Los suelos por lo general presentan diferentes características que los distinguen, y es de vital importancia conocer el suelo con el que se está trabajando. A continuación se enuncia dichas características:

Color: los suelos pueden presentar colores variados, y esto dependerá de los minerales que lo componen.

Consistencia: representa los cambios de volúmenes, movimiento de agua en el interior del suelo, elasticidad y capacidad de carga del mismo, variando lo anterior en función del contenido de humedad en el suelo.

Cohesión: es la atracción intermolecular, es decir, la característica de algunas partículas del suelo de atraer y adherirse a partículas semejantes. Por medio de la cohesión se determina si los suelos pueden cementarse como en el caso de las arcillas, consideradas como suelos cohesivos. Los suelos no cohesivos son los formados de partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

Estructura: es el ordenamiento, físico natural de las partículas de un suelo en estado inalterado, que indicará la disposición, forma general y tamaño.

Textura: es el grueso o finura de los granos de un suelo.

2.2. Principales tipos de suelo

De acuerdo con el origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos inorgánicos, cuyo origen se debe a la descomposición física y química de las rocas y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.²

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó da origen a un suelo residual, en caso contrario forman un suelo transportado. En cuanto a los suelos orgánicos estos se forman *in situ*.

A continuación se presenta una descripción de los suelos más comunes, con los nombres utilizados generalmente dentro del campo de la ingeniería:

Gravas. Son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro.

Arenas. Se llama así a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 y 0,05 milímetros de diámetro. No se contraen al secarse, no son plásticas, son menos compresibles que la arcilla y al aplicárseles carga en la superficie se comprimen casi instantáneamente.

Limos. Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, sus partículas están comprendidas entre 0,05 y 0,005 milímetros de diámetro, su origen puede ser de tipo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos y

² Ibid., p. 21.

de tipo inorgánico producido en canteras. Su permeabilidad suele ser baja y su compresibilidad muy alta; su color varía desde gris claro a muy oscuro.

Arcillas. Son partículas sólidas cuyo diámetro es menor a 0,005 milímetros de diámetro, tienen la propiedad de volverse plásticas al mezclarse con agua, químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque no en pocas ocasiones puede contener silicatos de hierro o de magnesio hidratados.

2.3. Métodos de identificación de suelos

Según la Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA, por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos de América, los suelos se pueden identificar y clasificar con base en su estabilidad en 3 tipos:

2.3.1. Suelo tipo A

El tipo de suelo que se considera más estable después de la roca es el que está compuesto por arcilla, arcilla limosa, margas y arenosa. Este tipo de suelo tiene una capacidad a compresión de 1,5 o más toneladas por pie cuadrado. Este suelo es muy cohesivo. Un suelo de este tipo no se considera estable si se presentan fisuras o si está sujeto a vibraciones de tráfico, maquinaria u otras actividades de excavación.

2.3.2. Suelo tipo B

Por lo general son suelos cohesivos tales como el cieno, cieno-marga, margas arenosa y sólidos granulares cohesivos incluyendo grava angular (piedra triturada), tienen una capacidad a compresión mayor a 0,5 toneladas por pie cuadrado pero menor a 1,5 toneladas por pie cuadrado.

2.3.3. Suelo tipo C

Los suelos menos estables son los no cohesivos, como lo son los suelos granulares; entre ellos se tiene la arena, grava, suelo sumergido o suelo del cual está colando agua, piedra sumergida, o suelo en un sistema de capas en declive donde las capas se extienden hacia abajo. Este tipo de suelos tienen una capacidad a compresión de 0,5 o menos toneladas por pie cuadrado.

2.4. Resistencia a corte de los suelos

Se ha definido como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. También es conocida como cohesión. Específicamente, se ha expresado como la resistencia interna que ofrece la masa de suelo por área unitaria para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

2.4.1. Criterios de falla de Mohr-Coulomb

Otto Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Dicha teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Por lo cual, la relación entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la siguiente ecuación.

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, lo cual se conoce como el Criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la ecuación.

$$\tau_f = C + \sigma \tan \varphi$$

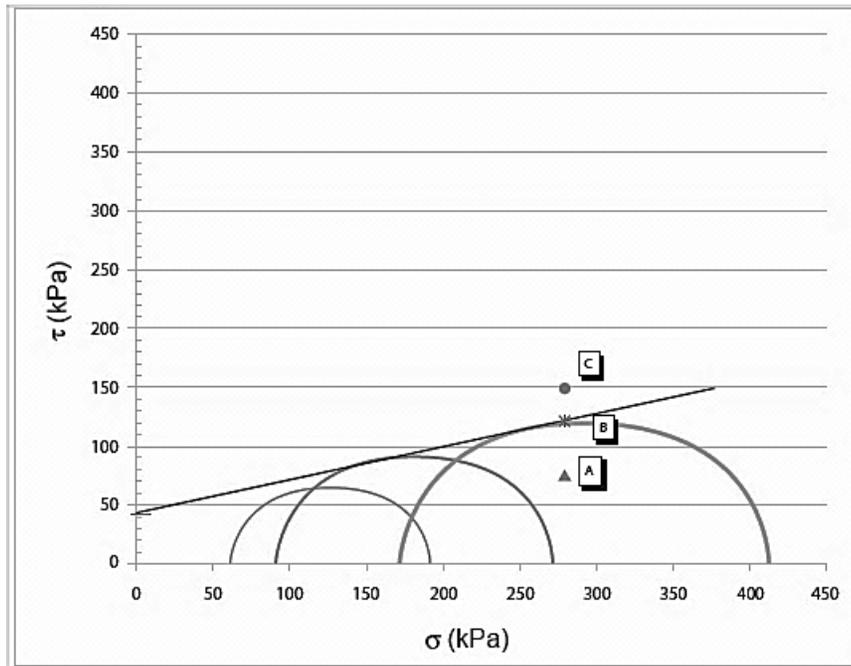
Donde:

C = cohesión

φ = ángulo de fricción interna

En la figura 2 se observa, que si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo ubicado en el punto C no existe, porque queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

Figura 2. **Envolvente de falla de Mohr**



Fuente: elaboración propia.

2.5. **Pruebas de campo utilizadas para determinar la resistencia a corte del suelo**

La resistencia a corte puede ser determinada de muchas maneras; la mayoría de estos ensayos no evitan los problemas asociados con la alteración de la muestra, debido a su extracción en el campo. Algunos de los ensayos más comunes se presentan en la tabla I.

Tabla I. **Ensayos de campo utilizados para determinar la resistencia a corte de suelos**

NOMBRE DEL ENSAYO	NORMA
Ensayo de penetración estándar (SPT)	ASTM D-1586
Ensayo de cono de penetración (CPT)	ASTM D-3441
Ensayo de penetrómetro de bolsillo	ASTM D-1558
Ensayo de corte con veleta	ASTM D-2573

Fuente: elaboración propia.

Los ensayos de campo ofrecen información sumamente importante, muchos de esos métodos determinan la resistencia al cortante indirectamente a través de correlaciones.

2.5.1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

Standar Penetration Test está estandarizado por la norma ASTM D-1586 y básicamente sirve para determinar la compacidad y la capacidad soporte del suelo.

2.5.2. Ensayo de cono de penetración (CPT)

CPT por sus siglas en inglés conocido anteriormente como prueba de penetración de cono holandés, es una prueba de sondeo empleada básicamente para identificar las condiciones del subsuelo. Un ordenador controla el avance de la sonda y la adquisición de datos y un registro casi continuo de información del subsuelo recogido. El ensayo se realiza principalmente en arcillas blandas, limos blandos y en depósitos de arena fina y media (no funciona en gravas o en depósitos cohesivos de gran dureza). Se encuentra estandarizado por la Norma ASTM D-3441.

2.6. Pruebas de laboratorio utilizadas para determinar la resistencia a corte del suelo

Para el diseño de sistema de entibación o cualquier otro método de apuntalamiento de muros se necesita información de la resistencia a corte de los tipos de suelo, aunque las pruebas de campo brindan resultados rápidos, es recomendable realizar ensayos de laboratorio que resultan más confiables. Los ensayos de laboratorio que permiten conocer datos de resistencia a corte del suelo y otros datos importantes se mencionan en la tabla II.

Tabla II. **Ensayos de laboratorio utilizados para determinar la resistencia a corte de suelos**

NOMBRE DEL ENSAYO	NORMAS
Ensayo de compresión triaxial, Ensayo consolidado- no drenado (CU)	ASTM T297-94
Ensayo de compresión triaxial, Ensayo no consolidado- no drenado (UU)	AASHTO T296-05 y ASTM T297-95
Ensayo de compresión triaxial, Ensayo consolidado-drenado (CD)	ASTM T297-96
Ensayo de resistencia a la compresión no confinada	ASTM T297-97
Ensayo de corte directo	ASTM T297-98

Fuente: elaboración propia.

2.7. Ensayos de laboratorio necesarios para el diseño de sistemas de entibación

Además de los ensayos mencionados con anterioridad, los cuales permitirán conocer la cohesión del suelo y el ángulo de fricción interna, es necesario realizar las siguientes pruebas para poder diseñar un sistema de entibación.

Tabla III. Ensayos de laboratorio necesarios para el diseño de sistemas de entibación

NOMBRE DEL ENSAYO		NORMA
Peso específico de los sólidos		ASTM C-127-04
Ensayo de granulometría		ASTM D421-98 ASTM D-422-02
ENSAYOS DE PLASTICIDAD	Límite líquido (LL)	ASTM D423-66 (1982)
	Límite plástico (LP)	ASTM D424-54 (1982)

Fuente: elaboración propia.

2.8. Sistema unificado de clasificación de suelos

Aunque existen distintos métodos de clasificación, el que mejor satisface los distintos campos de aplicación de la mecánica de suelos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), desarrollado por Arthur Casagrande en 1942, por lo que es el más aceptado.

Este sistema clasifica los suelos según las propiedades de plasticidad o límites de Atterberg (límite líquido y límite plástico) y el tamaño de sus partículas mediante una prueba de granulometría. Este sistema se representa mediante un símbolo con dos letras cuyo significado se presenta a continuación:

Primera y segunda letra:

Tabla IV. **Simbología de significados de literales de sistema unificado de clasificación de suelos**

SÍMBOLO	DEFINICIÓN
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Definición de significados de literales de sistema unificado de clasificación de suelos**

LETRA	DEFINICIÓN
P	Pobrementemente graduado (tamaño de partícula uniforme)
W	Bien graduado (tamaños de partícula diversos)
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad

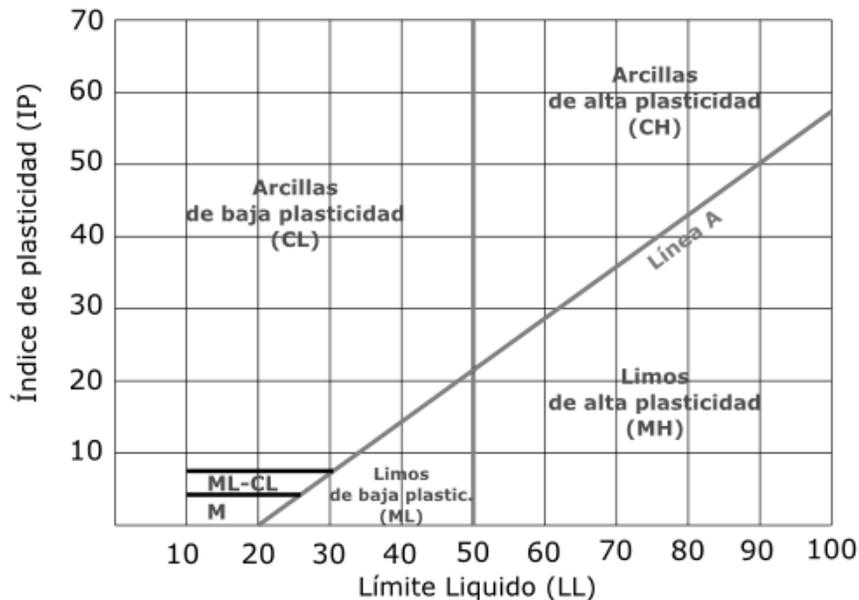
Fuente: elaboración propia.

A continuación se describe la forma de clasificar un suelo en base a sus características de plasticidad y granulometría.

- Gravas o arenas son: GW, GP, SW o SP, si menos del cinco por ciento del material pasa a través del tamiz No 200; la designación bien graduada o mal graduada depende de los valores característicos para C_u y C_c obtenidos en el ensayo de granulometría.

- Gravas y arenas son: GM, GC, SM, ó SC, si más del 12 por ciento del material pasa a través del tamiz No 200; la designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquido y plástico de la fracción menor al tamiz No. 40 y utilizando los criterios de carta de plasticidad de la figura 3.

Figura 3. **Gráfica de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS**



Fuente: BOWLES, Joseph E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. p. 75.

Las gravas y las arenas se pueden clasificar así:

GW-GC SW-SC GP-GC SP-SC

GW-GM SW-SM GP-GM SP-SM

Si entre 5 y 12 por ciento del material pasa a través del tamiz No. 200.

- Los suelos de grano fino (más del 50 % pasa el tamiz No. 200) son ML, OL o CL. Si los límites líquidos son menores que 50 por ciento.

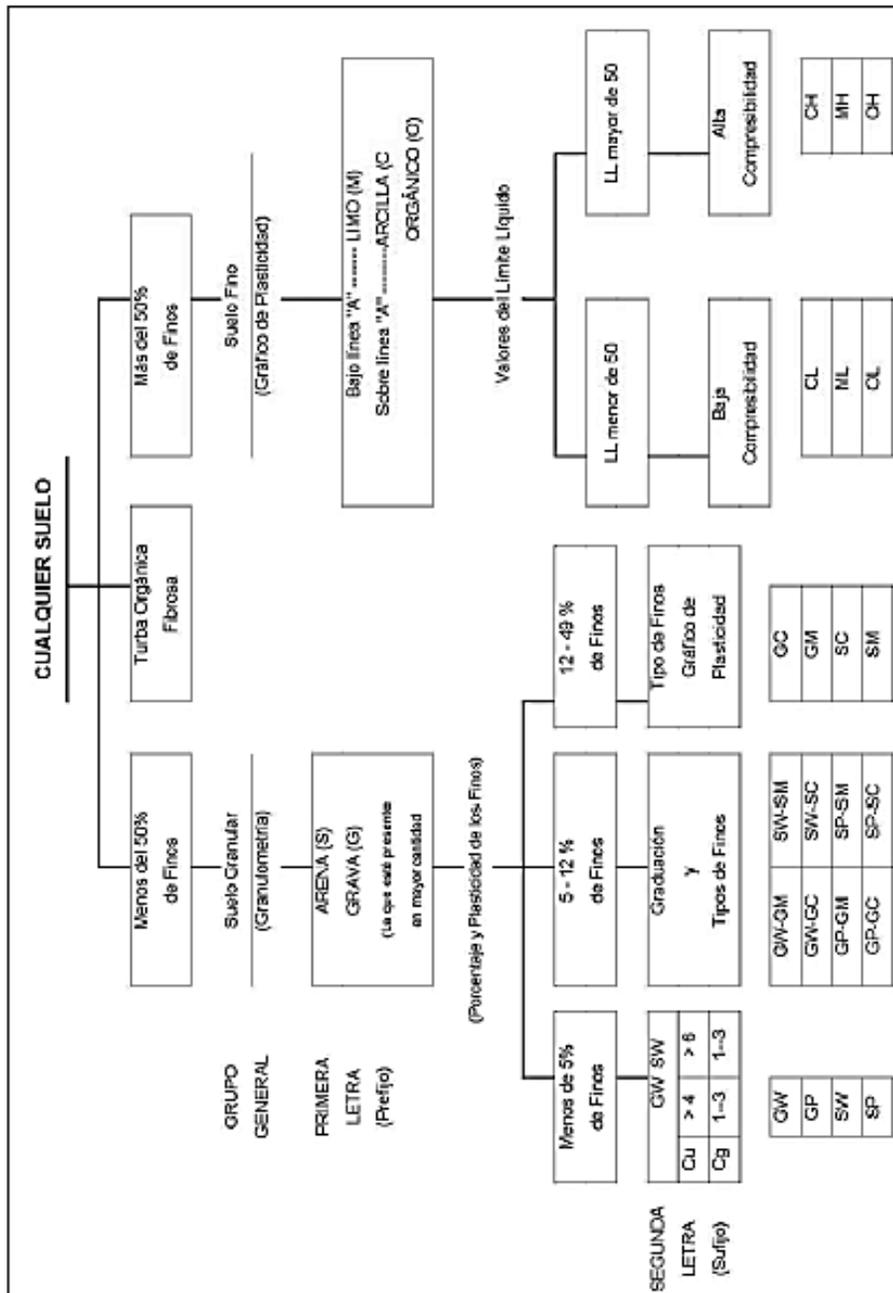
Los suelos de grano fino son: MH, OH, o CH, si los límites líquidos son superiores a 50 por ciento. Los límites líquido y plástico se ejecutan sobre material correspondiente a la fracción menor del tamiz núm. 40 de todos los suelos, incluyendo gravas, arenas y suelos finos, utilizando en la ejecución los procedimientos del ensayo de límite líquido y plástico. Estos límites se utilizan con el gráfico de plasticidad, para determinar el prefijo M, O o C, dependiendo de la localización de las coordenadas de plasticidad de suelo dentro del gráfico.

Tabla VI. Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS

Divisiones Mayores		Símbolo de Grupo		Nombres Típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares		
Suelos de grano grueso Si menos del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Gravas Si menos del 50% de la fricción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	Gravas limpias (pocos o ningún fino)	GW		Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$	
			GP		Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GM	U	R	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$ Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$
						GC	
						A los materiales sobre la línea A con $4 < IP < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo	
	Arenas (Si más del 50% de la fricción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	Arenas limpias (pocos o ningún fino)	SW		Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$	
			SP		Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino		
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM	U	R	Arenas limosas, mezclas arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$ Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$
						SC	
Suelos de grano fino Si más del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL < 50$)	ML		Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamiz No. 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% — GW, GP, SW, SP Más del 12% — GM, GC, SM, SC De 5 a 12% — Casos de frontera que requieren doble símbolo		
		CL		Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras			
		OL		Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL > 50$)	MH		Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos			
		CH		Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas			
		OH		Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos			
	Suelos altamente orgánicos	Pt		Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Fuente: BOWLES, Joseph E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. p. 74.

Figura 4. Procedimiento auxiliar para la clasificación de suelos en laboratorio SUCS



Fuente: BOWLES, Joseph E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. p. 75.

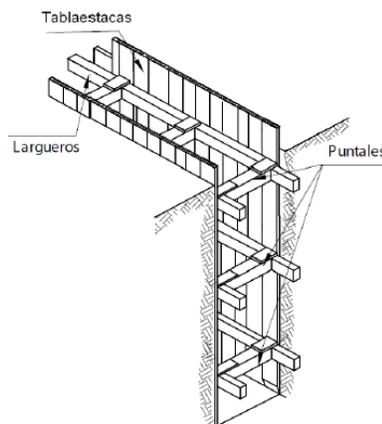
3. SISTEMAS DE ENTIBACIÓN

Frecuentemente se tiene el problema de realizar excavaciones temporales que han de rellenarse posteriormente; por ejemplo, las zanjas para la instalación de tuberías enterradas, las zanjas de drenaje, para la estabilización de taludes, cimentaciones y otros usos. En tales casos se procede a utilizar algún método de entibación cuyos procesos de instalación se detallan en el capítulo 6.

3.1. Componentes de un sistema de entibación

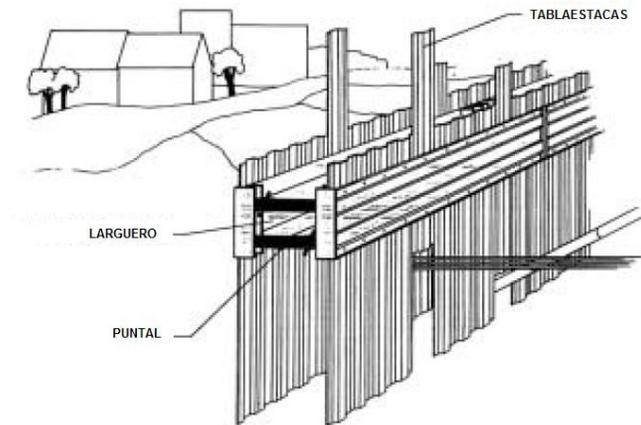
Un sistema de entibación está compuesto principalmente por tres elementos principales: puntales, tablaestacas de madera o metálicas y largueros, como lo muestran las figuras 5 y 6.

Figura 5. **Componentes de un sistema de entibación con tablaestacas de madera**



Fuente: OSHA. Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil. p. 47.

Figura 6. **Componentes de un sistema de entibación con tablaestacas metálicas**



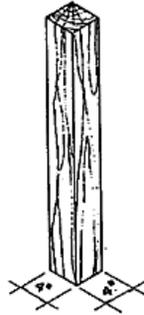
Fuente: OSHA, Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil, p. 47.

3.1.1. **Puntales**

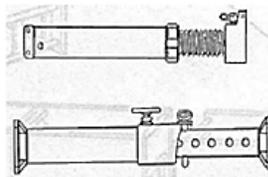
Son columnas horizontales sometidas a compresión, las cuales varían en sección y en material, dependiendo de las cargas laterales que deben soportar; estos pueden ser de madera o de acero. Los puntales se utilizan como soporte lateral en los entibados ante el empuje horizontal del terreno. Su falla puede ser ocasionada por compresión, pandeo o corte.

Debido a que se comportan como columnas, estos dependen de su relación de esbeltez la cual puede ser reducida con arrostramientos verticales y horizontales en puntos intermedios del elemento. La longitud de los puntales depende de los anchos de zanjas que se manejen dentro de la obra.

Figura 7. Tipos de puntales



(a) puntal de madera

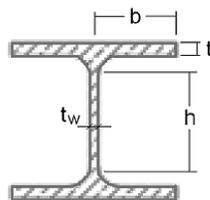


(b) puntales metálicos extensibles

Fuente: Trenching and shoring manual 2011, California DOT. p. 5-1.

En algunos sistemas de entibación también se utilizan puntales con perfiles de acero de tipo H.

Figura 8. Puntal hecho con perfil de acero tipo H



Fuente: Trenching and shoring manual 2011, California DOT. p. 5-5.

3.1.2. Tablaestacas de madera

La definición de tablaestacas se dio a conocer en el inciso 1.6.2.1. (p. 8). Cuando son tablaestacas de madera son tablonces que varían en sus dimensiones dependiendo de las propiedades geotécnicas del suelo.

3.1.3. Tablaestacas conectables

Son tablaestacas generalmente de acero, que son conectables entre sí por sistemas de machihembrado o de rótula. Se instalan antes de efectuar la excavación por medio de procesos de hincado o vibración.

3.1.4. Largueros

Son elementos horizontales que trabajan a flexión y se considera que están articulados en los puntales en madera o acero. Los largueros son elementos estructurales que actúan como vigas sometidas a carga distribuida articulada en los dos extremos. Los largueros suelen ser de madera o de acero y se disponen en posición horizontal y en contacto longitudinal con la pared de la excavación o del entibado.

3.2. Detalles de los sistemas de entibación

Existen diferentes sistemas de entibación dependiendo del tipo de suelo en que se va a trabajar, las sobrecargas debidas a tráfico, cimentaciones adyacentes a la zanja, materiales utilizados y la profundidad de la excavación. Los sistemas de entibación que se presentan posteriormente se utilizan en zanjas con profundidades de 0 a 4,5 metros.

3.2.1. Entibaciones de madera

Es el más antiguo utilizado en la industria de la construcción, aunque poco a poco está siendo reemplazada por las entibaciones metálicas, no por ello ha dejado de cumplir las solicitudes requeridas.

Para realizar cualquier tipo de entibación de madera se deben considerar diferentes aspectos entre ellos la calidad de la madera a utilizar, la importancia de la obra a realizar y la calidad del suelo. Como cualquier otro sistema, la entibación de madera presenta ventajas y desventajas, los cuales se detallan a continuación.

3.2.1.1. Ventajas de las entibaciones de madera

La madera por tradición es el material por excelencia para las entibaciones, las características de este material presentan un gran atractivo a los constructores y a continuación se habla de ellas.

- Su realización implica materiales de fácil acceso.
- Su costo es razonable.
- Es recomendable para excavaciones poco profundas y de corto tiempo de ejecución.
- Se recomiendan cuando la solicitud no es tan importante y la excavación no comprometa la capa subterránea.

3.2.1.2. Desventajas de las entibaciones de madera

La madera también tiene desventajas por ser un material de origen orgánico, las características que a continuación se indican dejan en claro que este material no es el ideal.

- Tiene limitaciones tanto en la altura de excavación como de la cantidad de soporte la cual dependerá exclusivamente de los puntales de soporte y de la madera elegida para dicho efecto.
- Su confección es lenta.
- Es necesario un mantenimiento constante en las placas de soporte y en el clavado.
- Mayor uso de mano de obra.
- Muy baja vida útil.
- No es recomendable para suelos con presencia de napas subterráneas.
- Su forma puede dar lugar a elementos sometidos a torsión, hinchamiento y pandeo.
- Determina un factor importante de riesgo a la hora de colocación y retiro de las entibaciones puesto que son colocadas después de realizada la excavación final no otorgando seguridad en el periodo de realización de esta.

3.2.1.3. Dimensiones comerciales de la madera en Guatemala

En el mercado guatemalteco se puede obtener madera para la construcción, la que se comercializa aserrada, ya sea rústica o cepillada, en forma rectangular, llamándose a su sección escuadrilla y vendiéndose en unidades de pie tabla. Los pie tabla son uniformes y contienen 144 pulgadas cúbicas, o el equivalente a una tabla de 1 x 12 x 12 pulgadas. Las dimensiones comerciales en Guatemala se pueden clasificar tal como se muestra en la tabla VII.

Tabla VII. Dimensiones comerciales de madera en Guatemala

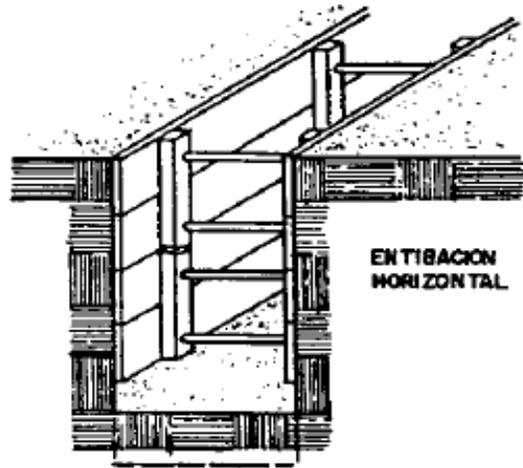
DENOMINACIÓN	ESCUADRILLA
VIGAS	5" X 8" para arriba
VIGUETAS	4" X 6" para arriba
COLUMNAS	4" X 4" para arriba
PARALES	3" X 3"
COSTANERAS	3" X 4"
REGLA	2" X 3"
TABLÓN	2" X 12"
TABLONCILLO	1-1/2" X 12"
TABLA	1" X 12"

Fuente: elaboración propia.

3.2.1.4. Entibación horizontal de madera

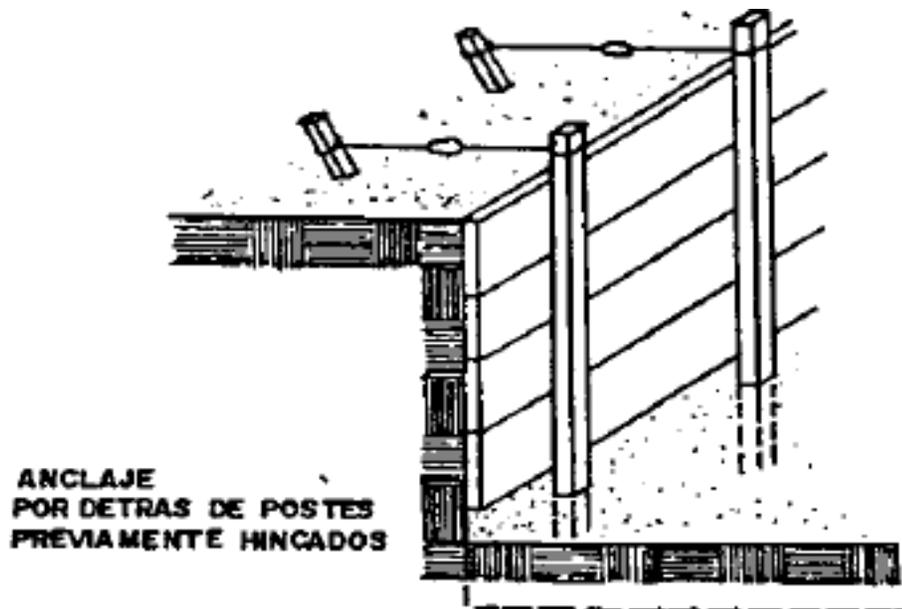
Las entibaciones horizontales se realizan colocando los tablones horizontalmente, uno debajo del otro, conforme va bajando la excavación. Los tablones deben apuntalarse o asegurarse con anclajes.

Figura 9. **Entibación horizontal con puntales**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

Figura 10. **Entibación horizontal con anclajes**

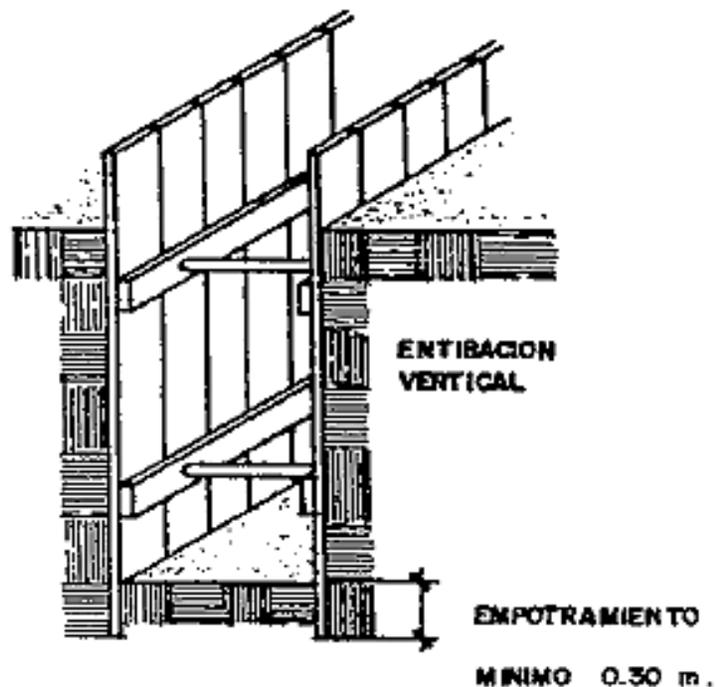


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

3.2.1.5. Entibación vertical de madera

Se utilizan cuando se presentan terrenos muy blandos, ya que los tablonces no se pueden sostener. Antes de iniciar la excavación se hincan en el terreno los tablonces a una profundidad de 0,3 metros como mínimo, esto en cada etapa del trabajo.

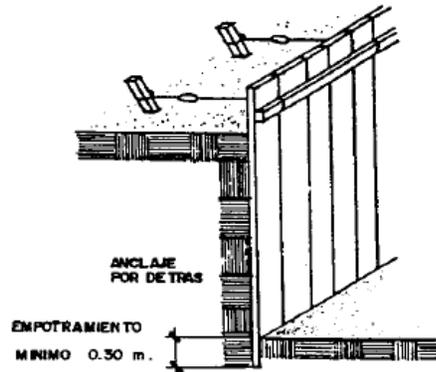
Figura 11. Entibación vertical con puntales



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

La entibación vertical también se puede realizar por medio de anclajes como lo muestra la figura 12.

Figura 12. **Entibación vertical con anclajes**

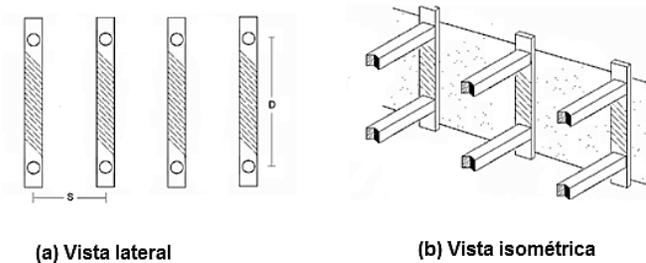


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

3.2.1.6. **Entibación ligera de madera**

Este tipo de entibado es el más sencillo y se debe utilizar en suelos cohesivos firmes y para profundidades promedio de 0 a 3 metros, solo consta de tableros verticales y puntales de madera. Se aconseja no utilizar este tipo de entibación si tiene que resistir solicitaciones de cargas de tráfico o si hay cimientos de estructuras adyacentes a la zanja.

Figura 13. **Entibación ligera de madera**



Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 35.

La tabla VIII indica una configuración mínima para utilizarse en este tipo de entibación, el ancho máximo con el que se trabaja es de 2 metros.

Tabla VIII. **Secciones y espaciamientos máximos para entibado ligero**

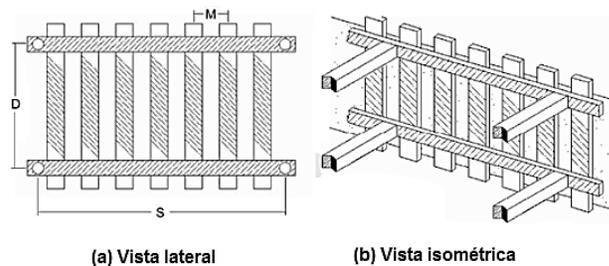
Profundidad H(m)		0 a 3 m
TABLAESTACA (Tablones)	Sección transversal (pulg)	8 " x 1- 1/2"
	Espaciamiento máximo S (m)	1
PUNTALES	Sección transversal (pulg)	4" x 4"
	Espaciamiento máximo vertical D (m)	1
	Espaciamiento máximo horizontal S (m)	1

Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 36.

3.2.1.7. Entibación discontinua

Este sistema es utilizado en arcillas firmes, consta de tablones o tablaestacas de madera, puntales y largueros. La profundidad máxima que se puede trabajar con este sistema es de 4,5 metros y para anchos menores a 2 metros, con nivel freático por debajo de la excavación.

Figura 14. **Entibación discontinua**



Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 37.

La siguiente tabla muestra las secciones y espaciamientos máximos para entibado discontinuo.

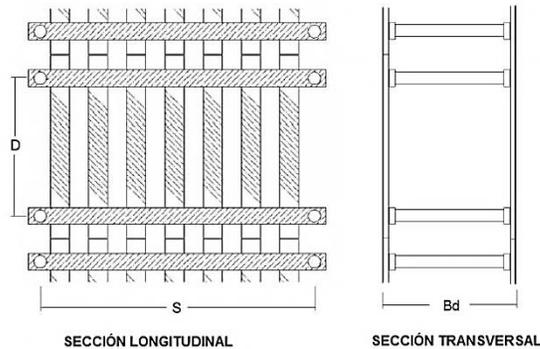
Tabla IX. **Secciones y espaciamientos máximos para entibación discontinua**

TIPO DE SUELO		ARCILLA FIRME		ARCILLA MEDIA	
PROFUNDIDAD H (m)		0 a 3	3 a 4,5	0 a 3	3 a 4,5
TABLAESTACA (Tablones)	Sección transversal (pulgadas)	8" x 1- 1/2"	8" x 1- 1/2"	8" x 2"	8" x 2"
	Espaciamiento máximo M (metros)	0,6	0,6	0,6	0,6
PUNTALES	Sección transversal (pulgadas)	4" x 4"	4" x 4"	4" x 4"	4" x 4"
	Espaciamiento máximo vertical D (metros)	1	0,8	1	0,8
	Espaciamiento máximo horizontal S (metros)	1	0,9	1	0,9
	Largo T (pies)	6	6	6	6
LARGUEROS	Sección transversal (pulgadas)	8" x 6"	10" x 6"	10" x 6"	10" x 6"
	Espaciamiento máximo D (metros)	1	0,8	1	0,8

Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 37.

Debido a que la sección de la entibación tiene una menor longitud que la profundidad de la zanja, esta se debe entibar por módulos, cuando se termine un módulo completo y se empiece otro, estos deben quedar doblemente apuntalados para garantizar una mejor resistencia, como lo muestra la figura 15.

Figura 15. **Sección longitudinal y transversal del empalme del entibado discontinuo**



Fuente Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 38.

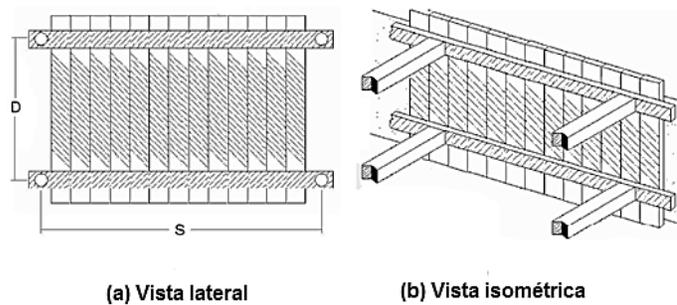
3.2.1.8. Entibación continua

Este sistema es utilizado para suelos arcillosos blandos, suelos granulares poco cohesivos y suelos arenosos, los cuales tienen poca estabilidad y necesitan ser contenidos en toda su área para evitar un desprendimiento progresivo del material. Se entiban completamente las caras laterales de la zanja por medio de tabloncillos de madera o tableros clavados a los largueros y sostenidos por los puntales. Todos sus elementos deben ser capaces de soportar las cargas laterales además de las solicitaciones por sobrecarga.

La profundidad máxima que se puede trabajar con este sistema y para los tipos de suelo mencionados son aproximadamente 4,5 metros, para anchos menores de 2 metros y nivel freático rebajado o por debajo de la excavación.

En la figura 16 se puede observar la configuración que debe llevar el entibado continuo, y en la tabla X se aconsejan las distancias mínimas para dar un correcto soporte a la zanja.

Figura 16. **Entibación continua**



Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 39.

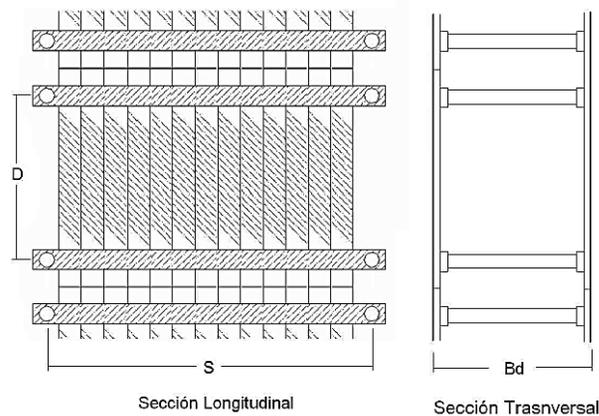
Tabla X. **Secciones y espaciamientos máximos para entibación continua**

TIPO DE SUELO		ARCILLAS BLANDAS, GRANULARES POCO COHESIVOS, SUELOS ARENOSOS	
		0 a 3	3 a 4.5
PROFUNDIDAD H (m)		0 a 3	3 a 4.5
TABLAESTACA (Tablones)	Sección transversal (pulg)	8" x 1-1/2"	8" x 1-1/2"
PUNTALES	Sección transversal (pulg)	4" x 4"	4" x 4"
	Espaciamiento máximo vertical D (m)	1	0,8
	Espaciamiento máximo horizontal S (m)	0,8	0,6
	Largo T (pies)	6	6
LARGUEROS	Sección transversal (pulg)	8" x 6"	10" x 6"
	Espaciamiento máximo D (m)	1	0,8

Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 40.

En este tipo de entibación también se debe empalmar el entibado, tal como lo indica la figura 17.

Figura 17. **Sección longitudinal y transversal del empalme de la entibación continua**



Fuente: Universidad industrial de Santander, Manual para cálculo de entibados, p. 41.

3.2.2. Entibaciones metálicas

Son más recomendables que las entibaciones de madera, pues aseguran mediante el acero una mayor estabilidad en la ejecución de los frentes de trabajo.

Existen varios tipos de entibaciones metálicas, entre los cuales destacan:

- Tablaestacas de acero
- Sistemas de cajones o cajas de zanja
- Sistemas con guías deslizantes (doble corredera y sistema paralelo)
- Andamios hidráulicos

Al igual que las entibaciones de madera, las entibaciones metálicas ofrecen ventajas y desventajas, las cuales se describen a continuación.

3.2.2.1. Ventajas de las entibaciones metálicas

A continuación se establecen las características del material metálico, que es muy conocido en la región. Las entibaciones metálicas ofrecen diferentes ventajas:

- Permite diferentes anchos para la excavación.
- Permite excavaciones profundas.
- Tiene mayor resistencia a los esfuerzos de empujes solicitantes.
- Necesita menos mano de obra para su colocación y retiro.
- Permite una mayor rapidez de avance.
- Una pérdida muy reducida o nula.
- No es necesario otros elementos más que los utilizados en las excavaciones mismas para su manipulación, colocación y retiro.
- Provee un nivel de confianza muy elevado.

3.2.2.2. Desventajas de las entibaciones metálicas

Todo material presenta características útiles y desventajosas que no aportan a la trabajabilidad del mismo, entre las desventajas que se presentan con un sistema de entibación metálico se tienen:

- Necesita un grado de capacitación para la colocación y extracción de los módulos en forma correcta y segura para cada tipo de sistema.
- Tiene un costo elevado por ser un mercado poco abarcado en nuestro país.

El costo de las entibaciones metálicas es alto en comparación a las entibaciones de madera pero, considerando las garantías de seguridad que otorga se elige el sistema, siendo el más utilizado.

3.2.2.3. Tablaestacas metálicas

Son piezas prefabricadas, rectas, de sección transversal constante y alargada cuyos extremos están dotados de juntas para su unión a otras tablestacas idénticas. El acoplamiento entre tablestacas metálicas se hace por desplazamiento de una pieza con otra dado que cuenta con conexión machihembra a lo largo de la junta. Su empleo es por hinca sucesiva en el terreno, en el sentido de su longitud, para formar pantallas continuas, que reciben el nombre de tablestacados. La hinca es en vertical generalmente o con ligera inclinación.

La gran desventaja es el excesivo peso de estos elementos puesto que su manejo y colocación genera altos costos por el equipo necesario para su instalación.

Las tablestacas metálicas son las más usadas debido a la gran diversidad de presentaciones, formas, resistencia, y peso. Dentro de este tipo de tablestacas existen de sección plana y modular. Las primeras, es decir, las planas tienen una resistencia a flexión, perpendicularmente a su plano, muy reducida, siendo por eso inadecuadas para formar pantallas de contención de tierras. Y el segundo tipo, las tablestacas modulares son aquellas que se ensamblan unas con otras, dan lugar a pantallas onduladas de elevada resistencia a flexión.

El tablestacado es un procedimiento considerable costoso debido a ello, este debe realizarse de forma correcta para evitar fallas y el mal funcionamiento de la tablestaca.

Tabla XI. Propiedades de secciones de tablaestacas metálicas

Designación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de sección		Momento de inercia	
		pulg'/pie de muro	m ³ /m de muro	pulg ³ /pie de muro	m ⁴ /m de muro
PZ-40		60.7	326.4×10^{-6}	490.8	670.5×10^{-6}
PZ-35		48.5	260.5×10^{-6}	361.2	493.4×10^{-6}
PZ-27		30.2	162.3×10^{-6}	184.2	251.5×10^{-6}
PZ-22		18.1	97×10^{-6}	84.4	115.2×10^{-6}
FSA-31		2.01	10.8×10^{-6}	3.23	4.41×10^{-6}
FSA-23		2.4	12.8×10^{-6}	4.13	5.63×10^{-6}

Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 836.

Figura 18. **Entibación con tablaestacas metálicas**



Fuente: IGUAZURI. Tecnología moderna para la entibación de zanjas. p. 32.

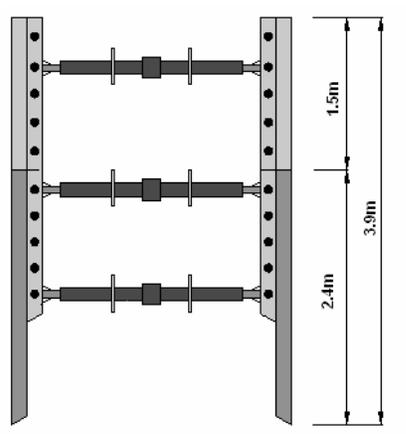
3.2.2.4. Sistemas de entibación de cajones o cajas de zanja

Este sistema comprende situaciones entre 3 a 7 metros de profundidad. Está compuesto por puntales estándar para entibaciones expandibles, paneles laterales que recibirán las cargas pertinentes, los cuales son de metal reforzado por la cara inferior con placas verticales las cuales soportan la carga lateral mediante los puntales los cuales van sujetos a las planchas con pasadores los que se fijan en los rieles que traen incorporados.

Su colocación y extracción debe realizarse con una excavadora de 20 toneladas por la presión lateral a la cual se ve sujeta. Cada módulo tiene entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2,5 metros de altura en su primer cuerpo, el cual puede ampliarse con una extensión de las mismas características de 1,5 metros. Estas medidas pueden variar según el proveedor. Se recomienda utilizar a lo máximo 3 extensiones las cuales permitirán una altura máxima de

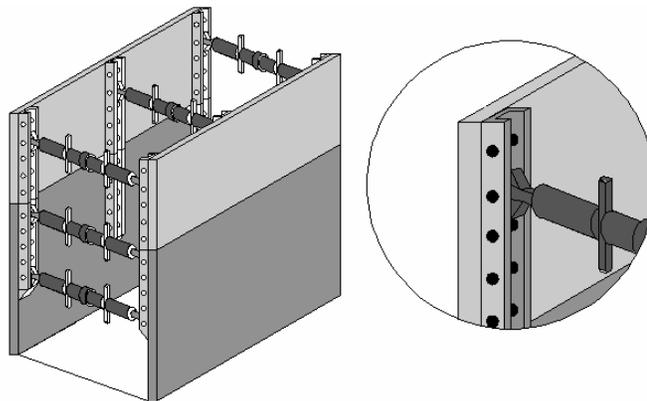
entibación de casi 10 metros. Este sistema es el más utilizado para la solución de entibaciones.

Figura 19. **Vista frontal sistema cajón**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 47.

Figura 20. **Vista isométrica de sistema cajón**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 47.

3.2.2.5. Sistemas de entibación con guías deslizables

Como su nombre lo indica, estos sistemas poseen guías deslizables y se dividen en dos tipos: el sistema de doble corredera y el sistema paralelo. A continuación se detalla cada uno de ellos.

3.2.2.5.1. Sistema doble corredera

Este sistema se compone de 2 paneles, entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2,5 metros de altura, con una altura total entibada de $2,40 + 2,40 = 4,80$ metros. Esta altura puede implementarse con pilares de apoyo de mayor envergadura pudiendo resistir la carga de hasta 3 paneles los que llegan a una altura superior a los 7 metros.

Los paneles se deslizan por un riel doble corredera instalando el panel superior por la parte externa del riel y el panel inferior por la parte interna.

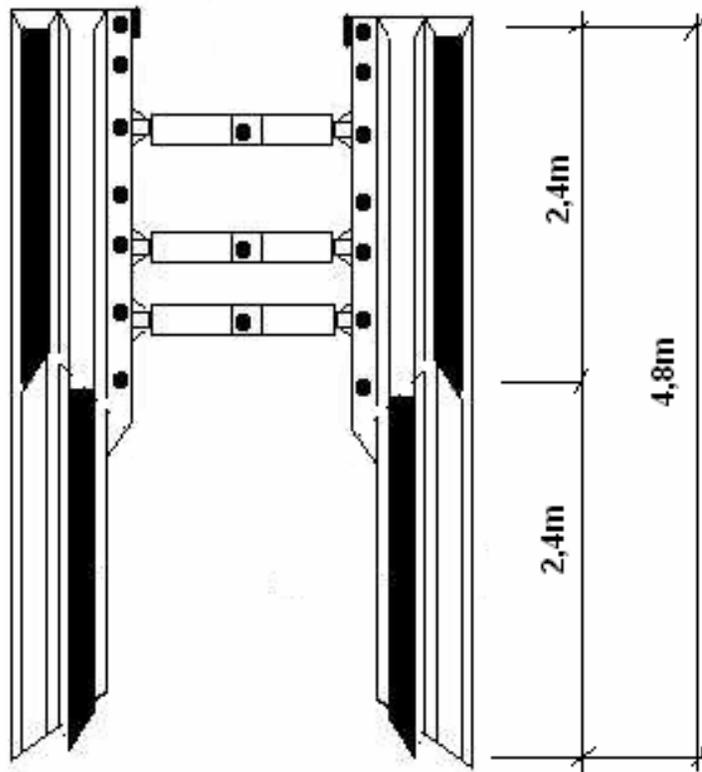
Al estar los paneles superiores e inferiores en distinto plano se reduce el rozamiento de éstos con el terreno y por tanto su adhesión al mismo. Además, esto permite extraer los paneles inferiores sin mover los superiores, lo que involucra una gran eficiencia en el proceso de rellenos compactados. El ancho interior entre paneles varía entre 1,00 y 1,20 metros. Para mayor ancho interior se colocan extensiones de los puntales, pudiendo llegar a 3 metros y más.

Este método no implica gran diferencia en avance en relación al sistema de cajones pero permite una mayor velocidad en la ejecución del relleno y la compactación pues se pueden retirar los paneles inferiores, rellenar luego sacar

la parte superior de la estructura lo que implica un mayor grado de seguridad en esa faena.

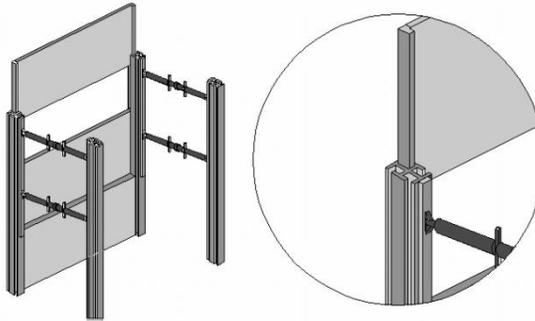
Utiliza un elemento de refuerzo usado como guía lateral el cual posibilita un deslizamiento de paneles en distintos niveles y planos para su fácil colocación y extracción, con ello reduce el roce producido por las paredes de la excavación y los paneles pues la presión se hace en paneles independientes y no en toda la estructura en sí.

Figura 21. **Vista frontal sistema doble corredera**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 50.

Figura 22. **Vista isométrica sistema doble corredera**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 50.

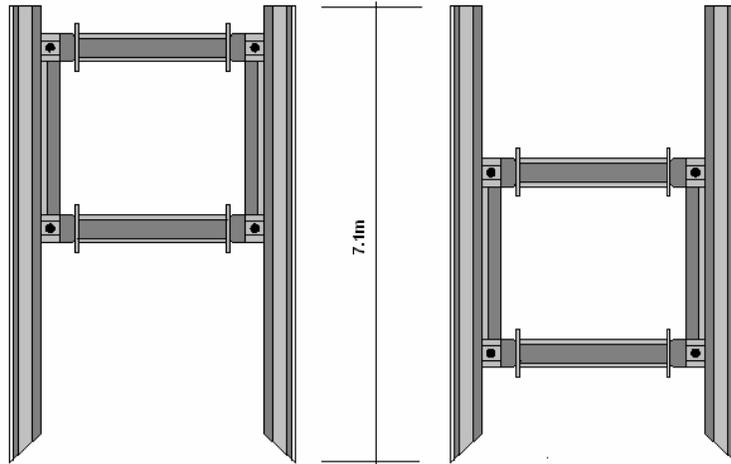
3.2.2.5.2. Sistema paralelo

Este sistema se compone de dos paneles de dimensiones entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2,5 metros de altura, más un panel extensión por lado de hasta una altura de 1,5 metros.

El ancho libre interior estándar entre paneles es de 0,75 metros y se agregan extensiones de vigas para lograr el ancho requerido para cada obra, llegando a 8 metros y más.

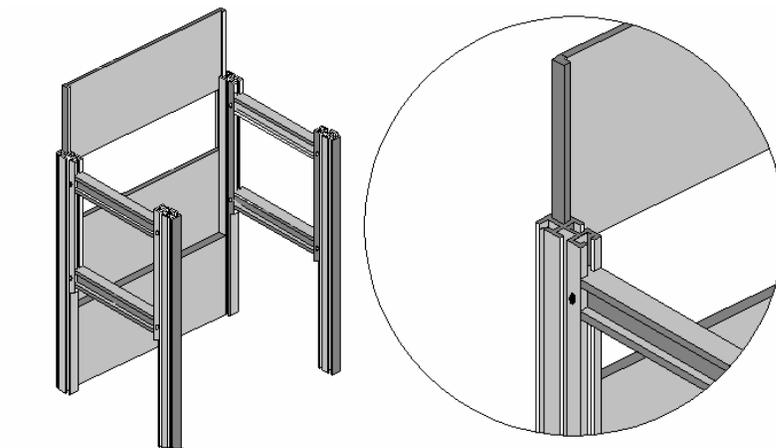
El funcionamiento de este sistema es el mismo que el de doble corredera, pero permite un ancho interior mucho mayor y la altura libre para la colocación de tubos puede llegar a ser de 3 metros o más. Permite mayores luces puesto que se utiliza como puntales vigas perfil H que dependiendo de sus dimensiones cambian la resistencia final de la entibación. Las vigas son inextensibles, por lo mismo, la posición o dimensión final de la excavación debe estar presentada en una sola solución.

Figura 23. **Vista frontal sistema paralelo**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad, p. 52.

Figura 24. **Vista isométrica de sistema paralelo**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad, p. 52.

3.2.2.6. Entibación hidráulica

Es un sistema europeo que utiliza elementos estándar de paneles con métodos de entibaciones con tablaestacas. Las tablaestacas son perfiles cerrados con agujeros a cada 50 centímetros, donde se colocan los tornillos de arrastre en uno u otro sentido.

Creado para situaciones especiales donde las características no son las usuales para una excavación, espacios reducidos. Incorpora tecnología de punta utilizando un sistema hidráulico con el fin de aminorar el esfuerzo cortante al ejercer la misma presión ejercida por el efecto de corte directo. Este sistema garantiza un funcionamiento totalmente libre de sacudidas, golpes y vibraciones.

Figura 25. **Sistema de entibación hidráulica**



Fuente: PRESSBOX. Manual de entibaciones hidráulicas. p. 3.

4. EMPUJE DE TIERRA EN ENTIBACIONES

Para definir el empuje de tierra sobre las estructuras de retención, se puede decir en forma general, que en él se involucran problemas que se le presentan al ingeniero para determinar las tensiones en la masa de suelo que actúan sobre una estructura.

La mecánica de suelos se basa en varias teorías para calcular la distribución de tensiones que se producen en los suelos y sobre las estructuras de retención. Cronológicamente, Coulomb (1776) fue el primero que estudió la distribución de tensiones sobre muros y posteriormente, Rankine (1875) publicó sus experiencias.

El empuje de tierras es considerado directamente proporcional a la profundidad del suelo. Presión pasiva y presión activa son términos usados para describir condiciones límite de presiones de tierra contra la estructura lateral de contención. Enseguida se dan a conocer los principales conceptos de empuje de tierras.

4.1. Presión de tierra en reposo

Es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización. El valor de la presión de reposo solamente debe aplicarse para aquellas situaciones de diseño donde el muro no puede moverse lateralmente por ningún motivo.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivos, en el suelo bajo condiciones cero deformación. Para una masa de suelo normalmente consolidada que no ha sido sometida a remoción de cargas ni a actividades que hayan producido movimientos laterales, el coeficiente de presión de tierra al reposo es igual a:

Fórmula de Jaky (1944): $K_0 = 1 - \text{sen } \Phi$

Brooker y Ireland (1965, más aceptada en arcillas): $K_0 = 0.95 - \text{sen } \Phi$

Donde:

K_0 = Coeficiente de distribución de carga en reposo

Φ = Ángulo de fricción interna

En general se utilizan valores empíricos:

Tabla XII. **Valores empíricos de la permeabilidad**

K_0	0,5	Arena Natural
	0,8	Arena Compactada
	0,7	Arcilla

Fuente: elaboración propia.

Para una pared vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada, el coeficiente de reposo puede obtenerse por la siguiente ecuación:

$$K_{o\beta} = K_o (1 - \text{sen } \beta)$$

Donde:

β = Ángulo de inclinación del suelo arriba del muro

Las tensiones en reposo de una capa de suelo está condicionada no solo por el peso del mismo sino por su historia previa; durante eventuales recargas anteriores nuevas deposiciones, ciclos climáticos, por ello se deben considerar casos donde los suelos cohesivos han sufrido tensiones efectivas superiores a las que están recibiendo actualmente. Este tipo de suelos suelen llamarse suelo sobre consolidado y tiene un valor mayor a los suelos analizados anteriormente.

Esta diferencia se basa en que aparecen mayores fuerzas horizontales, por su estado tiene una fórmula empírica:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi)(R_{OC})^{1/2}$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción interna efectiva del terreno

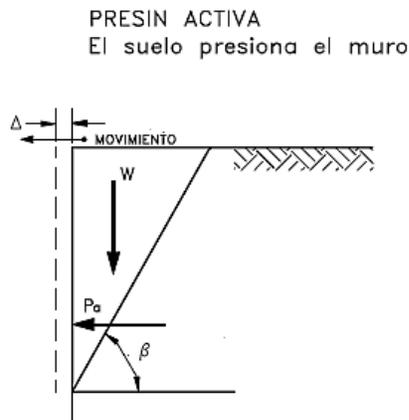
(R_{OC}) = Razón de sobre consolidación

4.2. Presiones activas

La presión activa ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (por ejemplo un muro de tierra que se rompe); esto es que el suelo está fallando

por extenderse. Esta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa.

Figura 26. **Representación gráfica de la presión activa en suelo horizontal**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

4.2.1. Presión activa de tierra de Rankine

La teoría de Rankine indica que para calcular el coeficiente de presión activa de Rankine en un terreno horizontal se debe calcular con la siguiente expresión:

$$K_a = (1 - \text{sen } \Phi) / (1 + \text{sen } \Phi)$$

En cuanto a los terrenos inclinados, la teoría de Rankine con respecto a la presión activa indica que si detrás de una estructura de contención se tiene un suelo granular (cohesión =0) y un ángulo α con respecto a la horizontal, a cualquier profundidad H , la presión activa de Rankine será:

$$\sigma_a = \gamma h K_a$$

Donde:

K_a = coeficiente de fricción activa de Rankine

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi)}}$$

La fuerza total por unidad de longitud del muro para terreno horizontal o terreno inclinado será:

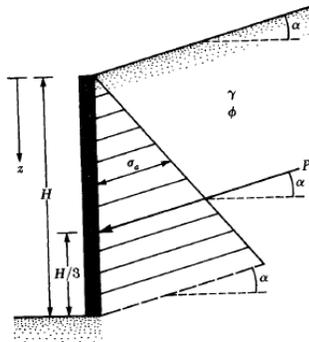
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Donde:

γ = peso específico del suelo

H = profundidad del suelo

Figura 27. **Notación para la presión activa en un suelo inclinado**



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 348.

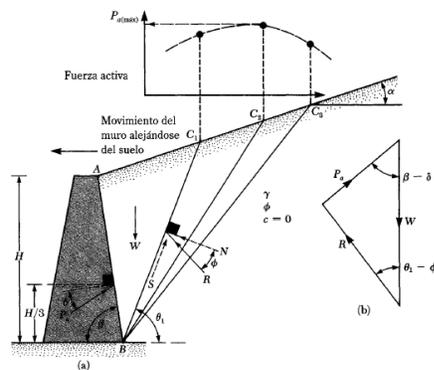
Es importante considerar la teoría de Rankine para el diseño de sistemas de entibación.

4.2.2. Presión activa de tierra de Coulomb

Los cálculos de la presión activa de Rankine se basan en la hipótesis de que el muro no tiene fricción. “En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno granular, tomando en cuenta la fricción del muro”.³

Para aplicar la teoría de la presión activa de Coulomb se considera un muro de retención con su espalda inclinada un ángulo β respecto a la horizontal, como muestra la figura 28. El relleno es un suelo granular que se inclina un ángulo α con la horizontal y δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir el ángulo de fricción del muro).

Figura 28. Presión activa de tierra de Coulomb



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 351.

³ DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 350.

Bajo presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa de suelo (hacia la izquierda en la figura 28 (a)). Coulomb supuso que, en tal caso, la superficie de falla en el suelo sería un plano (por ejemplo BC1, BC2), entonces la fuerza activa en el ejemplo, considerando una posible cuña de falla de suelo ABC. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña ABC1 (por unidad de longitud en ángulo recto a la sección transversal mostrada) son las siguientes:

- El peso W de la cuña.
- La resultante, R de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC1. La fuerza R estará inclinada un ángulo Φ respecto a la normal a la superficie BC1.
- La fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a . La fuerza P_a estará inclinada un ángulo δ respecto a la normal al respaldo del muro.

Para fines de equilibrio, un triángulo de fuerzas se dibuja como muestra la figura 28 (b). Note que θ_1 es el ángulo que BC1 forma con la horizontal. Como la magnitud de W así como las direcciones de las tres fuerzas son conocidas. El valor de P_a ahora es determinado. El valor máximo de P_a así calculado es la fuerza activa de Coulomb y se expresa de la siguiente manera:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Donde:

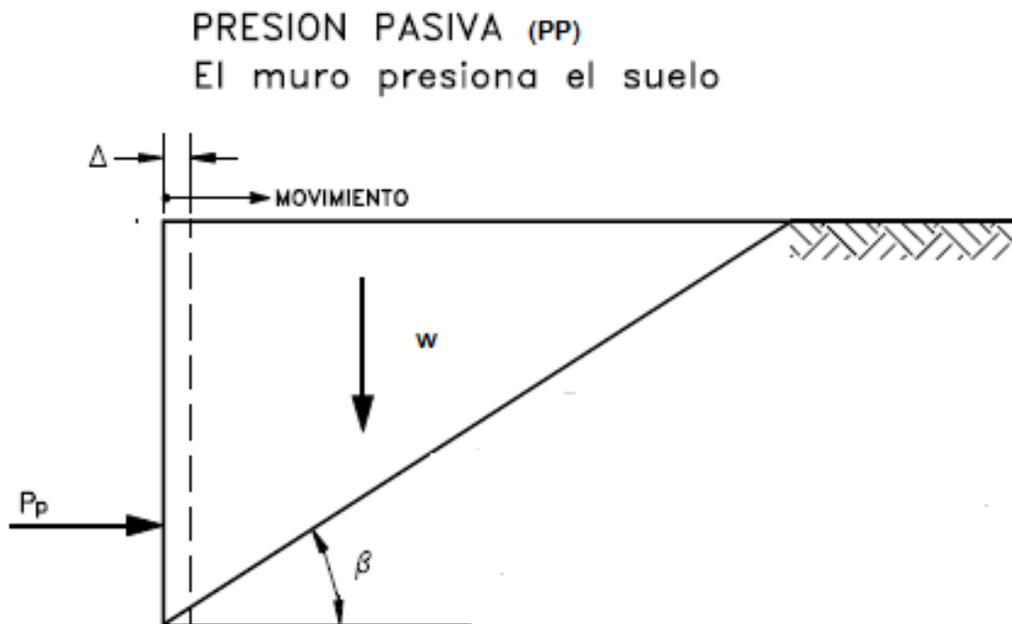
K_a = coeficiente de presión activa de coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

4.3. Presiones pasivas

La presión pasiva ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento. Esta es la máxima presión a la que puede ser sometida un suelo en el plano horizontal.

Figura 29. Representación gráfica de la presión pasiva



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

4.3.1. Presión pasiva de tierra de Rankine

La teoría de presión activa de tierra de Rankine considera que para un suelo Horizontal, el coeficiente de presión pasiva de Rankine se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$K_p = (1 + \operatorname{sen} \Phi) / (1 - \operatorname{sen} \Phi)$$

Para un relleno inclinado se considera una estructura de retención vertical sin fricción con un relleno granular (cohesión=0), la presión pasiva de Rankine (PP) a cualquier profundidad se determina de manera similar a como se hizo en el caso de la presión activa.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Donde:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante P_p , esta inclinada a un ángulo α con respecto a la horizontal y cruza el muro a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro.

4.3.2. Presión pasiva de tierra de Coulomb

Coulomb (1776) también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de la tierra en muros con fricción. Para comprender la determinación de la fuerza pasiva de Coulomb se debe considerar la figura 30.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Dónde:

K_p = coeficiente de presión pasiva de Coulomb

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta)\text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

4.4. Cortes apuntalados

Es aquella excavación o zanja que utiliza cualquiera de los sistemas de entibación existentes. Es decir que sus laterales están protegidos contra derrumbes u otros daños.

4.5. Presión lateral de tierra en entibaciones

Se calcula por medio de los diagramas de presión para los distintos tipos de suelo; los cuales se describen para cada tipo de suelo en particular en el capítulo 5.

5. DISEÑO DE COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ENTIBACIÓN CON TABLAESTACAS METÁLICAS

5.1. Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra contra muros de retención

Los diagramas de presión o diagramas de empujes aparentes son diagramas semiempíricos que fueron desarrollados por Terzaghi y Peck (1967) y perfeccionados por Peck (1969), para el cálculo de cargas envolventes de los puntales en excavaciones entibadas, tanto para arenas como para arcillas.

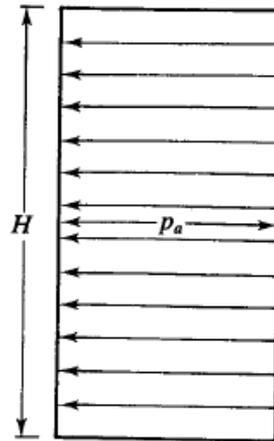
5.2. Envolventes de presión para los distintos tipos de suelo

Dentro del análisis requerido se puede mencionar las fuerzas distintas para los materiales. En seguida se dan a conocer cada uno de los diagramas envolventes de presión utilizados para arenas, arcillas blandas y medias y para arcilla firme.

5.2.1. Cortes en arena

La arena precisa un sistema de entibación por sus características moleculares. Para diseñar un sistema de entibación en un corte de arena se debe considerar el diagrama de presión que se presenta en la figura 31.

Figura 31. **Envolvente de presión para arena**



Fuente: DAS, Braja M. Principios de cimentaciones. p. 522.

Esta envolvente de presión permite obtener la siguiente ecuación:

$$P_a = 0.65\gamma H K_a$$

Donde:

γ = peso específico

H = altura de corte

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine

5.2.2. Cortes en arcillas blandas y medias

Las arcillas precisan un sistema de entibación por sus características moleculares. La envolvente de presión para arcillas blandas y medias se muestra en la figura 32, y es aplicable para la condición $\gamma H/C > 4$.

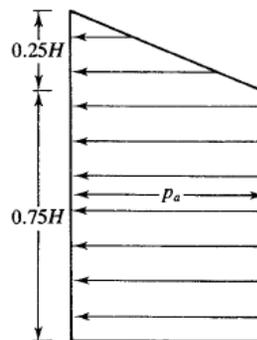
Donde:

C= Cohesión no drenada ($\Phi = 0$).

La presión P_a está dada por:

$$p = 0.3\gamma H$$

Figura 32. **Envolvente de presión para arcillas blandas y medias**



Fuente: DAS, Braja M. Principios de cimentaciones. p. 522.

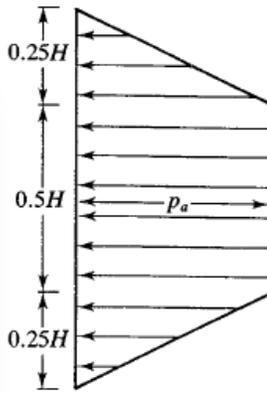
5.2.3. Cortes en arcilla firme

También las arcillas firmes requieren un sistema de entibación por sus características moleculares. La figura 33 muestra la envolvente de presión que se utiliza para los cortes en arcilla firme y proporciona la siguiente ecuación:

$$P_a = 0,2\gamma H \text{ a } 0,4\gamma H \text{ Con un Promedio de } (0,3\gamma H)$$

Es aplicable a la condición $\frac{\gamma H}{c} \leq 4$.

Figura 33. **Envolvente de presión para arcilla firme**



Fuente: DAS, Braja M. Principios de cimentaciones. p. 522

5.2.4. Limitaciones de las envolventes de presión

Estas envolventes tienen algunas limitantes y es necesario conocerlas para darles el uso adecuado. Al utilizar las envolventes de presión antes descritas, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Las envolventes de presión son llamadas a veces envolventes de presión aparente. Sin embargo la distribución de presión real es una función de la secuencia de construcción y de la flexibilidad relativa de la tablaestaca.
- Se aplican a excavaciones con profundidades mayores a 6 metros.
- Se basan en la suposición de que el nivel freático está debajo del fondo del corte.
- Se supone que la arena está drenada con presión de poro igual a cero.

- Se considera que la arcilla no está drenada y no se considera la presión de poro.

5.2.5. Cortes en suelo estratificado

En ocasiones, cuando se construye un sistema de entibación apuntalado se encuentran estratos de arcilla y arena (ver figura 34 a). En este caso, Peck (1943) propuso que se determine un valor equivalente de la cohesión ($\Phi=0$) de la siguiente manera:

$$C_{prom} = \frac{1}{2H} [\gamma_s K_s H^2 s * \tan \phi_s + (H - H_s) n' q_u]$$

Donde:

H= altura del corte

γ_s = peso específico de la arena

Hs altura del estrato de la arena

Ks= coeficiente de presión lateral de tierra para el estrato de arena (≈ 1)

ϕ_s = ángulo de fricción interna

q_u = resistencia a compresión no confinada de la arcilla

n' = coeficiente de falla progresiva (varía de 0,5 a 1, valor promedio 0,75)

El peso específico promedio γ_a , de los estratos se expresa como:

$$\gamma_a = \frac{1}{H} \gamma_s H_s + (H - H_s) \gamma_c$$

Donde:

γ_{silt} = peso específico del estrato de arcilla

Una vez determinados los valores de la cohesión y del peso específico, los envolventes de presión de la arcilla se usan para diseñar los cortes. Similarmente cuando se encuentran varios estratos de arcilla en el corte (figura 34 (b)). La cohesión no drenada promedio es:

$$C_{prom} = \frac{1}{H} (c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n)$$

Donde:

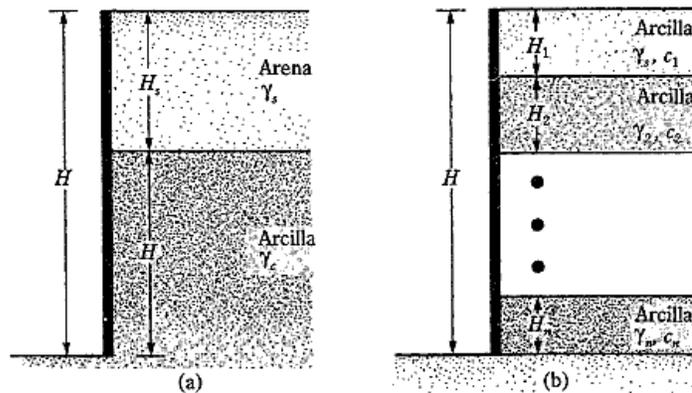
c_1, c_2, \dots, c_n = Cohesión no drenada en los estratos 1, 2, ..., n.

H_1, H_2, \dots, H_n = espesores de las capas 1, 2, ..., n.

El peso específico promedio, γ_a , es:

$$\gamma_a = \frac{1}{H} (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \dots + \gamma_n H_n)$$

Figura 34. **Suelos estratificados en cortes apuntalados**



Fuente: DAS, Braja M. Principio de ingeniería de cimentaciones. p. 524.

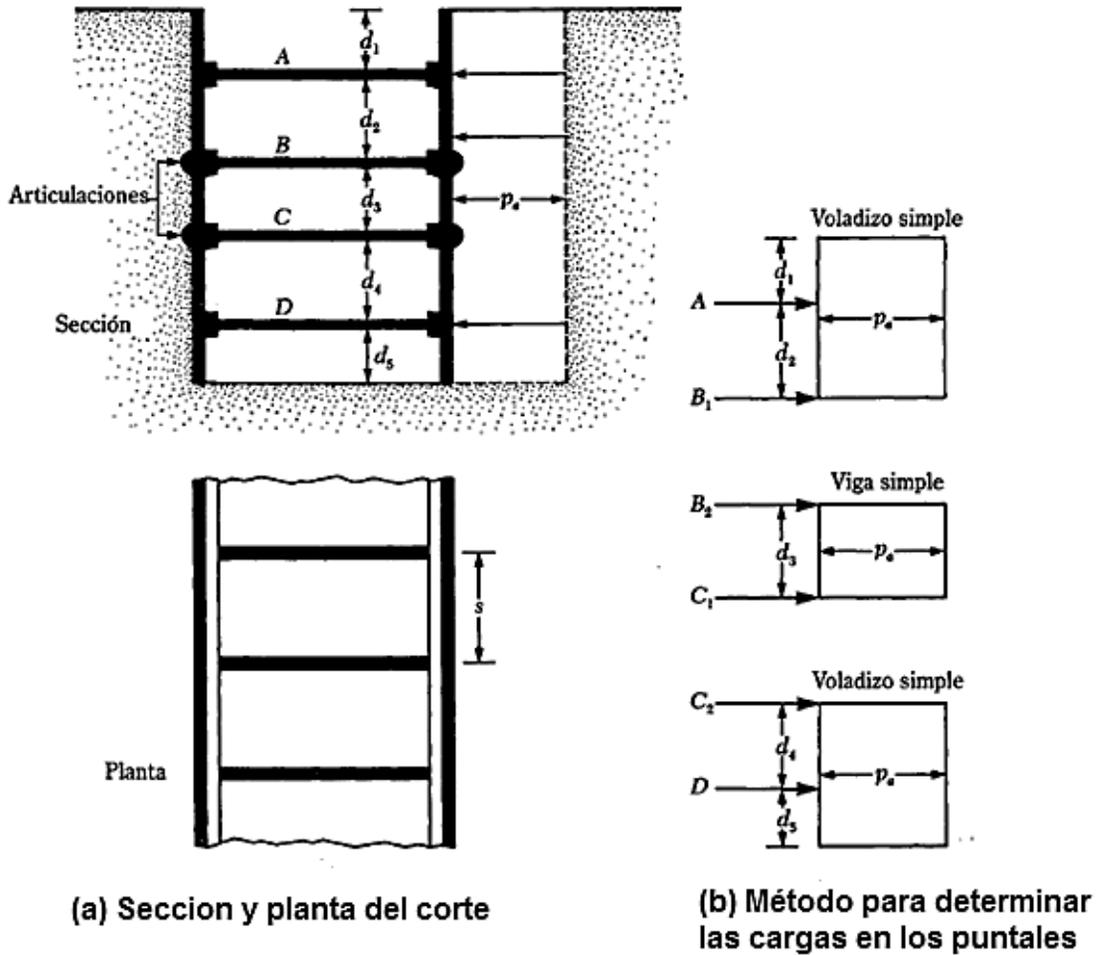
5.3. Diseño de puntales

En los trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento mínimo vertical de aproximadamente 3 metros, y son en realidad columnas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la relación de esbeltez, la cual es reducida proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes anchos, el empalme de los puntales es necesario.

Para el diseño de los puntales debe utilizarse un sistema conservador simplificado para determinar las cargas en los puntales.

Se determina la envolvente de presiones para el corte apuntalado (se debe mostrar los niveles propuestos para los puntales). La figura 35 muestra una envolvente de presiones para un suelo arenoso (puede tratarse también de una arcilla). Los niveles de los puntales están marcados como A, B, C y D. Las tablaestacas se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto para el de la parte superior y el del fondo. En la figura 35 (a), las articulaciones están en los puntales B y C.

Figura 35. **Determinación de las cargas de los puntales**



Fuente: DAS, Braja M. Principios de ingeniería de cimentaciones. p. 526.

Se deben determinar las reacciones para las dos vigas simple en voladizo (parte superior y fondo) y de todas las vigas simples intermedias. En la figura 35 (b) esas reacciones son A, B₁, B₂, C₁, C₂ y D.

Las cargas puntuales en la figura 35 se calculan de la siguiente manera:

$$PA= (A)(s)$$

$$PB= (B1+B2)(s)$$

$$PC= (c1+C2) (s)$$

$$PD=(D)(s)$$

Donde:

PA, PB, PC, PD= Cargas que deben tomar los puntales individuales en los niveles A, B, C, D, respectivamente.

A, B1, B2, C1, C2, D = Reacciones calculadas en el paso 2 (unidad: Fuerza/longitud unitaria del corte apuntalado).

S = Espaciamiento horizontal de los puntales.

5.4. Diseño de tablaestacas

Los siguientes pasos están implicados en el diseño de tablaestacas, para cada una de las secciones mostradas en la figura 35 (b) se determina el momento flexionante máximo.

Se determina el valor máximo de los momentos flexionantes máximos (Mmax) obtenidos en el paso 1. Es importante notar que la unidad de este momento será, por ejemplo, libra-pie por pie (KN. m/m) de longitud de tablaestaca.

Se debe obtener el módulo de sección requerido de las tablaestacas con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

Dónde:

σ_{adm} = Esfuerzo admisible de flexión del material de la tablaestaca

Se debe escoger una tablaestaca que tenga un módulo de sección mayor o igual al módulo de sección requerido de una tabla como la tabla XI.

5.5. Diseño de largueros

Los largueros se tratan como miembros horizontales continuos si se empalman apropiadamente. En forma conservadora, también se tratan como si estuviesen articulados en los puntales.

Para la sección mostrada en la figura 35 (a), los momentos máximos para los largueros (suponiendo que están articulados en los puntales) son:

$$\text{Al nivel A, } M_{max} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{Al nivel B, } M_{max} = \frac{B_1+B_2}{8} s^2$$

$$\text{Al nivel C, } M_{max} = \frac{C_1+C_2}{8} s^2$$

$$\text{Al nivel D, } M_{max} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

Dónde:

A, B1, B2, C1, C2 y D son las reacciones bajo los puntales por unidad de longitud de la tablaestaca (paso 2 del diseño de puntales).

Por último se debe determinar el módulo de sección de los largueros

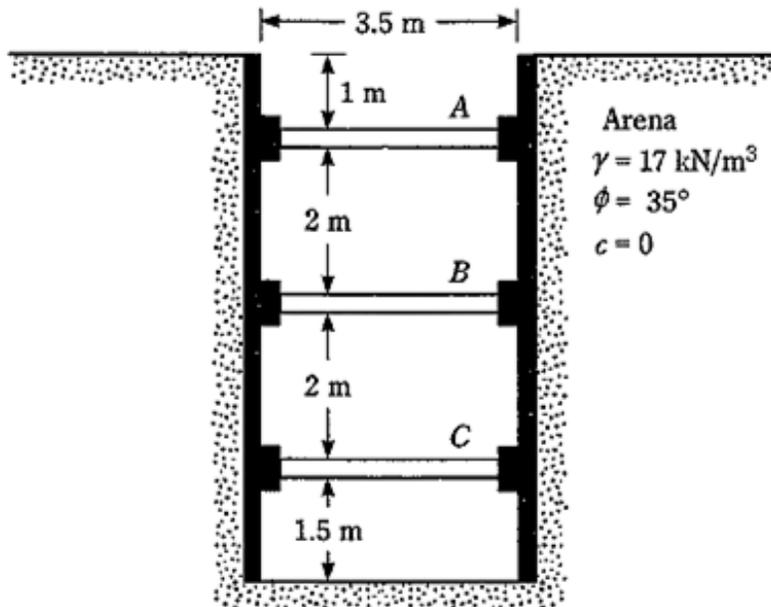
$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

5.6. Ejemplo de aplicación

Se requiere diseñar los componentes de un sistema de entibación para un corte de arena con peso específico $\gamma=17 \text{ KN/ m}^3$, cohesión = 0 y ángulo de fricción interna de 35 grados, como lo muestra la figura 36.

- Dibuje la envolvente de presión de la tierra y determine las cargas en los puntales, espaciados horizontalmente a 3 metros centro a centro.
- Determinar la sección de la tablaestaca.
- Determinar el módulo de sección requerido de los largueros en el nivel B. Considerar $\sigma_{adm} = 170 \text{ MN / m}^2$.

Figura 36. Ejemplo de diseño sistema de entibación



Fuente: DAS, Braja M. Principio de ingeniería de cimentaciones. p. 528.

Primer inciso:

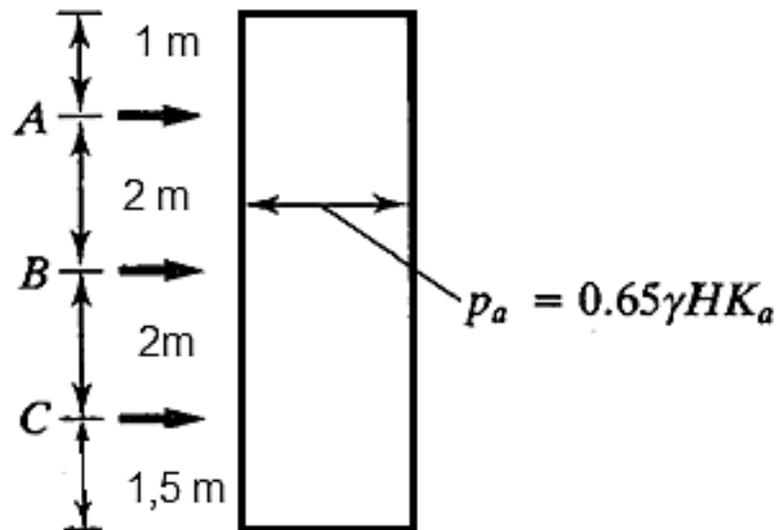
Previo a resolver esta situación, se inicia calculando el coeficiente de fricción activa de Rankine, el cual se utilizará para calcular la presión activa, cuya ecuación es proporcionada por la envolvente de presión de la arena.

$$K_a = (1 - \text{sen } \Phi) / (1 + \text{sen } \Phi)$$

$$K_a = (1 - \text{sen}35)/(1 + \text{sen}35)$$

$$K_a = 0,271$$

Figura 37. **Envolvente de presión para arena del ejemplo**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

Posterior al dibujo de la envolvente de presiones, en este caso para la arena, se procede a calcular la presión activa con la siguiente ecuación:

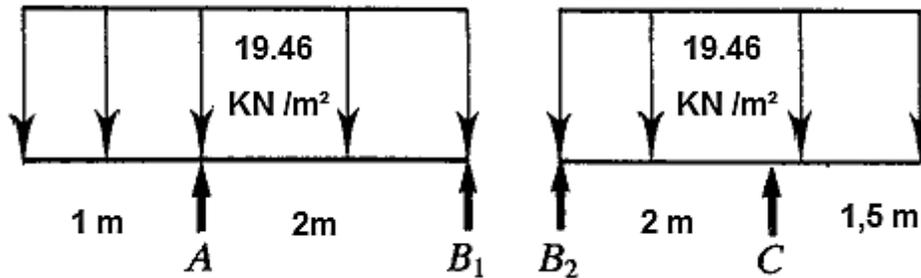
$$P_a = 0,65\gamma HK_a$$

$$P_a = 0,65 \cdot (17 \text{ KN/m}^3) \cdot (6,5 \text{ m}) \cdot (0,271)$$

$$P_a = 19,46 \text{ KN / m}^2$$

Como se indicó en el procedimiento de cálculo de los puntales, se debe calcular las reacciones, para lo cual se debe establecer un esquema de las cargas y las reacciones como lo indica la figura 38.

Figura 38. Esquema de cargas y reacciones



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

A continuación se procede a calcular las reacciones A y B1:

Reacción en A:

$$\sum MB1 = 0$$

$$A \cdot (2 \text{ m}) - (19,46 \text{ KN/m}^2)(3\text{m}) \cdot (1,5 \text{ m}) = 0$$

$$A = 87,57 \text{ KN} / 2 \text{ m}$$

$$A = 43,78 \text{ KN} / \text{m}$$

Reacción en B1

$$B1 = (19,46 \text{ KN/ m}^2)(3 \text{ m}) - 43,78 \text{ KN} / \text{m}$$

$$B1 = 14,6 \text{ KN} / \text{m}$$

A continuación se calculan las reacciones en C y B2

Reacción en C

$$\sum MB_2 = 0$$

$$(19,46 \text{ KN / m}^2)(3,5 \text{ m})(1,75 \text{ m}) - (2 \text{ m}) * C = 0$$

$$C = (119,19 \text{ KN}) / 2 \text{ m}$$

$$C = 59,59 \text{ KN / m}$$

Reacción en B2

$$B_2 = (19,46 \text{ KN/m}^2)(3,5 \text{ m}) - 59,59 \text{ KN/m}$$

$$B_2 = 8,52 \text{ KN / m}$$

Enseguida se debe calcular las cargas en los puntales así:

$$\text{En A} = (A) (S) = (43,78 \text{ KN/m})(3 \text{ m}) = 131,34 \text{ KN}$$

$$\text{En B} = (B_1 + B_2) (S) = (14,60 \text{ KN/m} + 8,52 \text{ KN/m})(3 \text{ m}) = 69,36 \text{ KN}$$

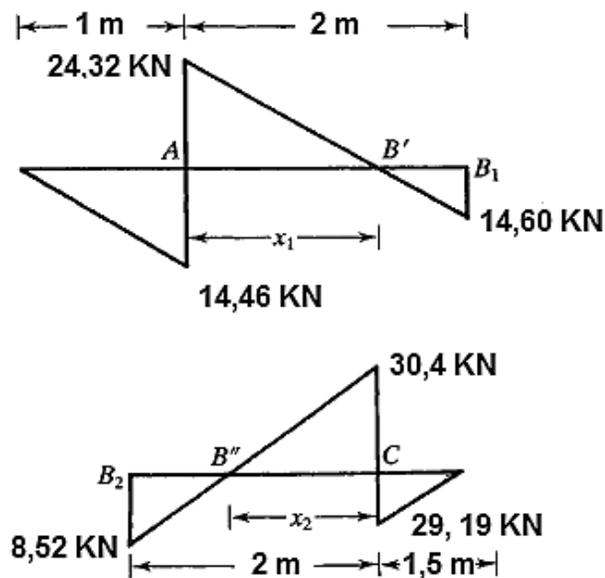
$$\text{En C} = (C) (S) = (59,59 \text{ KN/m})(3 \text{ m}) = 178,77 \text{ KN}$$

En base a dichas cargas se determina el puntal a utilizar en el sistema de entibación.

Segundo inciso:

Se procede a trazar el diagrama de corte para los largueros que se consideran como vigas, articulados en los puntales. Con el objetivo de conocer las distancias x_1 y x_2 tal como se aprecia en la figura 39.

Figura 39. Diagramas de corte basados en los diagramas de carga



Fuente: elaboración propia.

De los diagramas de corte se pueden determinar las distancias x_1 y x_2 por medio de triángulos semejantes:

Determinando x_1 :

$$\frac{43,78 \text{ KN}}{2 \text{ m}} = \frac{24,32 \text{ KN}}{x_1}$$

$$X_1 = 1,11 \text{ m}$$

Determinando x_2 :

$$\frac{59,59 \text{ KN}}{2 \text{ m}} = \frac{30,4 \text{ KN}}{x_2}$$

$$X_2 = 1,02 \text{ m}$$

Basado en los diagramas de corte, se procede a calcular los momentos:

Momento en A: $\frac{1}{2}(1\text{m})(19,46 \text{ KN}) = 9,73 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento en C: $\frac{1}{2}(29,19 \text{ KN})(1,5 \text{ m}) = 21,89 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento en B´ $\frac{1}{2}(14,6 \text{ KN})(0,89\text{m}) = 6,5 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Momento en B´´ $\frac{1}{2} (4,17 \text{ KN}) (0,98 \text{ m}) = 4,17 \text{ KN}\cdot\text{m}$

El momento máximo es el momento en C, por lo que:

$$S_x = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$S_x = \frac{(0,02189 \text{ MN} \cdot \text{m})(3 \text{ m})}{170 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}} = 38,62 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

Dónde:

S_x = Módulo de sección de la tablaestaca por unidad de longitud de la estructura.

σ_{adm} = esfuerzo admisible de flexión de la tablaestaca.

Tercer inciso:

Se determina el momento máximo para el larguero en el punto B:

$$M_{\max} = \frac{(B1 + B2)(s^2)}{8}$$
$$M_{\max} = \frac{(14,6 \text{ KN/m} + 8,52 \text{ KN/m})(3\text{m})^2}{8}$$

$$M_{\max} = 26,01 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Por último se debe calcular el módulo de sección requerido para los largueros, así:

$$S_x = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} =$$

$$S_x = \frac{(0,02601 \text{ MN/m})(3 \text{ m})}{170 \text{ MN/m}^2} = 45,9 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \text{ de tablaestaca}$$

- Interpretación de resultados

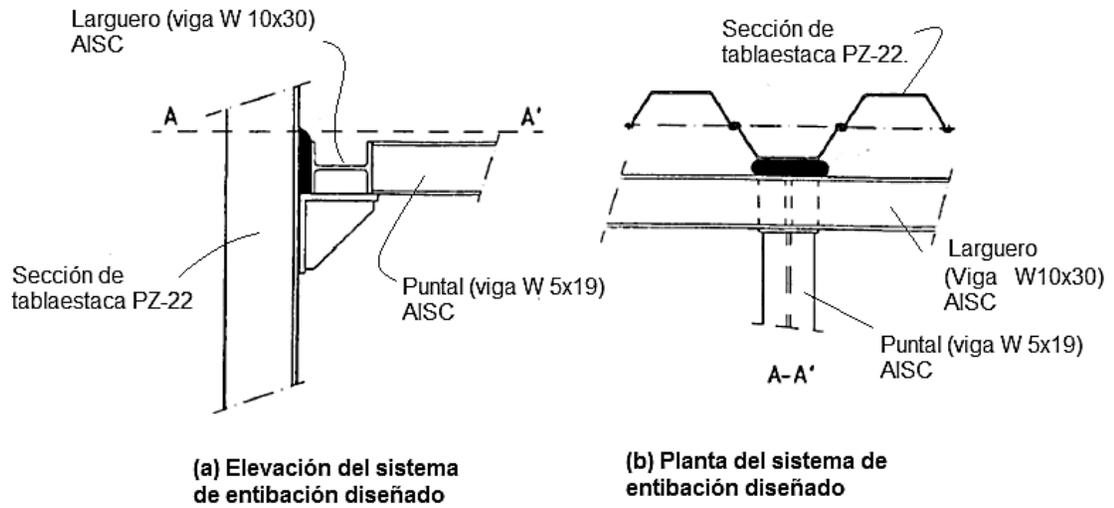
En base a los resultados obtenidos, se procede a ubicar los componentes que cumplan con los requerimientos de diseño del sistema de entibación.

La tablaestaca a utilizar debe tener un módulo de sección S_x mayor a $38,62 \times 10^{-5}$ metros cúbicos por metro. La que cumple dicho requerimiento es la tablaestaca PZ-22, cuyas características se aprecian en la tabla XI. Su módulo de sección es $S_x = 97 \times 10^{-5}$ metros cúbicos por metro de tablaestaca.

De igual manera se propone un larguero que tenga un módulo de sección mayor al de diseño ($S_x = 45,9 \times 10^{-5} \text{ m}^3 = 28 \text{ pulg}^3$). El elemento que cumple dicho requerimiento es una viga de tipo W 10x30 AISC, cuyo módulo de sección en el eje x es de 32,4 pulgadas cúbicas. (Otras características de dicho elemento se aprecian en los apéndices A y B).

Para los puntales se puede utilizar la sección de viga (W 5x19 AISC), ya que soporta cargas puntuales mayores a 178,77 kilo Nétwtones que es la mayor carga que deben soportar los mismos.

Figura 40. **Gráfica de resultado de diseño de sistema de entibación con tablaestacas metálicas**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

6. INSTALACIÓN DE UN SISTEMA DE ENTIBACIÓN

6.1. Procedimiento de instalación de sistemas de entibación

En el presente capítulo se dan a conocer las formas de instalación de distintos sistemas de entibación. Previo a realizar la instalación de cualquiera de dichos sistemas se deben considerar las respectivas medidas de seguridad, las cuales se describen a continuación.

6.2. Medidas de seguridad en excavaciones temporales

Como en toda actividad y especialmente en la construcción hay que revisar la seguridad industrial. Antes de realizar cualquier excavación hay que verificar los siguientes aspectos:

- Las condiciones del suelo.
- La proximidad de edificios, instalaciones, carreteras y cualquier otra fuente de vibración.
- Si el suelo ha sido alterado de alguna forma.
- La proximidad de ríos, alcantarillados o cableados subterráneos.

Según avanza la excavación hay que observar:

- Si cambian las condiciones del suelo, especialmente después de haber llovido.
- El buen estado de los elementos del sistema de entibación (puntales, largueros y tablaestacas).

6.2.1. Actuaciones previas

Antes del comienzo de los trabajos es preciso conocer una serie de circunstancias que pueden incidir en la seguridad de los mismos y como mínimo serán:

- Características del terreno en relación a los trabajos que se van a desarrollar, tales como: talud natural, capacidad portante, nivel freático, contenido de humedad, posibilidad de filtraciones, estratificaciones, alteraciones anteriores del terreno.
- Proximidad de edificaciones y características de sus cimentaciones, así como posibles sobrecargas en las proximidades de las paredes de la excavación.
- Existencia o proximidad a instalaciones y conducciones de agua, electricidad y alcantarillado.

6.2.2. Reconocimiento del terreno

Como ya se ha mencionado en los capítulos anteriores, para conocer el terreno será necesario realizar un estudio geotécnico, que brinde información sobre el tipo de terreno con que se va a trabajar y su comportamiento, para disponer de antemano de una serie de medios y cálculos que permitan minimizar una serie de riesgos.

Además, el supervisor, con su experiencia y recabando información de la zona o de personas que conozcan los posibles cambios realizados, pueden alcanzar a conocer el tipo de terreno que va a encontrar.

El supervisor, al observar el terreno, tal como lo muestra la naturaleza, debe decidir de forma intuitiva y en base a sus conocimientos y experiencia, si puede o no ceder, desplomarse o derrumbarse. Así resulta, que si el terreno que se observa es rocoso, la seguridad en la estabilidad aumenta y si por el contrario, la mayor parte de su composición es tierra, aumenta la inseguridad y la atención se agudiza, y ello ocurre en mayor medida.

6.2.3. Edificaciones colindantes

Dentro de lo posible, las excavaciones no deben ser excesivamente profundas ni estar demasiado cerca de edificios o estructuras adyacentes como para socavarlos. Deben tomarse precauciones, mediante puntales, soportes, entre otros, para impedir derrumbes o desmoronamientos cuando la estabilidad de algún edificio o estructura se vea afectada por los trabajos de excavación.

6.2.4. Conducciones enterradas

Es preciso, antes de proceder a la excavación, conocer la situación exacta de los servicios públicos que puedan resultar afectados por los trabajos de excavación, con los datos aportados por los respectivos organismos. Una vez obtenidos estos, se marcará en el terreno, el lugar donde están ubicadas para protegerlos ante eventuales sobrecargas producidas, por la circulación de vehículos pesados.

La rotura de conducciones de agua, directamente o por descalce del terreno, puede dar lugar a socavaciones, corrimientos y desprendimientos.

6.2.5. Protección del área

Cuando los trabajos de excavación se realicen en áreas urbanas, independientemente de las medidas de seguridad que se deben adoptar para los trabajos y sus lugares de trabajo, se debe proteger a personas ajenas a la faena.

En consecuencia se deben adoptar las siguientes medidas de prevención:

- Colocar barreras convenientemente señalizadas y/o iluminadas en los contornos de las excavaciones a fin de evitar caídas de personas en los lugares excavados.
- Controlar que los materiales pétreos no rueden hasta las aceras y calzadas, evitando así que personas tropiecen y caigan al pisarlos o que esos materiales sean lanzados por vehículos que transiten en el lugar, lesionando personas o dañando a la propiedad.
- Disponer de pasarelas con barandas para evitar el tránsito peatonal que permitan la circulación y acceso, momentáneamente interrumpidos por las obras de excavación.
- Instalar iluminación que alerte a los conductores de vehículos y peatones durante la noche y carteles de advertencia en el día.
- Entibar o apuntalar las estructuras adyacentes a las excavaciones para impedir su asentamiento y proteger las superficies expuestas para que no sean socavadas por la lluvia u otras aguas.

6.2.6. Seguridad del personal

Los trabajadores en tareas de excavación necesitan equipos de protección temporal, tales como casco de seguridad, botas de seguridad con punta de acero, guantes, protección auditiva, gafas y protección respiratoria.

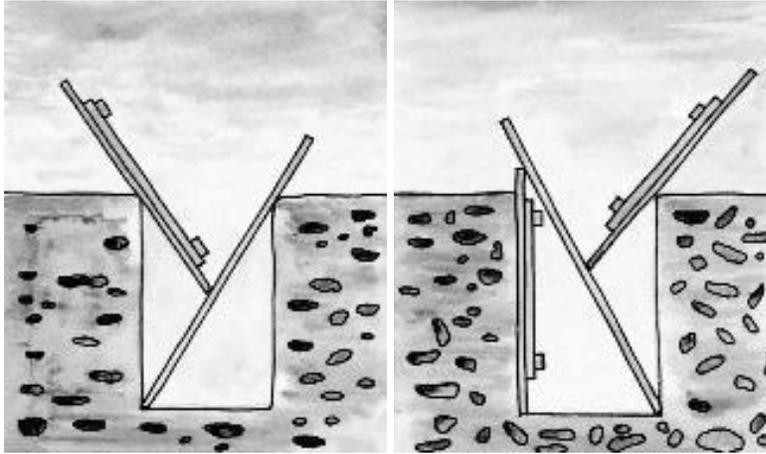
Los trabajadores que estén a nivel de suelo que se encuentran cerca de los equipos móviles necesitan ropa de alta visibilidad. Las medidas antes mencionadas complementarán la seguridad que brindan los diferentes sistemas de entibación.

6.3. Instalación de entibación de madera

En este apartado se indican las instrucciones para entibar utilizando madera como principal elemento, es importante seguir la secuencia para evitar un mal entibado, accidentes, desperdicio de madera y pérdida de tiempo.

- Para llevar a cabo este apuntalamiento se debe realizar la excavación en la totalidad de la profundidad, según lo especificado en planos.
- Para mayor seguridad se deben armar tableros de tablaestacas fuera de la excavación.
- Se deben bajar dichos tableros a la zanja haciéndolos deslizar a través de un tablón inclinado que se apoye en el fondo y el extremo opuesto superior de la excavación.

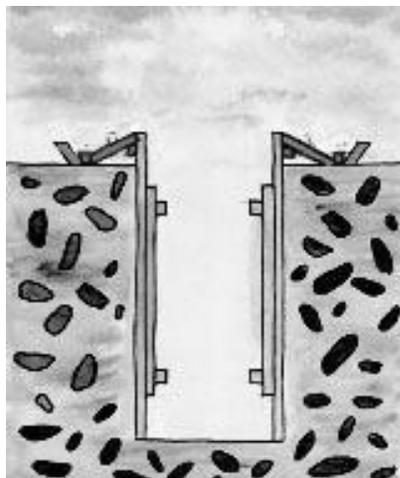
Figura 41. **Colocación de la entibación de madera**



Fuente: OSHA. Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil. p. 64.

- Posteriormente se realizan los afianzamientos a los bordes superiores de la excavación.

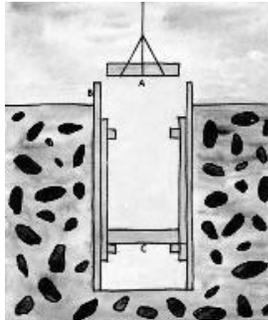
Figura 42. **Afianzamientos a bordes superiores**



Fuente: OSHA. Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil. p. 65.

- Finalmente, se colocan los puntales inferior y superior respectivamente.

Figura 43. **Colocación de puntales**



Fuente: OSHA. Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil. p. 65.

El sistema de entibación de madera se colocará inmediatamente después de excavar, tan pronto como lo permitan las operaciones de la excavación.

Figura 44. **Entibación de madera instalada**



Fuente: Guía de actuación inspectora para control de medidas preventivas en zanjas y vaciados. p. 3.

6.4. Instalación de entibaciones metálicas

Las tablestacas deben ser perfiles laminados de acero al carbono sin aleación especial, las tablestacas que se hubieren torcido por cualquier causa deben ser enderezadas.

6.4.1. Instalación de tablestacas de acero

El estado de las pestañas de unión de unas tablestacas con otras deberá ser aceptable; de tal manera que permitan su enhebrado sin ninguna dificultad, produciendo una unión sólida.

Las tablestacas podrán hincarse de una en una o por parejas previamente enhebradas. Se dispondrán guías para la hincada de las tablestacas, consistentes en una doble fila de perfiles metálicos o piezas de madera de mayor sección, colocados sobre la superficie de hincada, de forma que el eje del hueco intermedio coincida con el de la pantalla de tablestacas a construir. Esta doble fila estará sólidamente sujeta y apuntalada al terreno, y la distancia entre sus caras interiores no excederá del canto de las tablestacas en más de dos centímetros (2 cm).

Las cabezas de las tablestacas hincadas por percusión deberán estar protegidas por medio de adecuados sombreretes para evitar su deformación por los golpes. En su parte inferior, las ranuras de las pestañas de unión de unas tablestacas con otras se protegerán, en lo posible, de la introducción de terreno (que dificultaría el enhebrado de las tablestacas que se hincan a continuación), tapando el extremo de la mencionada ranura con un clavo, tornillo o cualquier pieza análoga alojada, pero no ajustada, en dicho extremo de forma que permanezca en su sitio durante la hincada, pero que pueda ser

fácilmente expulsada por otra tablestaca que se enhebre en la ranura y llegue a mayor profundidad.

Terminada la hinca, se deben cortar, si es preciso, las tablestacas, de manera que sus cabezas queden alineadas según el perfil definido en los planos. Los empalmes de tablestacas se efectuarán con trozos de longitud apropiada, que se unirán por soldadura.

Las tablestacas situadas en las cercanías de edificios serán hincadas por medio de equipos hidráulicos o vibratorios. No se emplearán sistemas de impacto salvo que los métodos hidráulicos no permitan alcanzar las profundidades necesarias.

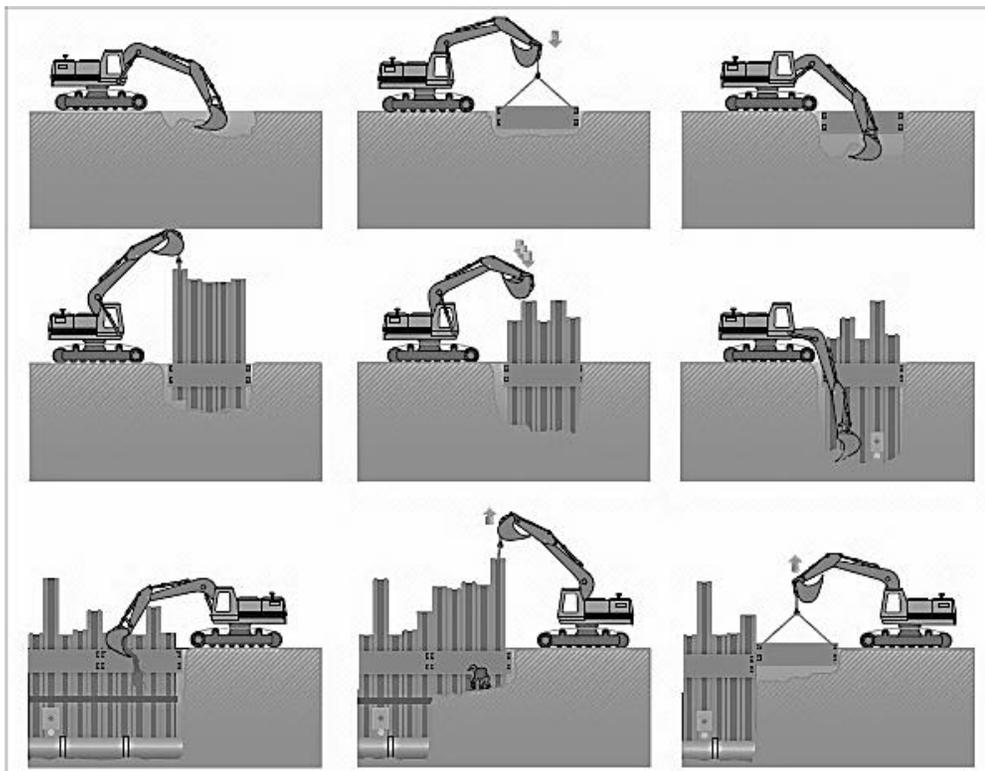
Antes de que sea hincada, cada tablestaca debe tener claramente marcada su altura a intervalos de 250 milímetros en los 3 metros superiores. Si en la línea de una tablestaca se encuentra un obstáculo que impida alcanzar la cota prevista, se podrá pasar a la hinca de otros paneles de tablestacas contiguas para, posteriormente, hincar la tablestaca que opuso resistencia.

El hincado se debe hacer por tramos longitudinales cortos ($L < 6m$), y a profundidades mayores que la excavación proyectada, dando lugar para entrar a excavar y apuntalar las secciones por medio de los largueros y puntales metálicos que serán soldados.

La entibación deberá retirarse a medida que se compacte la zanja, de forma que se garantice que la retirada de la entibación no disminuya el grado de compactación por debajo de las condiciones previstas. A partir de este punto, la entibación se irá retirando de forma que las operaciones de relleno no comprometan la estabilidad de la zanja.

Se debe realizar la extracción de las tablestacas mediante el empleo de sistemas hidráulico de elevación o grúas.

Figura 45. **Procedimiento de instalación con sistema de entibación de tablaestacas metálicas**



Fuente: IGUAZURI. Tecnología moderna para la entibación de zanjas. p. 33.

6.4.2. Instalación de sistema de cajones

El peso de cada módulo dependerá de cada fabricante. Según referencia internacional el peso varía entre 2 y 2,6 toneladas.

Los módulos deben colocarse con excavadoras de mínimo una carga resistente de 20 toneladas además debe estar provista de cadenas capaces de soportar a lo menos 3 toneladas de tracción.

Los puntales de este tipo de entibación son articulables. Se usa esta propiedad para la colocación de la entibación pues permite una gran movilidad vertical pero un movimiento nulo en forma horizontal.

Figura 46. **Puntal articulable del sistema de cajón**

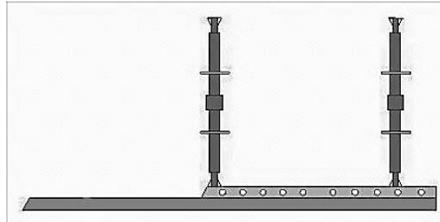


Fuente: IGUAZURI. Tecnología moderna para la entibación de zanjas. p. 33.

Los módulos son independientes por lo que se debe realizar este procedimiento para cada módulo a instalar. El módulo debe ponerse en forma tendida en la cercanía del eje principal realizado.

Se deben colocar los puntales en forma vertical apertándolos completamente si el sistema está provisto de un brazo articulado con amortiguación, de lo contrario se deben dejar los pernos flojos para que pueda existir cierta holgura en la hora de la instalación en zanja.

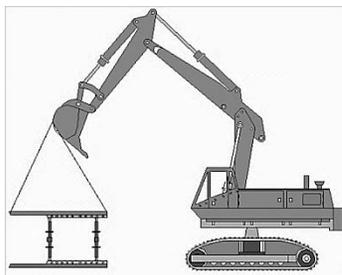
Figura 47. **Posición inicial para el ensamble del módulo del sistema de cajones**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 78.

Luego se procede a colocar el otro panel resistente con la ayuda de una excavadora mixta o de ser necesaria una retroexcavadora para tener mayor rango de movimiento. Este panel al igual que el primero se fija con pernos firmes o con holgura dependiendo del caso. Todo este proceso se hace en tendido para evitar la necesidad de realizar el trabajo con el panel de pie pues implica mayor riesgo y esfuerzo de los trabajadores. Con este proceso la máquina realiza el trabajo necesario.

Figura 48. **Ensamble final del primer módulo, sistema de cajones**

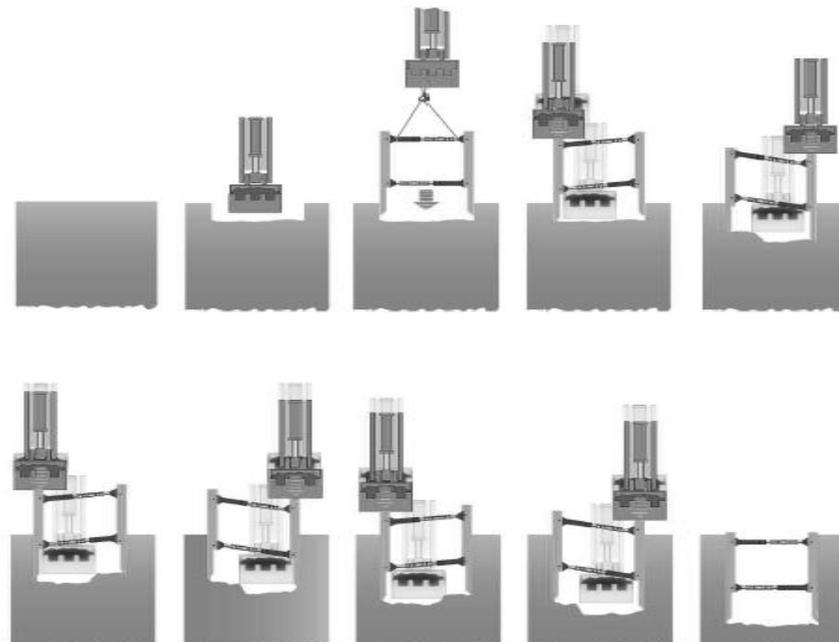


Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 79.

Una vez montado el módulo se posiciona al margen del eje principal de la excavación. Para la colocación del módulo se realiza una prezanja entre 50 centímetros y 1,5 metros dependiendo de la profundidad final de la excavación en el perímetro a excavar.

Se coloca el módulo alineado con el eje principal por el cual se irá guiando por todo el recorrido. Por último, se realiza la excavación hasta la profundidad deseada por el interior del módulo el cual ira descendiendo de manera progresiva pues el operador de la maquinaria debe realizar la excavación de tal manera que lo permita. De ser necesario la maquinaria debe hacer presión sobre el módulo como lo indica la figura 48 para que esta descienda de forma correcta asegurando así su estabilidad una vez terminada su colocación.

Figura 49. **Secuencia de entibado con sistema de cajones**



Fuente: IGUAZURI. Tecnología moderna para la entibación de zanjas. p. 27

Los módulos posteriores deben colocarse usando la misma metodología.

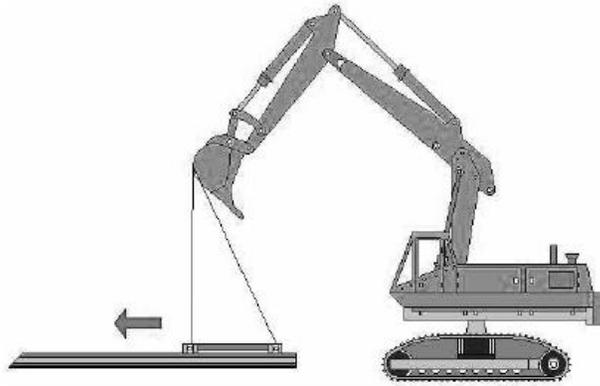
6.4.3. Instalación de sistemas con guías deslizantes

El proceso de instalación del sistema con guías deslizantes aplica para el sistema de doble corredera y para el sistema paralelo. Este sistema requiere una excavadora de 20 toneladas para su manejo. No por el peso que implica la estructura en sí, sino por la fuerza que requiere su manejo en la colocación.

El primer paso para la instalación de la entibación es la creación del pórtico o marco guía. Por ser un sistema de correderas donde las planchas laterales se montan en las guías, se debe hacer un pórtico con ellas para que soporten esas planchas en ambos lados.

Para construir el marco, se debe colocar un pilar para el mismo, el cual trae una canal de guías, en forma horizontal y se procede a instalar sobre el riel el marco móvil el cual recibirá los puntales transversales entre los laterales de la entibación. Se deja sujeto con pernos pasados para que el marco no quede fijo a las guías permitiendo un desplazamiento a la estructura.

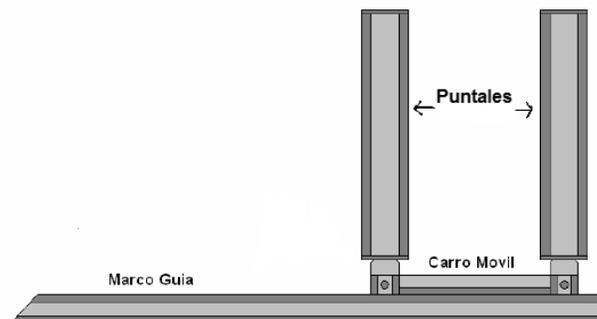
Figura 50. **Colocación del marco guía con utilización de excavadora**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 79.

Seguidamente, sobre el marco guía se colocan los puntales de forma vertical (perfiles H para el sistema paralelo y puntales regulables o extensibles para el sistema doble corredera).

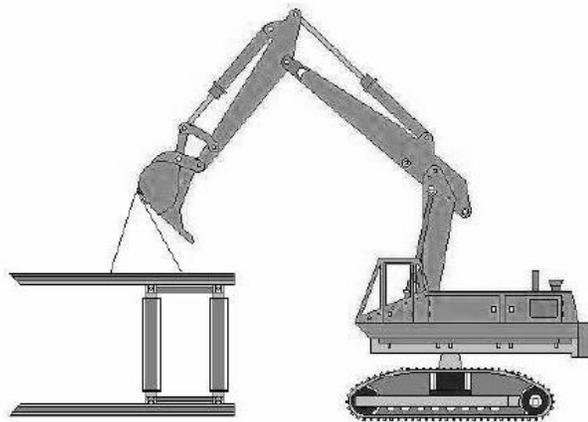
Figura 51. **Montaje vertical de puntales**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 68.

El paso más importante para la realización del marco guía y es el que implica mayor riesgo es el ensamble final del marco guía. Se debe montar otro pilar del marco principal sobre el colocado anteriormente en forma horizontal; como se muestra en la figura 51.

Figura 52. **Montaje final del segundo pilar utilizando una excavadora**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 87.

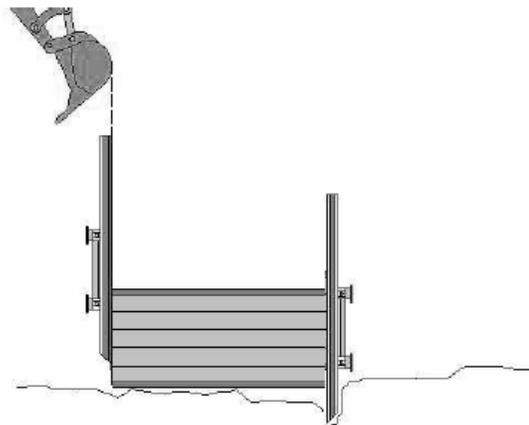
Luego del montaje del marco principal se debe realizar el replanteo topográfico, el cual indicará el eje central y el ancho que deberá tener la excavación, en ese eje debe estar situado el centro del módulo a colocar.

Se realiza una prezanja de 50 centímetros de profundidad en todo el perímetro a excavar, luego se debe realizar una sobreexcavación de 1,5 metros en la cual se apoya el primer marco guía. Seguidamente se procede a la colocación del primer módulo, para lo que se coloca el primer marco en el eje trazado en el replanteo, en la forma más vertical posible. Es de vital importancia que el primer módulo quede bien posicionado pues es la guía a todos los módulos posteriores.

Luego se procede a colocar los paneles laterales en la preexcavación de 50 centímetros realizadas con anterioridad (de ser necesario se utilizará otra retroexcavadora para mantener vertical el marco guía). Al instalar uno de estos paneles el marco principal ya puede mantenerse por peso propio por lo cual ya no se hará necesaria la presencia de la retroexcavadora de apoyo.

Una vez instalado el primer panel interior procede a instalar el otro panel lateral. Se busca en este paso la alineación no solo del marco guía sino de los paneles laterales asegurando el paralelismo entre ambas estructuras para la recepción del segundo marco guía el cual será instalado con la misma retroexcavadora.

Figura 53. **Colocación del segundo panel lateral y del segundo marco guía para la conformación final del primer módulo**



Fuente: VALLADARES IDE, Henrique José. Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. p. 91.

A medida que se realiza la excavación los componentes del módulo se van hundiendo alternadamente puesto que no están apernados sino que unidos

solo por el riel deslizante lo que permite que las partes se muevan independientemente.

Se debe tener siempre presente que el marco guía nunca debe quedar del todo enterrado sino que dejar un margen sobre el nivel del terreno para asegurar la totalidad de la excavación. De ser necesario se utilizará la retroexcavadora para hacer presión sobre los paneles y el marco principal para facilitar el descenso del módulo.

A medida que el módulo principal desciende dependiendo de la profundidad a excavar se hará necesaria la instalación del segundo tablero lateral, el cual se colocará cuando el tablero interior haya descendido más de su totalidad.

Los siguientes módulos se colocan una vez que el primer módulo o el módulo anterior está colocado en su posición final asegurando siempre que este alineado con el eje principal de la excavación.

Luego de la colocación del segundo moldaje completo se procede a la fijación entre los paneles y el marco con pernos para evitar pandeos ocasionados por las fuerzas laterales.

El retiro de estos sistemas de entibación se realiza mediante la colocación de cadenas de extracción en los ganchos habilitados en los paneles exterior e interior y en las guías. Lo primero es la retirada de los paneles interiores, a continuación los exteriores y por último las guías.

6.5. Instalación de entibación hidráulica

Este tipo de entibación no tiene mayor complicación en su instalación, debido a que ya se lleva armado al lugar donde se desea trabajar. Inicialmente se procede al trazo de la excavación a realizar. Posterior a este trazo se procede a montar el equipo de entibado, tras dicho montaje y posterior comprobación del normal funcionamiento de todas las tablaestacas se inicia el proceso de excavación. A continuación se clavan las tablaestacas por medio del sistema hidráulico, hasta llegar a la cota necesaria.

Figura 54. **Montaje del entibado hidráulico**

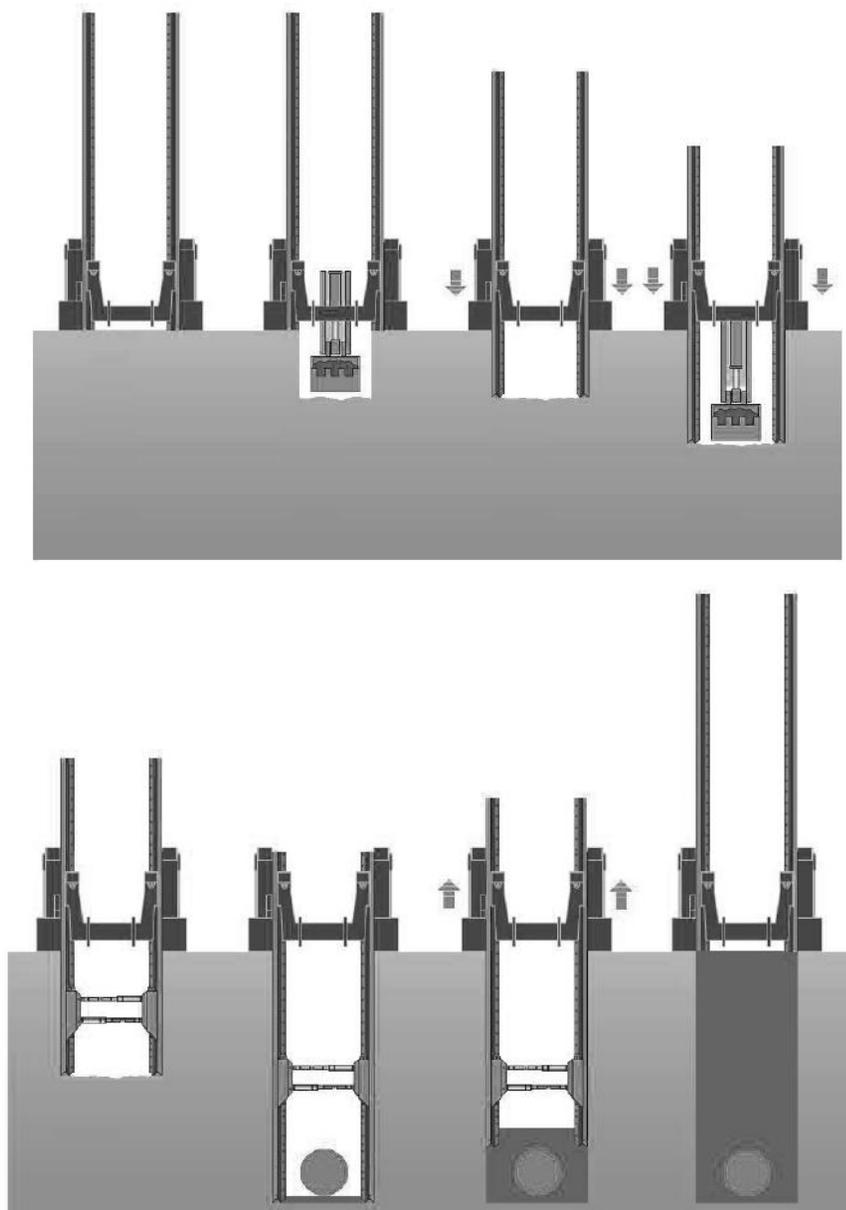


Fuente: PRESSBOX. Manual de entibaciones hidráulicas. p. 3.

Al tener la excavación protegida se procede a realizar los trabajos necesarios en la zanja, tales como instalaciones de drenajes o cualquier otra instalación. Después de terminados dichos trabajos se procede al relleno y compactación de la zanja. A la vez que se realiza esta labor se irán levantando

las tablaestacas y una vez llegados a la supuesta cota cero se ancla todo el sistema de entibación para realizar su traslado a la siguiente zona de trabajo.

Figura 55. **Secuencia de entibación hidráulica**



Fuente: PRESSBOX. Manual de entibaciones hidráulicas. p. 5.

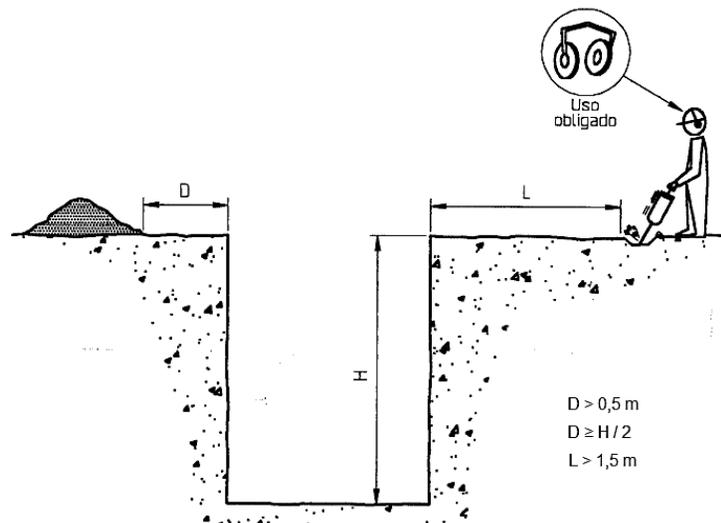
6.6. Medidas de seguridad posteriores a la instalación del sistema de entibación

Después de instalar cualquiera de los sistemas de entibación en las excavaciones temporales se deben tomar medidas de seguridad, tanto para el personal de trabajo como para los agentes cercanos a los mismos.

6.6.1. Acopio de material extraído

Cuando el material proveniente de las excavaciones se coloca sobre la superficie del terreno, debe depositarse a una distancia mínima de 0,50 metros, medida desde el borde de la excavación, de lo contrario hay peligro de caída de materiales al interior de la excavación.

Figura 56. Acopio adecuado de material extraído de la excavación

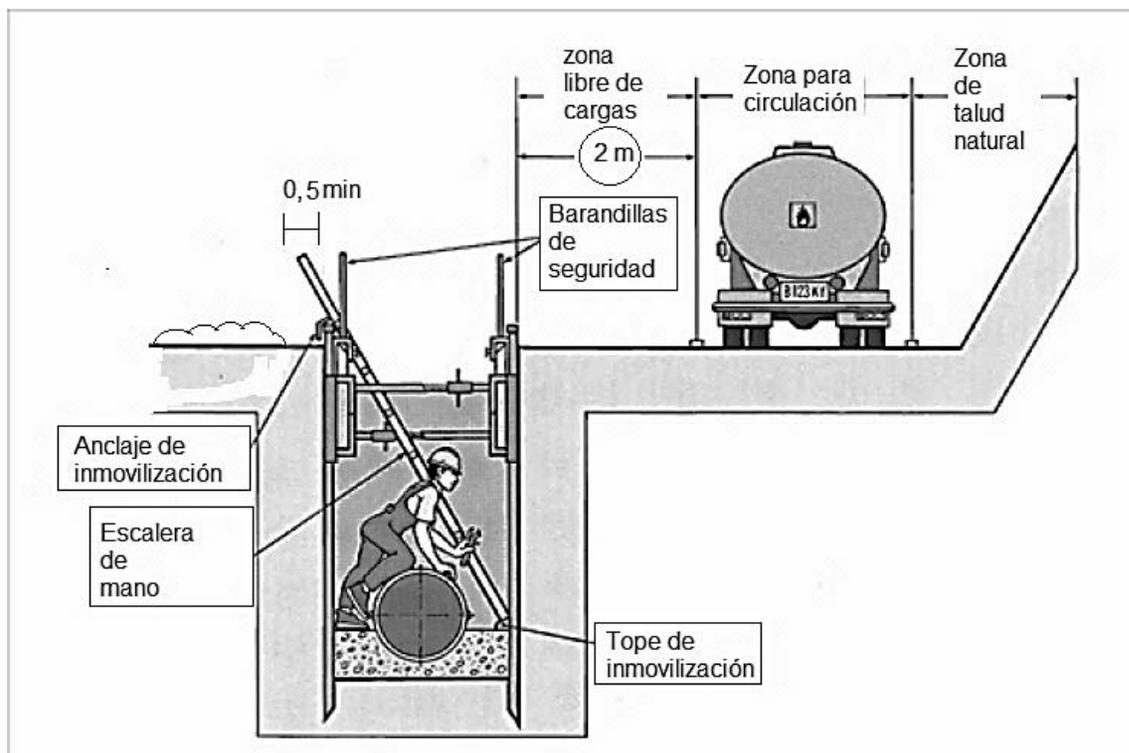


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad 2012.

6.6.2. Distancia permisible de acercamiento de tráfico y maquinaria a la excavación

No se debe permitir el tránsito de maquinaria pesada en las proximidades de la excavación, a fin de evitar derrumbes o desmoronamientos generados por su peso o vibraciones de sus motores. La distancia mínima de circulación del tráfico cercano a una excavación es de 2 metros.

Figura 57. Medidas generales de seguridad en zanjas entibadas



Fuente: OSHA. Manual de seguridad laboral en la construcción de obra civil. p. 39.

Cuando se utilicen medios mecánicos de excavación, como retroexcavadoras, en zanjas con entibación, será necesario que:

- La separación entre el tajo de la máquina y la entibación no sea mayor de 1,5 veces la profundidad P de la zanja en ese punto.
- La entibación se realice de arriba a abajo mediante paneles especiales, tablestacados metálicos, entre otros.
- No se deberán colocar máquinas pesadas en las proximidades de los bordes de las zonas excavadas, a menos que se tomen las precauciones necesarias para impedir el derrumbamiento de las paredes laterales, instalando, por ejemplo, blindajes o hileras de tablestacas.

7. RESULTADOS ESPERADOS

7.1. Ahorro de recursos

Los recursos financieros para una empresa son muy importantes, ya que los accidentes que se producen en el trabajo representan pérdidas, debido a que son imprevistos y por lo tanto perjudican los mismos.

7.1.1. Financieros

Cuando el personal cumple con las medidas de seguridad proporcionadas se beneficia el costo de la obra, ya que se disminuyen los costos de hospitalización, seguros por accidentes o muerte y se evita la pérdida total o parcial de materiales o herramientas por las malas prácticas que causan accidentes.

7.1.2. Humanos

El ahorro de recursos humanos se ve reflejado en los sistemas de entibación, ya que estos se pueden armar de manera relativamente fácil. Una excavadora servirá para realizar la excavación y armar el sistema de entibación (a excepción de la entibación de madera). El personal que se utiliza servirá únicamente para armar el sistema de entibación fuera de la zanja, maniobrar la excavadora para la instalación del sistema de entibación y realizar los trabajos en la misma.

7.1.3. Físicos y materiales

Si no se utilizan sistemas de entibación, se pueden tener pérdidas de materiales, maquinaria y herramienta que representan los bienes de la empresa constructora, ya que podría haber desprendimientos de suelo o soterramiento de dichos recursos. Esta situación duplicaría el trabajo y perjudicaría los costos y avance de la obra.

7.2. Mejora de la productividad

Si el patrono y los trabajadores cumplen a cabalidad las normas de seguridad, evitando accidentes, habrá una mejor productividad en el trabajo, debido a que no se tendrán contratiempos y la obra se podrá terminar en el tiempo establecido y no se necesitará ampliar el tiempo de entrega de la misma.

CONCLUSIONES

1. Para analizar las características físicas y propiedades mecánicas de un suelo en la excavación pertinente a un proyecto es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de gran importancia para realizar los ensayos necesarios.
2. El empuje de tierras por el cual se producen desprendimientos y accidentes se origina por factores internos y externos producto de las condiciones ambientales, cargas cercanas al área donde se realiza la excavación, infiltración de agua, fisuras y fuerzas sísmicas que generan tales empujes.
3. Para evitar problemas en campo es necesario realizar un diseño previo del sistema de entibación.
4. En nuestro entorno los sistemas de entibación de zanjas son poco utilizados, lo que genera grandes riesgos al personal y afecta la integridad de las estructuras adyacentes a la obra, debido a esto se debe crear conciencia en donde se dé prioridad a la seguridad de las personas.
5. La seguridad en excavaciones es una responsabilidad compartida, tanto de los empleadores, como de los trabajadores, dado que los actos inseguros son la causa que provoca una acción de riesgo para que se

produzca un accidente. Ambos deben velar por la seguridad en la obra para evitar accidentes o pérdidas humanas.

6. El análisis de los recursos financieros, humanos y materiales en la prevención y control de riesgos en excavaciones temporales es importante en los costos del proyecto. Es por ello que el diseño óptimo de un sistema de entibación debe ser prioritario, ya que representará beneficios en el rendimiento y mejora de los procesos constructivos.

RECOMENDACIONES

1. Se debe tener un conocimiento preciso de los aspectos que se ven implicados en el proceso de diseño los sistemas de entibación, frente a las distintas solicitudes.
2. Es necesario que en un proyecto de excavaciones temporales en la construcción de obra civil se cumpla con las normas de seguridad para no incurrir en accidentes con daño al personal o pérdida financiera.
3. Emplear la clasificación de los suelos, ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativamente, las características físicas y propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos, según el grupo en que se sitúen, para poder determinar el sistema óptimo de entibación.
4. Las medidas en la prevención y control de riesgos en excavaciones temporales realizadas en la construcción de obra civil, deben estar acompañadas de un programa de monitoreo y evaluación continuo, para que al vislumbrar alguna situación adversa sea prevenida y controlada con el fin de evitar pérdidas humanas en el proyecto.
5. Dentro del análisis de los recursos financieros, humanos y materiales para sistemas de entibación se podrá aplicar más de una técnica de evaluación, para contar con otros parámetros que sirvan de base para la comparación.

6. Realizar los estudios de suelo necesarios con el fin de conocer los datos requeridos para el diseño del sistema de entibación adecuado, ya que al instalar cualquier método de entibación sin llevar a cabo dichos estudios, genera un riesgo muy alto de derrumbe o soterramiento del personal.

BIBLIOGRAFÍA

1. Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (Osha por sus siglas en inglés). *Manual de Seguridad laboral en construcción de obra civil*. Texas: 2003. p. 130.
2. American Institute of Steel Construction. *Manual of Steel construction / load and resistance design*. 2a ed. Nueva York: 1994. Tomos I y II. p. 1993.
3. BERRY, Peter L; REID. David. *Mecánica de suelos*. Colombia: McGraw-Hill. 1993. p. 415.
4. BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. México: McGraw-Hill, 1981. p. 213.
5. CRESPO VILLALÁZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limúsa, 2005. p. 650.
6. DAS, Braja M. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Learning, 2001.p. 594.
7. Department of Transportation. *Trenching and shoring manual*. State of California: 2011. p. 432.
8. Departamento de Seguros. *La seguridad en las excavaciones*. 1a ed. Texas: 2011. p.12.

9. ____ . *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 4a Ed. México: International Thomson Editores 2001. p. 862.
10. Guatemala, Código de Trabajo. Decreto 1441 del Congreso de la República.
11. IGUAZURI. *Tecnología moderna para la entibación de zanjas, proyecto, aplicación, empleo*. Madrid, España: 2008. 36 pp.
12. Inspección de Trabajo y Seguridad Social. *Guía de actuación inspectora para control de medidas preventivas en zanjas y vaciados*. España: 2006. p. 7.
13. NAVARRO GUERRA, Jessica Alejandra. *Prevención de riesgos profesionales en obras de construcción en excavaciones*. Universidad Austral de Chile: 2007. p. 70.
14. PRESSBOX. *Manual de entibaciones hidráulicas*. España: 2010. p.11.
15. Universidad Industrial de Santander. *Manual para cálculo de entibados*. 2011. p.113.
16. VALLADARES IDE, Henrique José. *Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad*. Universidad Austral de Chile: 2007. p. 146.

APÉNDICE

Tabla XIII. Dimensiones y propiedades de algunas vigas W

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange				Distance		
				Thickness t _w in.	$\frac{t_w}{2}$ in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.			
W10×112	32.9	11.36	11 ³ / ₈	0.755	³ / ₄	³ / ₈	10.415	10 ³ / ₈	1.250	1 ¹ / ₄	7 ⁵ / ₈	1 ⁷ / ₈	1 ⁵ / ₁₆
×100	29.4	11.10	11 ¹ / ₈	0.680	1 ¹ / ₁₆	³ / ₈	10.340	10 ³ / ₈	1.120	1 ¹ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₄	⁷ / ₈
×88	25.9	10.84	10 ⁷ / ₈	0.605	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	10.265	10 ¹ / ₄	0.990	1	7 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆
×77	22.6	10.60	10 ⁵ / ₈	0.530	¹ / ₂	¹ / ₄	10.190	10 ¹ / ₄	0.870	⁷ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₂	1 ³ / ₁₆
×68	20.0	10.40	10 ³ / ₈	0.470	¹ / ₂	¹ / ₄	10.130	10 ¹ / ₈	0.770	³ / ₄	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₈	³ / ₄
×60	17.6	10.22	10 ¹ / ₄	0.420	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10.080	10 ¹ / ₈	0.680	1 ¹ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	³ / ₄
×54	15.8	10.09	10 ¹ / ₈	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	10.030	10	0.615	⁵ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₁₆
×49	14.4	9.98	10	0.340	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	10.000	10	0.560	⁹ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆
W10×45	13.3	10.10	10 ¹ / ₈	0.350	³ / ₈	³ / ₁₆	8.020	8	0.620	⁵ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₁₆
×39	11.5	9.92	9 ⁷ / ₈	0.315	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	7.985	8	0.530	¹ / ₂	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×33	9.71	9.73	9 ³ / ₄	0.290	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	7.960	8	0.435	⁷ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆
W10×30	8.84	10.47	10 ¹ / ₂	0.300	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	5.810	5 ³ / ₄	0.510	¹ / ₂	8 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	¹ / ₂
×26	7.61	10.33	10 ³ / ₈	0.260	¹ / ₄	¹ / ₈	5.770	5 ³ / ₄	0.440	⁷ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	⁷ / ₈	¹ / ₂
×22	6.49	10.17	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	5.750	5 ³ / ₄	0.360	³ / ₈	8 ⁵ / ₈	³ / ₄	¹ / ₂
W10×19	5.62	10.24	10 ¹ / ₄	0.250	¹ / ₄	¹ / ₈	4.020	4	0.395	³ / ₈	8 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	¹ / ₂
×17	4.99	10.11	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	4.010	4	0.330	⁵ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	³ / ₄	¹ / ₂
×15	4.41	9.99	10	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	4.000	4	0.270	¹ / ₄	8 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	⁷ / ₁₆
×12	3.54	9.87	9 ⁷ / ₈	0.190	³ / ₁₆	¹ / ₈	3.960	4	0.210	³ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	⁵ / ₈	⁷ / ₁₆

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel construction / load and resistance design. p. 1-40.

Tabla XIV. Propiedades elásticas de las vigas W

W SHAPES Properties													
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
						I	S	r	I	S	r		
						in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
lb		ksi	ksi	(1/ksi) ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	
112	4.2	10.4	—	7080	56.7	716	126	4.66	236	45.3	2.68	147	69.2
100	4.6	11.6	—	6400	83.8	623	112	4.60	207	40.0	2.65	130	61.0
88	5.2	13.0	—	5680	132	534	98.5	4.54	179	34.8	2.63	113	53.1
77	5.9	14.8	—	5010	213	455	85.9	4.49	154	30.1	2.60	97.6	45.9
68	6.6	16.7	—	4460	334	394	75.7	4.44	134	26.4	2.59	85.3	40.1
60	7.4	18.7	—	3970	525	341	66.7	4.39	116	23.0	2.57	74.6	35.0
54	8.2	21.2	—	3580	778	303	60.0	4.37	103	20.6	2.56	66.6	31.3
49	8.9	23.1	—	3280	1090	272	54.6	4.35	93.4	18.7	2.54	60.4	28.3
45	6.5	22.5	—	3650	758	248	49.1	4.32	53.4	13.3	2.01	54.9	20.3
39	7.5	25.0	—	3190	1300	209	42.1	4.27	45.0	11.3	1.98	46.8	17.2
33	9.1	27.1	—	2710	2510	170	35.0	4.19	36.6	9.20	1.94	38.8	14.0
30	5.7	29.5	—	2890	2160	170	32.4	4.38	16.7	5.75	1.37	36.6	8.84
26	6.6	34.0	55	2500	3790	144	27.9	4.35	14.1	4.89	1.36	31.3	7.50
22	8.0	36.9	47	2150	7170	118	23.2	4.27	11.4	3.97	1.33	26.0	6.10
19	5.1	35.4	51	2420	5160	96.3	18.8	4.14	4.29	2.14	0.874	21.6	3.35
17	6.1	36.9	47	2210	7820	81.9	16.2	4.05	3.56	1.78	0.844	18.7	2.80
15	7.4	38.5	43	1930	14300	68.9	13.8	3.95	2.89	1.45	0.810	16.0	2.30
12	9.4	46.6	30	1550	35400	53.8	10.9	3.90	2.18	1.10	0.785	12.6	1.74

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel construction / load and resistance design. p. 1-41.