

TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS. METODOS DE CONSOLIDACION DEL TERRENO

Ing. Isnoel Lobet Rodríguez¹, Ing. Yiliset Fleites García².

1. *Profesor Adjunto, Instructor, Facultad de Ciencias Técnicas, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas.*
isnoel@almestmv.co.cu

2. *Empresa Constructora Militar No. 4. Unidad Básica Matanzas.*



Resumen

Para apoyar los terraplenes sobre suelos blandos y muy compresibles es necesario emplear métodos de mejora del terreno que permitan alcanzar los siguientes aspectos: acelerar los procesos de consolidación, disminuir los asentamientos y asegurar la estabilidad del terraplén. En este trabajo se expondrán los métodos que permiten acelerar el proceso de consolidación con el empleo de la precarga, mechas drenantes, columnas de grava, entre otros que son ampliamente aplicados internacionalmente, se explicaran sus ventajas y desventajas, el empleo de estos métodos puede resultar costoso por lo que se debe elegir el que cumpla con las condiciones óptimas de plazo, costo y efectividad, y no solo el que sea más económico. También se abordara el proceso de consolidación del terreno como fenómeno fundamental y desencadenante de los asentamientos, así como los diferentes ensayos que se realizan para obtener la información sobre las características físico-mecánicas de los suelos.

Palabras claves: *suelos blandos, terraplén, consolidación, asentamiento, precarga, mechas drenantes, columnas de grava.*

Introducción

El desarrollo socioeconómico de un país está fuertemente ligado a la infraestructura vial, porque a través de ella se garantiza el intercambio de productos y mercancías, el movimiento de personas, se logra unir diversos sectores de la sociedad permitiendo el encadenamiento productivo, cubrir las necesidades de servicio de toda la población; por ello, es necesario emplear técnicas constructivas que satisfagan las exigencias de los proyectos, en dichas estructuras de tierra intervienen dos elementos que deben ser bien diseñados y ejecutados: el terraplén y la estructura de pavimento, la cual se coloca sobre el propio terraplén, entendiéndose que el propio terraplén es el cimiento de la estructura de las vías.

Los terraplenes constituyen obras muy importantes en la infraestructura vial, los cuales en muchas ocasiones se encuentran apoyados sobre suelos débiles y deformables, trayendo consigo inestabilidad de los mismos y asientos excesivos que provocan inaceptables deformaciones de la plataforma. Para eliminar o atenuar estos efectos se aplican métodos de mejora de suelos que aceleren el proceso de consolidación, empleados para modificar las propiedades mecánicas del suelo con el fin de obtener una solución técnica acorde a nuestras necesidades, permitiendo aumentar la resistencia al corte y disminuir la deformabilidad, la consolidación de los suelos es un proceso que debe ser analizado y tratado detalladamente para evitar posibles daños a las estructuras después de ejecutadas, debido a las diferentes etapas en que se produce, los suelos blandos y altamente



deformables representan un problema para las obras ingenieriles, no solo en su proceso de construcción sino también a lo largo de su vida útil, debido a los asentamientos que en ellos se generan y sus posibles fallas.

1. Generalidades.

El terraplén se define como una obra de tierra cuya finalidad es servir de soporte a una estructura, con suelos o materiales sueltos de granulometría específicamente seleccionada según las normas e instrucciones técnicas aprobadas, y son compactados capa a capa para dar lugar a sustratos con condiciones distintas a las que podríamos encontrar en el medio natural, con el objetivo de elevar la cota de proyecto desde el terreno natural hasta un nivel deseado. En nuestro país las especificaciones constructivas sobre los terraplenes se encuentran normadas en la NC 52-42: 1978, Terraplenes. Especificaciones constructivas, aunque ya existe una propuesta de actualización conocida como NC XX: 2011 Carreteras. Código de Buenas Prácticas para la Construcción de Terraplenes, la cual será la futura norma.

La reacción del suelo a los esfuerzos constituye el factor más importante para el proyecto de terraplenes. Los esfuerzos que se desarrollan en un suelo producto de su propio peso o producto de alguna acción externa se determina a través de la siguiente expresión planteada por Terzaghi, constituyendo esta la ecuación fundamental de la mecánica de suelos.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Dónde:

σ Tensiones totales (tensión a la que está sometido el suelo, agua + sólido).

σ' Tensiones efectivas (tensión a la que está sometida la parte sólida, partículas del suelo).

u Tensiones neutras (tensiones que soporta el agua).

El suelo además de soportar los esfuerzos producidos por su propio peso está sometido a un incremento de esfuerzo debido a un efecto externo, conocido como carga impuesta.

La determinación de la carga impuesta (σ'_{zp}) para el caso de terraplenes se puede realizar usando el gráfico que se muestra en la figura 1, donde se determina el coeficiente de influencia I en función de los términos a/z y b/z , y como se trabaja con solo la mitad de la carga (p), aprovechando su simetría, el valor de I obtenido tendrá que ser multiplicado por dos, de esa forma el σ'_{zp} para cualquier punto será:

$$\sigma'_{zp} = 2 \times I \times p \quad (2)$$



Donde $I=f(a/z, b/z)$

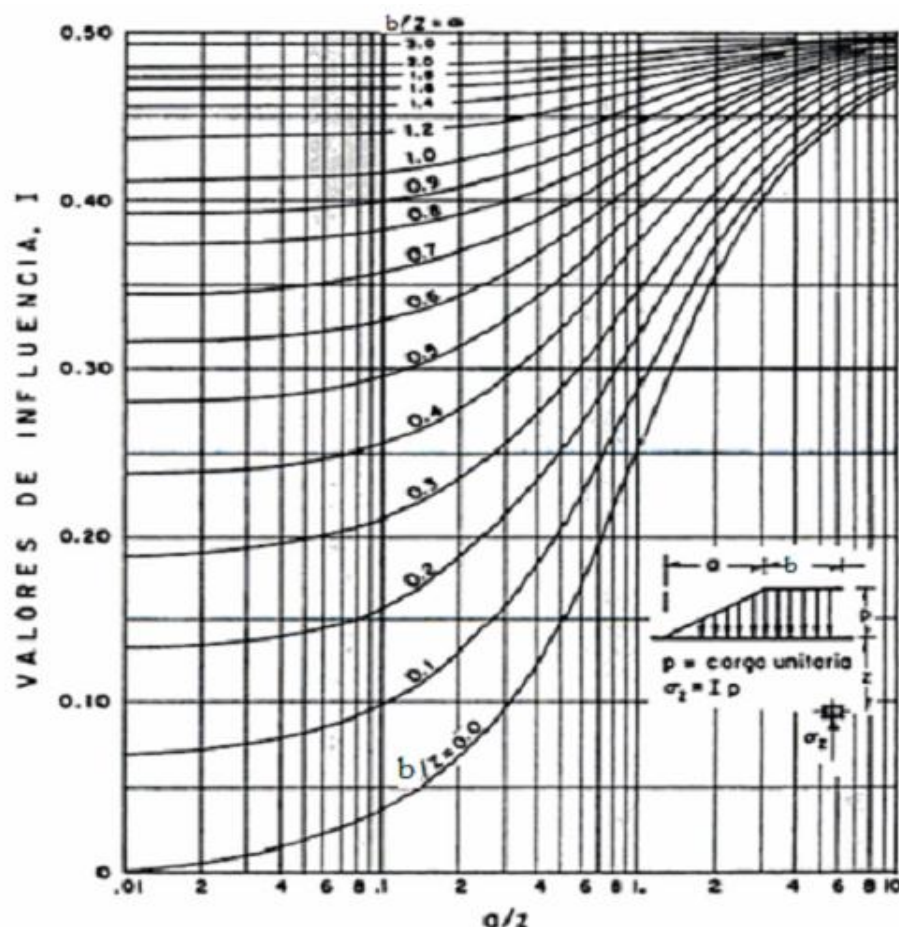


Figura 1. Ábaco de Osterberg (valor del coeficiente de influencia I). Fuente (Bhering, 2011).

En la sección transversal de un terraplén vial se distinguen tres zonas bien definidas, cuyas diferencias radican en el régimen de tensiones a los que están sometidos y por tanto en las exigencias de los materiales, (ver figura 2).

Las zonas distinguibles de un terraplén son descritas a continuación según la norma cubana actualizada:

- Corona: Parte superior del terraplén hasta el nivel de la subrasante, construida con suelos seleccionados de espesor variable, que le sirve de apoyo o cimentación al pavimento y que por su resistencia incide en el comportamiento de tal estructura.



- Núcleo: Parte intermedia de la estructura del terraplén construida con diferentes capas de suelos locales, debidamente colocadas y compactadas, que se apoya sobre el suelo natural o el cimiento del terraplén, cuya función es recibir y resistir los esfuerzos de la coronación.

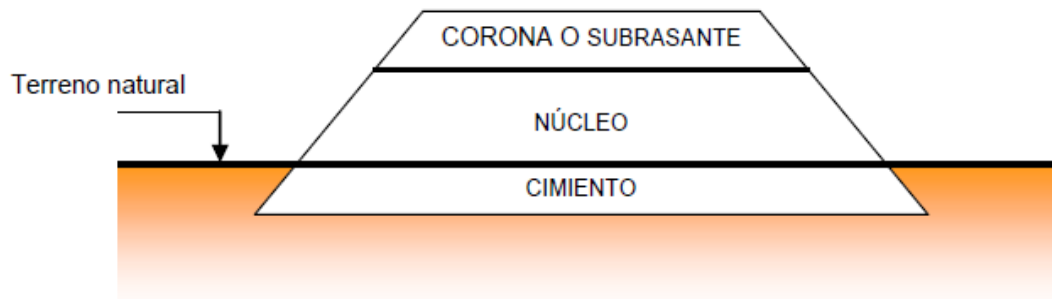


Figura 2. Partes componentes del terraplén en una obra vial. Fuente: (Bowen, 2011).

- Cimiento: Parte inferior o base de un terraplén, cuya función es resistir satisfactoriamente las tensiones de la coronación y del núcleo o levante, que se construye con suelos seleccionados debidamente compactados, cuando el suelo natural no es capaz de soportar satisfactoriamente las tensiones que le impone el terraplén.

De forma general, a continuación se resumen los aspectos fundamentales que deben tenerse en cuenta al diseñar un terraplén (Bowen, 2011), (Espinel, 2011).

- Resistencia: Debe ser buen soporte para el pavimento y las cargas del tráfico. Las tensiones que llegan a la subrasante no pueden superar los esfuerzos permisibles del suelo al nivel de la subrasante, de lo contrario se producen deformaciones permanentes con el deterioro posterior de la estructura.

- Estabilidad: Los aspectos de diseño que en mayor medida condicionan la estabilidad del terraplén son la pendiente de diseño y el grado de compactación en el cual interviene la humedad y la densidad de los materiales. Los taludes también deben ser estables, evitando deslizamientos producto de las cargas o erosiones superficiales excesivas, para lo cual deben analizarse las pendientes más adecuadas. La altura e inclinación de los taludes deben garantizar niveles de seguridad adecuados, establecidos a partir de los análisis geotécnicos de la estabilidad de taludes.

En el análisis de estabilidad del terraplén es necesario considerar tres posibles tipos de fallas: falla de la base, falla del talud y falla por desplazamiento lateral.

Para el caso de rellenos apoyados en suelos poco resistentes los análisis de estabilidad deben considerar la resistencia del suelo de cimentación, donde hay que tener en cuenta los tipos de círculos de rotura que le pueden ocurrir al suelo, dependiendo del tipo de suelo y



de la geometría del talud. Los tipos de círculos de falla más críticos que pueden ocurrir son (León, 2015):

- Círculo superficial del pie: Este tipo de rotura se produce en suelos con alto ángulo de rozamiento interno, fundamentalmente en gravas y arenas o en taludes muy inclinados, (figura 3).

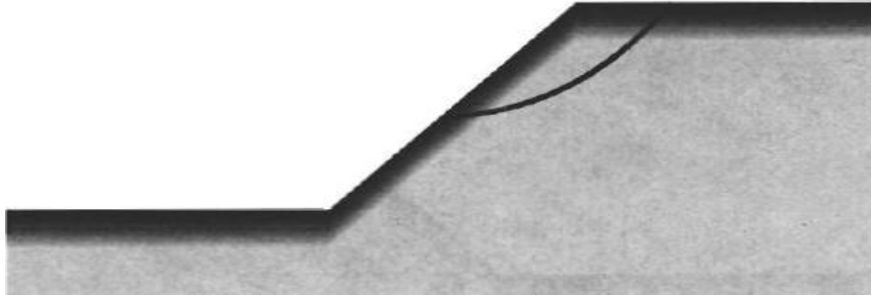


Figura 3. Círculo superficial del pie. Fuente (Braja, 2015).

- Círculo profundo o de punto medio: Este se da en taludes donde los valores de β son bajos o están formados por suelos de bajo rozamiento interno, como arcillas y limos, (figura 4).

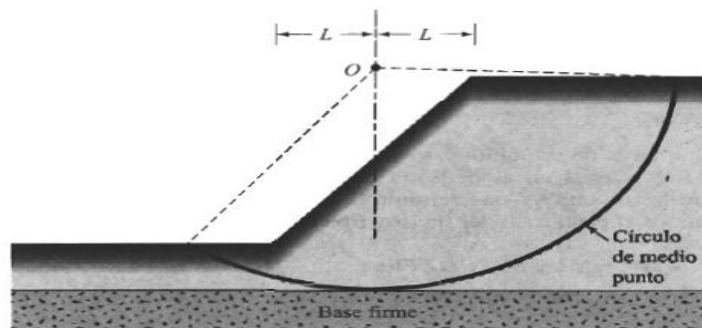


Figura 4. Círculo de falla de medio punto. Fuente (Braja, 2005).

- Círculo profundo de pie: Este se plantea como una situación intermedia entre los dos anteriores, (figura 5).

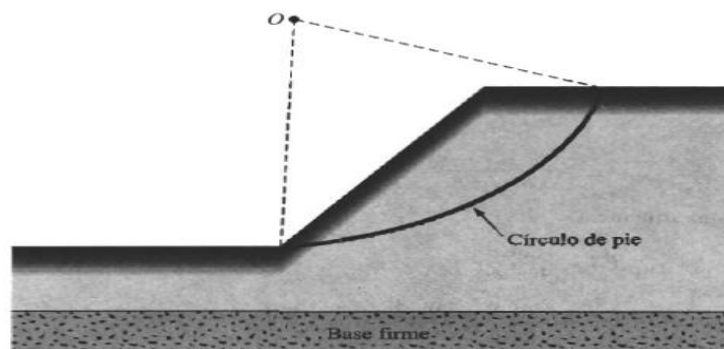


Figura 5. Círculo profundo de pie. Fuente (Braja, 2005).

También debe tenerse en cuenta que todos los taludes superiores a 1.50 metros deben contar con protección superficial preferiblemente por vegetación, estando normalizado en la NC 586: 2011.

- Asentamientos: No se permiten asentamientos en el cuerpo del terraplén porque se transmiten directamente a la superestructura. En el cimiento se admiten ciertos valores de asentamientos.
- Erosión: La presencia de erosión en los terraplenes conduce a problemas de estabilidad en el mismo, por lo que en este tipo de proyecto se evalúa la posibilidad de utilizar capa vegetal para las zonas vulnerables a la erosión.

2. Tipos de Suelos blandos. Fenómeno de Consolidación.

En muchos casos el cimiento, como base del terraplén es apoyado sobre suelos blandos y muy deformables, por ello se dificulta el diseño del mismo debido a que en este tipo de suelos la resistencia al esfuerzo cortante es baja, conduciendo a problemas de estabilidad, la deformabilidad es considerablemente alta, ocasionando grandes asentamientos, y las condiciones de drenaje pueden ser tales que las deformaciones se pueden producir en un período prolongado de tiempo.

Algunos ejemplos de suelos considerados de este tipo son los siguientes (Oteo, 1994):

- Los depósitos aluviales y marinos arcillosos saturados, que pueden llegar a tener consolidación secundaria si la materia orgánica es apreciable.
- Rellenos vertidos en el mar desde tierra, ya que su grado de compacidad es bajo, salvo en el caso de materiales gruesos.
- Los depósitos cuaternarios eólicos tipo limos yesíferos.



2.1 Turba.

La turba es muy común en las zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor. La cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas, (Crespo, 1980). Se caracteriza por su color café oscuro de masa esponjosa, por su poco peso cuando está seca y su gran compresibilidad y porosidad. Debido a estas características provoca problemas de asentamiento y estabilidad en estructuras construidas sobre ella, efectuándose a corto tiempo la consolidación primaria y a largo plazo la secundaria.

Existen dos tipos de turba: la turba amorfa o fluida y la turba fibrosa. De manera general poseen una amplia gama de propiedades físicas como la textura, colores, olores, volumen de agua y densidad, (Granadillo, 2015).

2.2 Limos.

Los limos son suelos que se caracterizan por tener granos finos, con diámetro de partículas entre 0,05 y 0,005 mm, pudiendo ser limo inorgánico o limo orgánico, presentando este último caso características plásticas, permeabilidad muy baja y compresibilidad muy alta. Este tipo de suelo de no encontrarse en estado denso son considerados suelos pobres, inadecuados para soportar cargas, tal es el caso de los limos sueltos y saturados, además de que los asentamientos en este tipo de suelo suelen continuar después de que se realiza una construcción, (Crespo, 1980).

2.3 Arcillas blandas.

Se trata de suelos de alta plasticidad, con una consistencia o resistencia al corte baja, entre 0.2 y 0.4 Kg/cm², con resultados de SPT hasta 4 golpes y una resistencia a cortante lento debido a que presenta bajos valores de ϕ (5-10) y C (20-40). El módulo de deformación oscila entre 30 y 60 MPa.

2.4 Consolidación.

Según (Poliotti & Sierra, 2005), el proceso de la consolidación es un fenómeno que se desarrolla en los suelos, los cuales están compuestos por una fase sólida que forma un esqueleto granular y encierra vacíos, los que pueden estar llenos de gas/aire y otros de líquido/agua, aunque se considera que tanto la masa sólida como el agua son incompresibles. Cuando el suelo es sometido a esfuerzos, estos permiten que experimenten deformaciones, que pueden o no, ser dependientes del tiempo según el tipo de suelo. La relación existente entre el esfuerzo, la deformación y el tiempo va a depender no solo del tipo de suelo sino también de la estratigrafía y la forma en que es cargado.



El estudio de este proceso es de gran importancia debido a que los suelos sufren las deformaciones no siempre instantáneamente ante la aplicación de la carga y es necesario predecir el asentamiento total al que estará expuesto y el tiempo o la velocidad a la que se efectuarán para evitar posibles daños a las construcciones.

Debido a la aplicación de esfuerzos se producen deformaciones y disminución del volumen total de la masa del suelo a causa de la reducción del volumen de vacíos, porque el volumen de los sólidos es constante. Si los vacíos están llenos de agua, al considerar incompresible el fluido, dicha disminución de la relación de vacíos solo es posible si el volumen de líquido disminuye, por lo que debe producirse un flujo de líquido hacia algún estrato permeable (ver figura 6).

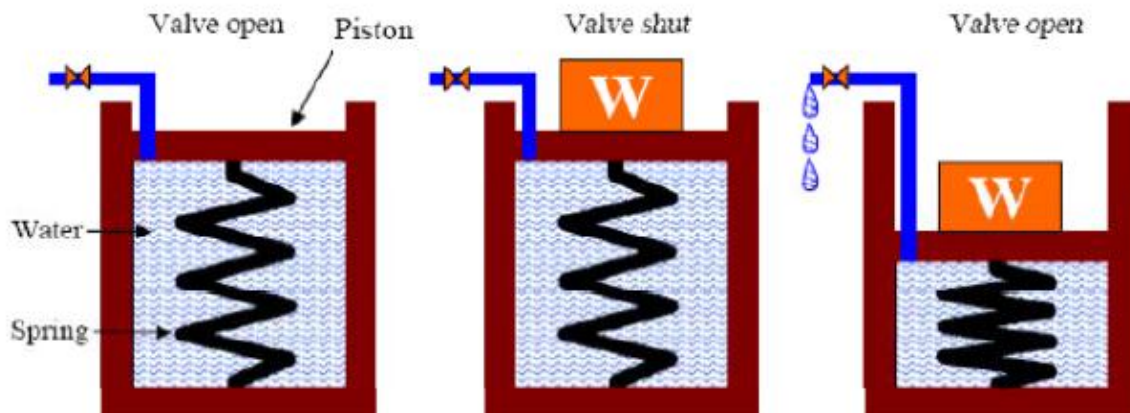


Figura 6. Proceso de la consolidación del suelo. Fuente (Poliotti & Sierra 2005).

Si un suelo saturado se somete a un incremento de esfuerzos totales como resultado de cargas externas aplicadas, se produce un exceso de presión intersticial (presión neutra). Como el agua no resiste el esfuerzo corte, la presión neutra se disipa mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo, (ver figura 7).

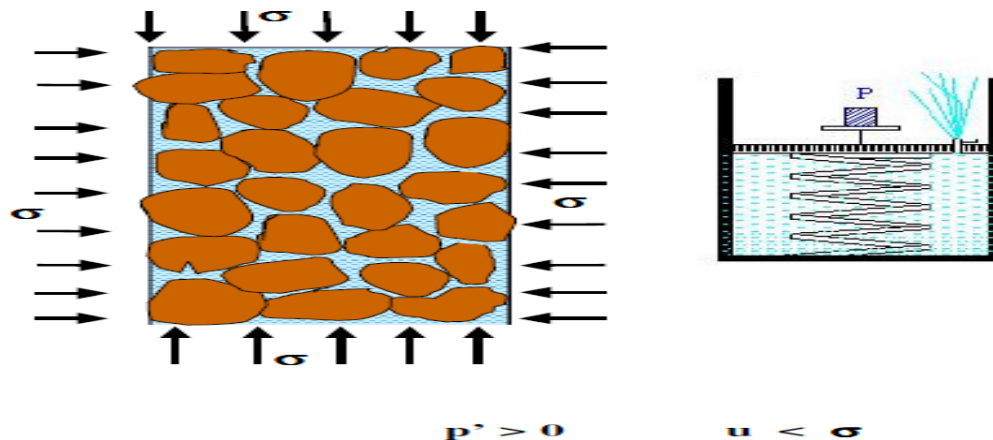


Figura 7. Consolidación del suelo para un determinado tiempo. Fuente (Poliotti & Sierra, 2005).

En la bibliografía consultada varios autores definen este proceso, planteando que el mismo se presenta en suelos compresibles y saturados, produciendo una disminución del volumen total del suelo por la acción de una carga externa y el drenaje del terreno, lo cual dependerá de la permeabilidad del suelo y esta puede ser muy pequeña, por lo que el tiempo necesario para llegar al equilibrio puede ser muy largo (Terzaghi, 1955; Braja, 2001; Crespo, 2004; Juárez & Rico, 2005; Bhering, 201; Granadillo, 2015).

Karl Terzaghi (1925) planteó que existen tres etapas del proceso de consolidación, (ver figura 8):

- 1- Consolidación Instantánea: esta ocurre en suelos no saturados manifestándose como una disminución rápida de volumen por expulsión de aire.
- 2- Consolidación Primaria: es un proceso hidrodinámico que significa la disipación del exceso de presión sobre el hidrostático y su transferencia en esfuerzo efectivo. La expulsión del agua y el reacomodo de las partículas del suelo la llevan a posiciones más estables, produciendo la disminución del volumen, siendo el asentamiento más significativo del proceso de consolidación.
- 3- Consolidación Secundaria: consiste en un proceso de mayor y mejor reacomodo de las partículas del suelo a posiciones más estables, significando la movilidad del agua altamente viscosa, causando un proceso diferido en mayor grado con respecto al tiempo.

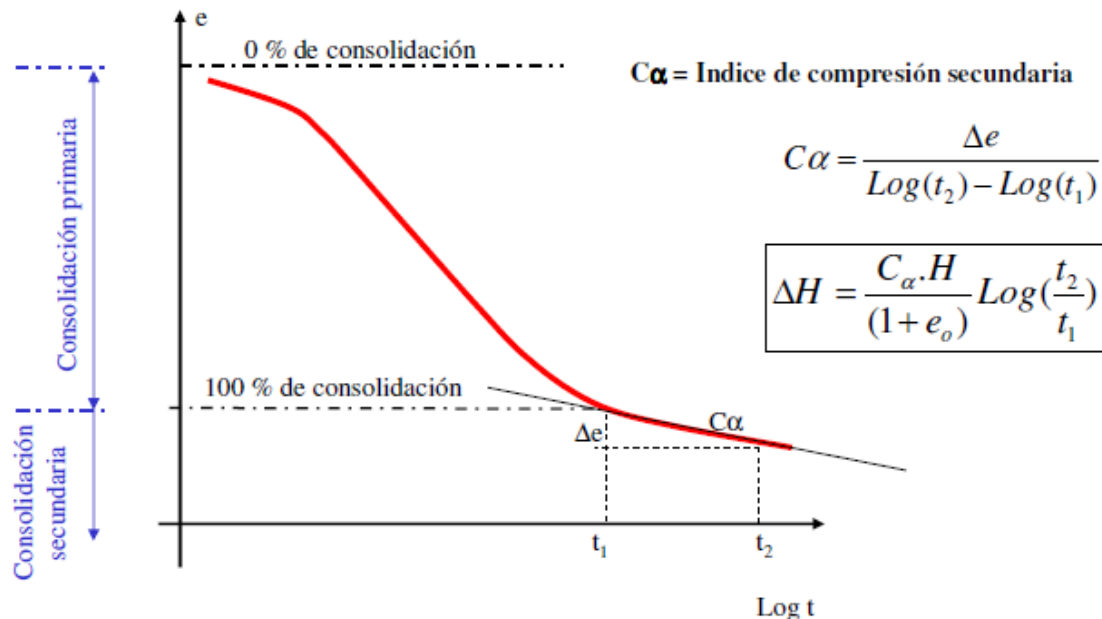


Figura 8. Gráfico tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga. Fuente (Braja, 2001).

El proceso de consolidación tiene dos resultados (Poliotti & Sierra, 2005):

- Reducción del volumen de poros o vacíos, por lo tanto, reducción del volumen total produciéndose un asentamiento.



- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y en consecuencia se incrementa la resistencia del suelo.

3. Ensayos que se le realizan a los suelos.

3.1. Ensayos in situ.

Para la determinación de las características que presenta un suelo se hace necesario, siempre que sea posible, realizar ensayos in situ en las condiciones naturales que se encuentra.

3.1.1. Ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test).

Los ensayos de penetración es una de las pruebas más sencillas que se realizan con el objetivo de conocer la reacción del terreno ante la hincada de un elemento a distintas profundidades. El ensayo SPT es el más extendido de los realizados in situ y se encuentra establecido en la NC 203:2002. El resultado del ensayo es el índice *N*, el cual indica el número de golpes precisos para alcanzar 30 cm de penetración en el suelo.

En caso de alcanzar 50 golpes en la penetración de asientos o en cualquiera de los intervalos se da por finalizado el ensayo, al haberse obtenido el denominado *rechazo* en dicha prueba.

En el Manual de Propiedades y Correlaciones Geotécnicas Requeridos para el Diseño de Obras Civiles, de Bonilla & Delgado (2008), los resultados de este tipo de ensayo se pueden correlacionar con otros parámetros del suelo.

3.1.2. Ensayo de prueba de placa.

Los ensayos de prueba de placa de carga permiten determinar las características de deformación, y a veces las de resistencia de un terreno, (Jiménez, 1980, citado en Rodríguez, 2013). La NC 11: 1998 Geotecnia. Métodos de ensayos de carga sobre placa en suelos, tiene como objetivo estimar la capacidad de carga del suelo y evaluar sus propiedades deformacionales “in situ” (León, 2015).

3.1.3. Ensayo de penetración estática.

Estos ensayos se realizan hincando una punta cónica en el terreno a velocidad reducida, de modo que el registro de datos se produzca de manera continua. Las modalidades más extendidas en España, y en toda Europa, son el llamado cono holandés o (CPT, Cone Penetration Test), normalizado por UNE EN ISO 22476-12, y el piezocono (CPTU).

Este último es una variante que incluye un sensor para la evaluación de la presión intersticial generada durante la hincada, así como la evolución de su disipación cuando ésta se



detiene, lo que permite caracterizar la capacidad drenante del terreno, (Varios Autores, 2004).

3.2. Ensayos de Laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se realizan para definir la naturaleza del terreno y en algunos casos para caracterizar terrenos previamente identificados.

3.2.1 Ensayo de Consolidación.

Con el fin de determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, Terzaghi (1925) sugirió el procedimiento para realizar el ensayo de consolidación y el mismo está normado en nuestro país por la NC 054-135: 1978.

El ensayo de consolidación es llevado a cabo en un consolidómetro, llamado también odómetro y se debe desarrollar en muestras inalteradas de alta calidad porque deben reflejar con la mayor precisión posible las propiedades que presenta el suelo en el campo. También resulta importante conservar la muestra y mantener el contenido de humedad durante su almacenamiento para obtener resultados confiables.

A partir de sus resultados se obtiene el coeficiente de consolidación (C_v), el cual, en condiciones favorables de suelo, posibilita el cálculo del rango de asentamiento de la estructura a escala natural. Los datos de carga y asentamiento obtenidos a partir del ciclo completo de carga y descarga se usan para trazar una relación presión-vacío de la cual se deriva el coeficiente de compresibilidad de volumen (m_v). Este se utiliza para calcular la magnitud de asentamiento de consolidación debajo de cualquier carga dada.

3.2.2 Ensayo de Granulometría.

El ensayo de granulometría es de vital importancia, pues a través del mismo se puede obtener datos de gran interés, como son: el tamaño de partículas del suelo, el porcentaje de suelo que pasa o se retiene en cada tamiz. Lo antes abordado se expone en la NC 20: 1999, la cual establece todo el procedimiento de forma detallada. La granulometría es un dato importante para clasificar el suelo y en muchas ocasiones cuando no se le pueden realizar ensayos mecánicos al mismo, se procuran los datos de tablas, precisamente a partir de la clasificación.

2.3.3 Ensayo de Corte directo.

El parámetro de resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. La forma de rotura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial). El ensayo establecido para determinar este parámetro es determinado



en un laboratorio y se encuentra establecido en la NC 325:2004 Geotecnia. Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo.

3.2.4 Ensayo de Compresión Triaxial.

Este ensayo se encuentra normalizado en la NC 155:2002 y constituye una forma más adaptable de prueba de fuerza cortante; se puede aplicar a suelos como arcillas, limos, turba y rocas débiles. El mismo permite determinar las características de resistencia y deformabilidad de los suelos de un modo preciso.

4. Métodos de mejora de suelos.

Los métodos de mejora de suelos son empleados para modificar las propiedades mecánicas de una cierta masa de suelo, de forma que su resistencia al corte aumente y disminuya su deformabilidad.

Según Jiménez Salas (Salas, 1989), los terrenos granulares deformables o licuables y los terrenos cohesivos blandos y deformables son habitualmente objeto de mejora. Existen casos en el que las condiciones del terreno son difíciles o excepcionales que pueden requerir tratamiento como son (Quiles, 2008): terrenos potencialmente expansivos, terrenos potencialmente colapsables (en particular los suelos loésicos), suelos residuales (lateritas, haloisitas, arcillas alófanas), suelos altamente compresibles (como la turba), suelos duros degradables (pérdida de resistencia en arcillas duras), terrenos kársticos (calizas, dolomías, yesos, terrenos salinos), suelos dispersivos (cuyo problema asociado es la tubificación), arcillas susceptibles (denominadas *quick clays*, que pueden sufrir una gran pérdida de resistencia).

Antes de proceder a mejorar un terreno debe considerarse la posibilidad de retirarlo y sustituirlo por otro de mejores características, siempre y cuando el área a trabajar no sea muy grande, si se dispone de un material de reemplazo y las profundidades no excedan los 5 metros debido al alcance de las máquinas de trabajo. En los casos donde esto no sea posible entonces se recomienda evaluar las posibilidades de aplicar otros métodos, de acuerdo a las características que posee el suelo y a los parámetros que se desean mejorar.

4.1 Métodos de mejora de suelos que contribuyen a que el proceso de consolidación sea acelerado.

Actualmente, en la práctica existen casos en los cuales el tiempo para que se produzca la consolidación del suelo es extenso en relación al tiempo establecido para la construcción de una obra, en estos casos se aplican determinadas técnicas que aceleran el proceso, y además, mejoran las características que presenta el suelo..

Al identificar la necesidad de tratar el terreno para conseguir agilizar el proceso de consolidación y mejorar uno o varios parámetros, debe elegirse el método más adecuado de



entre los existentes y analizar varios aspectos como el tipo de problema que se pretende resolver, tipo de terreno y las condiciones de la obra (plazo, calidad y costo).

Las características del terreno a mejorar definen la idoneidad de uno u otro método, siendo necesario, por tanto, conocerlos para definir el tratamiento más adecuado. Los criterios comúnmente empleados se basan principalmente en el estudio de la granulometría. Sobre este aspecto Mitchell (1981) realizó un amplio resumen de estos métodos en su ponencia del Congreso Internacional celebrado en Estocolmo, (ver figura 9).

Algunos de los métodos más utilizados en el mundo para acelerar el proceso antes mencionado son los que se muestran a continuación.

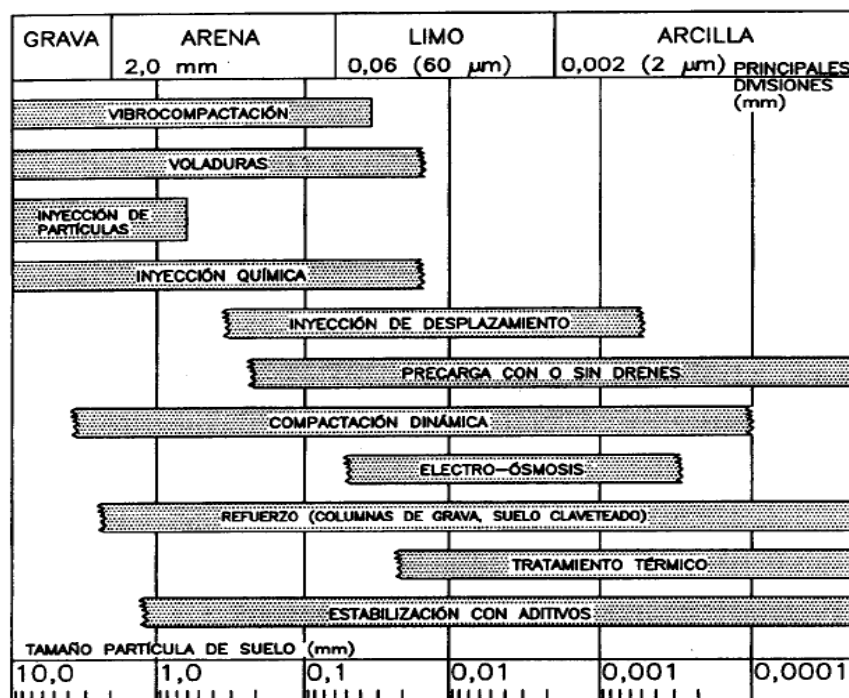


Figura 9. Aplicabilidad de los métodos de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas. Fuente (Mitchell, 1981; adaptado por Bielsa, 1999; citado en Castro, 2008).

4.1.1 Precarga.

Este método consiste en la colocación de una sobrecarga sobre el suelo blando para lograr incrementar la densidad del mismo y reducir los asentamientos que pueden provocar las construcciones una vez ejecutadas. De manera general el método permite consolidar el suelo minimizando los fenómenos de consolidación secundaria, por lo que se disminuye el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad, lo cual se reflejará en un aumento de la resistencia al corte, incremento del módulo de

compresibilidad, resistencia a la penetración y una disminución de los asentamientos después de la construcción, (ver figura 10).

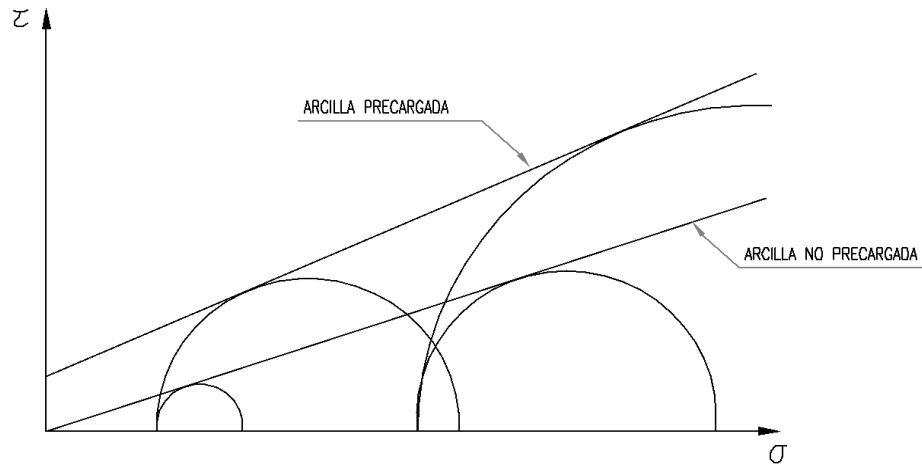


Figura 10. Círculos de Mohr y líneas de resistencia intrínseca para los casos de una arcilla precargada y de una arcilla sin precarga (Bielsa, 1999, citado en Zamora, 2014).

En la figura 11 se muestra, que cuando se utiliza una carga P_s de sobrecarga en combinación con la carga permanente P_1 , ocurre un aumento gradual del asentamiento del suelo en un límite de tiempo menor.

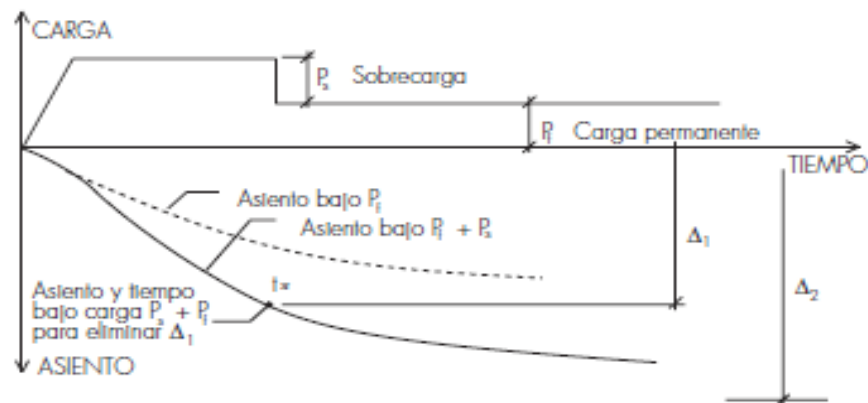


Figura 11. Gráfico explicativo del efecto de la precarga. Fuente (León, 2015).

Al aplicar la carga real se producirán asentamientos debido a la consolidación secundaria que prácticamente es despreciable, aunque hay que tenerlos en cuenta en el caso de suelos orgánicos. La amplitud de la sobrecarga y la duración de su aplicación se determinan mediante los métodos clásicos del cálculo de asentamientos.

En terrenos que presentan baja permeabilidad este efecto se logra requiriendo un tiempo largo, por ello, en ocasiones, se emplean drenes verticales que permiten acelerar la consolidación primaria.

A continuación se muestra el comportamiento del asentamiento con el uso de la técnica de drenes en conjunto con la precarga (León, 2015) (ver figura 12).

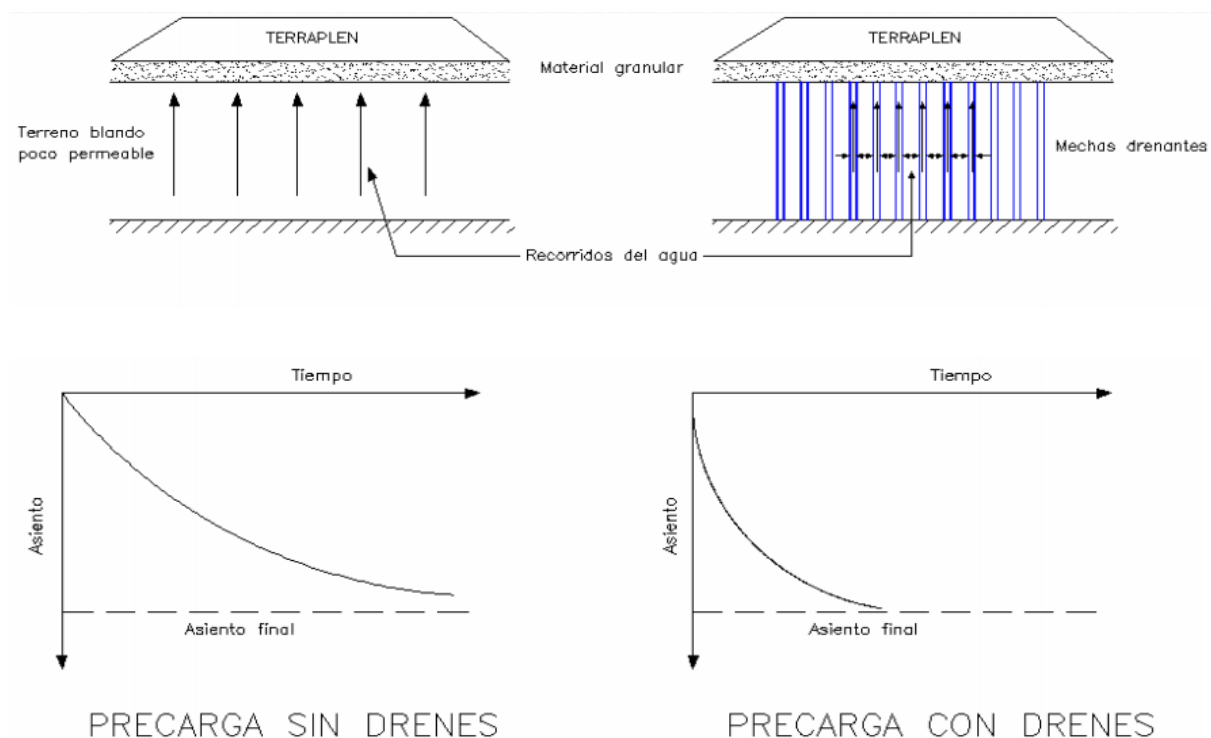


Figura 12. Asentamientos con el uso de precarga sin drenes y con drenes. Fuente: (Peña, 2005).

En la precarga normalmente se construye primero el relleno estructural y encima se coloca el relleno extra, el cual es retirado una vez producido los asentamientos al consolidar el suelo bajo el peso del mismo. La construcción de un terraplén constituye la forma más clásica de realizarlo pero existen otros procedimientos como el depósito de bloques de hormigón o elementos pesados, duna móvil, cargas de agua en recintos estancos y rebajamiento del nivel freático con el cual cada metro de descenso produce una carga equivalente a un relleno de 0,5 m de altura.

La precarga se aplica en suelos compuestos por arcillas blandas, arenas sueltas, limos orgánicos e inorgánicos, turbas, rellenos artificiales, materiales procedentes de dragado, rellenos hidráulicos, desechos industriales y escombros. En el caso de los suelos blandos, la presencia de fracción fina desacelera el proceso de consolidación, debido fundamentalmente a su baja permeabilidad y a su menor coeficiente C_v .

El método presenta ciertas ventajas respecto a otros como son:

- Bajo costo. Se encuentra en el orden del 10 al 20 % del costo de otros métodos (Bielsa, 1999).
- Uso de equipos de movimiento de tierra convencionales.

- Reducción del riesgo de licuefacción para casos donde el suelo sea arena fina saturada de baja densidad relativa.

Una de las limitaciones del método es el tiempo para efectuar la consolidación del suelo, y por tanto, la mejora del terreno, aunque esto puede ser evitado con una buena previsión del diseño antes de ejecutar las obras.

En otros casos la limitante puede ser el material de relleno utilizado como sobrecarga, ya que debe transportarse desde lugares distantes, por lo que los costos de transportación pueden ser muy elevados.

Por lo general la precarga es utilizada en países donde no se disponen de otras tecnologías, como es el caso de Cuba.

4.1.2 Mechass Drenantes.

El uso principal de las mechas drenantes es para acelerar el proceso de consolidación y disminuir en forma significativa el tiempo de asentamientos de los terraplenes sobre suelos blandos. Las mechas tuvieron un desarrollo paralelo al de los drenes de arenas y comenzaron sus aplicaciones en gran escala a partir de la década del 30 en Suecia, pero en la década del 70 su mejor diseño se hizo extensivo por todo el mundo, (De Córdoba, 2003).

En la práctica las mechas se utilizan en suelos que poseen una moderada o alta compresibilidad, con un coeficiente de permeabilidad bajo y totalmente saturado en su estado natural. Tales suelos son los limos, arcillas, limos y arcillas orgánicas, turbas y fangos.

En los suelos blandos saturados, sometidos a cargas o precargas, el agua ha de ser expulsada para ganar la consistencia suficiente que requiere para la construcción de las obras. El agua circularía hacia los extremos permeables del área precargada, lo que puede implicar caminos o recorridos del agua demasiado largos, necesitando de tiempos superiores a los previstos para la realización de la obra.

En casos donde los plazos de espera de las precargas sean demasiado largos según las estimaciones realizadas, se estudia la posibilidad de reducirlos mediante la disposición de mechas drenantes, hincadas a través del terreno blando a consolidar, (ver figura 13).

Estas mechas son drenes prefabricados que se hincan en el terreno y que permiten recoger el agua y conducirla hacia el exterior. Se colocan en filas a tres bolillos formando mallas de 1m a 2m de espaciamiento. Están constituidas por materiales sintéticos que posee un núcleo drenante de polietileno-polyester recubierto por un geotextil de filtro y tiene una sección rectangular de dimensiones típicas de 10 cm de ancho por 3 a 9 mm de espesor. En el mundo existen varios tipos de drenes comerciales los cuales se muestran en la tabla 1, en la figura 14 se muestra la sección de un dren. El suministro de los mismos se realiza en rollos que se ensartan en un mandril, en el extremo de una pluma.





Figura 13. Mechas Drenantes instaladas. Fuente: (De Córdoba, 2003).

Tabla 1. Drenes comerciales.

TIPO DE DREN	Dimensiones aproximadas mm		Materiales (*)	
	Ancho	Espesor	Núcleo	Filtro
Kjellman	100	3.0	CR	CR
Mebra	95	3.2	PE	PT
Geodrain	95	4.0	PE	PT
Alidrain	100	7.0	P	PE
Colbond	300	4.0	P	P
Amerdrain 407	100	3.0	PP	PP

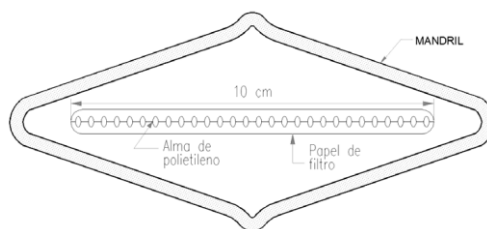


Figura 14. Sección de un dren de plástico y papel de filtro y del mandril (Uriel, 1991, citado en Zamora, 2014).

Después de ejecutada la plataforma granular de trabajo, el dren es hincado en el suelo blando mediante golpeo o por el peso propio del mandril, hasta que el incremento de resistencia indique que se ha atravesado la capa blanda. La mecha es cortada a unos 30cm

sobre la plataforma para que el extremo quede dentro de la capa granular drenante que sirve de conexión entre los drenes para evacuar el agua fuera de la ocupación del relleno. Habitualmente la plataforma se hace de arena con espesores de 0.60 a 1.0 m, y como alternativa en caso de utilizarse gravas puede ser de 0.15 m si se utilizan filtros de protección.

Para el adecuado diseño de la instalación de mechas drenantes con fines de consolidación, se requiere el conocimiento cabal de los suelos de cimentación, su extensión y sus propiedades geomecánicas.

Según (Bielsa, 1999, citado en Zamora, 2014), las ventajas que presenta este método son las siguientes:

- Bajo costo.
- Mayor capacidad de descarga del agua.
- Instalación rápida.
- Equipos ligeros y sencillos.
- Proceso mecanizado con supervisión elemental.
- Continuidad del dren asegurada.
- Calidad constante y garantizada.
- Limpieza del emplazamiento.
- Alteración mínima del terreno.
- Transporte y acopio insignificante.

Como elementos no tan favorables podemos citar de este método, la disponibilidad del suministro de los drenes, así como, la necesidad de personal calificado y experimentado para efectuar el diseño.

4.1.3 Columnas de Grava.

Las columnas de grava tuvieron sus inicios en Francia en la década de 1830. Su origen más conocido proviene de Alemania, cuando la compañía Johan Keller comenzó a realizar tratamientos de vibrocompactación, basado en la densificación de arenas sueltas mediante dispositivos especiales de vibración, los cuales se introducen en el terreno. Tiempo más tarde, con el desarrollo del método surgen diferentes procedimientos de trabajo en función del tipo de terreno a mejorar y las condiciones del nivel freático. Así surgieron las denominaciones adicionales a la vibrocompactación, tales como vibrodesplazamiento y vibrosustitución.

El vibrodesplazamiento y la vibrosustitución constituyen las dos técnicas habituales para ejecutar columnas de grava. Estas también se denominan vía seca o vía húmeda respectivamente. Con el vibrodesplazamiento no se elimina nada de suelo, sino que se desplaza lateralmente con inclusión de grava para obtener la correspondiente densificación



y con la vibrosustitución se elimina ciertas cantidades de material para ser sustituido por grava, que supone la creación de unos drenes verticales que aumentan la permeabilidad del terreno adyacente, produciéndose el drenaje del mismo y el consiguiente aumento de su resistencia, (Castro, 2008).

En ambos métodos un vibrador cilíndrico, que puede ser eléctrico o hidráulico, penetra en el suelo comprimido, formando una perforación que posteriormente se rellena con grava compactada por el vibrador. La diferencia entre la vía seca y la húmeda, como su propio nombre lo indica, es el empleo de agua o aire para facilitar la penetración del vibrador.

Características generales de las columnas de grava, (Cimentada, 2009):

- El modo de operar también es ubicándolas en forma de mallas, generalmente triangulares, con separaciones de 1,5 a 3,5 metros.
- El rango de diámetros es de 0,5 a 1,2 metros utilizándose más común el de 0,7 a 0,8 m para la vía seca, pero los diámetros conseguidos con la vía húmeda son siempre mayores que los conseguidos por vía seca.
- Las profundidades habituales están entre 6 y 10 m, aunque puede llegar hasta 30 m, lo que las hace especialmente interesantes en comparación con otros métodos pero hasta esa profundidad no suele ser rentable salvo casos excepcionales.
- Las columnas pueden ser llevadas hasta una capa rígida o se pueden dejar como elementos flotantes que trabajan por rozamiento, (ver figura 15).

Las fases constructivas utilizando cualquiera de las dos vías son muy similares. A continuación se muestra el procedimiento de manera general, (Cimentada, 2009):

- El vibrador penetra en el terreno con la ayuda del aire comprimido o el agua.
- Posteriormente se procede al ensanchamiento del agujero debido al flujo del agua, no ocurriendo así en el vibrodesplazamiento (vía seca).
- Después de alcanzada la profundidad deseada se realiza el aporte de la grava en tongadas de unos 50 cm. Este aporte puede realizarse desde la superficie o por la punta del vibrador.
- La grava aportada es compactada por la vibración, la cual hace que esta penetre en las paredes del terreno natural. La finalización de cada tongada viene indicada por la resistencia a bajar del vibrador, medida por la intensidad aplicada al vibrador, que representa el consumo de energía.

La vibrosustitución conocido como vibroflotación por vía húmeda es un procedimiento para casos de suelos blandos cohesivos, donde las paredes laterales del hueco creado por el vibrador no resulten autoestables, o en el caso de que el nivel freático se encuentre alto y sea preciso penetrar bajo él. Con este procedimiento el vibrador penetra en el suelo por efecto de su propio peso y la vibración, ayudado por unas lanzas de agua que se encuentran en la punta y en la parte superior del equipo. El flujo continuo de agua facilita el mantenimiento de la estabilidad del hueco, (Cimentada, 2009). La figura 16 muestra el procedimiento.



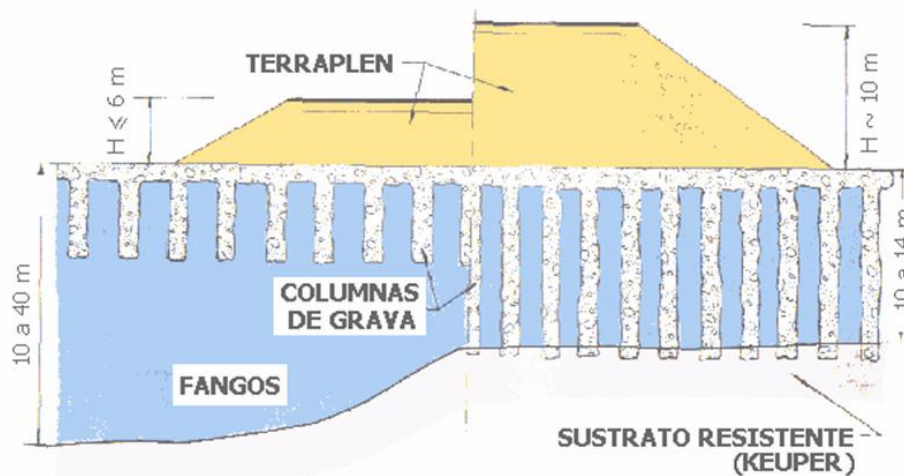


Figura 15. Esquema de empleo de columnas de grava. Fuente: (CEDEX, 2006, citado en León, 2015).

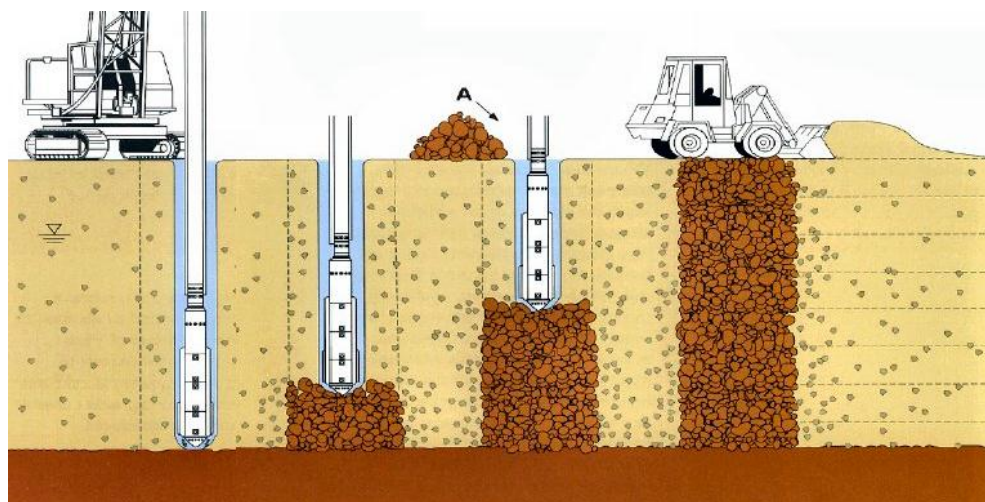


Figura 16. Esquema de construcción por vía húmeda. Fuente: (Raju et al., 2004, citado en Cimentada, 2009).

Al alcanzar la profundidad deseada se sube y se baja el vibrador unas cuantas veces inyectando al mismo tiempo con las lanzas de agua., lo que permite agrandar el agujero. En caso de existir suelos orgánicos es necesario repetir más veces el proceso para asegurar su eliminación. Después de quedar limpio el agujero se procede a rellenarlo con la grava. El proceso se lleva a cabo por tramos de 30 a 120 cm. Las lanzas de agua de la punta del vibrador se cierran y las laterales se mantienen funcionando, se eleva el vibrador a la altura del tramo prefijado y en entonces es vertida la grava en el hueco desde la superficie. La

vibración del equipo es lo que provoca que la grava penetre en el terreno natural de los lados de la perforación. Si el suelo tiende a colapsar por inestabilidad de las paredes, el flujo del agua y el movimiento de la grava remueven el material fino y permiten a la grava expandirse hasta alcanzar el equilibrio. Con la penetración repetida del vibrador en la grava depositada se logra densificarla.

En casos donde el suelo blando aflora en superficie o cuando el nivel freático se encuentra muy alto, se prepara previamente una plataforma de trabajo que facilite las operaciones. Para obtenerla se extiende una capa de material granular entre 60 y 100 cm de espesor. Esta capa sirve también como refuerzo lateral de las columnas en su parte superior, reparte las tensiones de la obra a construir sobre el suelo reforzado con columnas y cumple función de manto drenante. En casos donde no sea necesario crear una plataforma para trabajar, esta será construida al final de ejecutar las columnas.

El vibrodesplazamiento conocido como vibroflotación por vía seca es empleado cuando los suelos a tratar son estables y el nivel freático es suficientemente bajo. Se considera que la vía seca es más cuidadosa con respecto al medio ambiente, es más limpia en obra y no requiere un uso elevado de agua, aunque en terrenos duros si se hace necesario la presencia de agua para la perforación del suelo o una gran potencia en el vibrador.

Al no emplear las lanzas de agua es preciso que el hueco abierto con el vibrador sea autoestable, la resistencia al corte sin drenaje del suelo natural esté entre 30 y 60 kPa y el nivel freático se encuentre profundo, por debajo de la máxima profundidad del tratamiento.

Su ejecución comienza penetrando el vibrador en el terreno, desplazándolo lateralmente por el efecto de la vibración y de su peso propio. Conjuntamente con la penetración se puede inyectar aire por la punta del vibrador, lo que ayuda a compensar la succión generada por el vibrador en su movimiento ascendente, el cual tiende a provocar inestabilidad en las paredes de la perforación, y con esto se puede mantener estable el agujero. Al alcanzar la profundidad deseada se extrae el vibrador y se realiza un primer relleno de grava (ver figura 17). Se introduce nuevamente el vibrador y se compacta la grava producto a la vibración. El proceso es repetido hasta completar la columna, (Cimentada, 2009).

Como norma general, el tamaño de árido empleado en las columnas es de 20/60 mm, aunque en algunos casos de alimentación por fondo, el diámetro del tubo requiere un tamaño de grava inferior, pudiendo ser 15/45 mm. Barksdale y Bachus (1983) recomiendan emplear áridos limpios, sin componentes orgánicos o deteriorables, definen cuatro posibles granulometrías para el material susceptible de ser usado, y en todas ellas se recomienda que el desgaste en el ensayo Los Ángeles sea inferior al 45%. A título orientativo, dado que no existe norma alguna que lo especifique, Santiago (2006) aconseja para la construcción de columnas de grava por vía seca el uso de grava que puede ser rodada o de machaqueo, pero en ambos casos exenta de finos. Los áridos serán no friables, con un desgaste en el Ensayo de Los Ángeles inferior al 30 ó 35% (Cimentada, 2009).



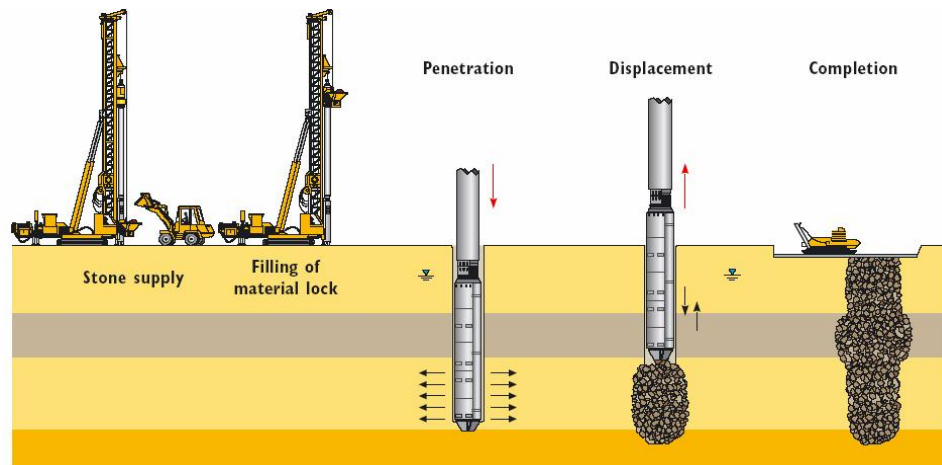


Figura 17. Esquema de construcción por vía seca (Raju et al., 2004, citado en Cimentada, 2009).

El equipo para realizar la vibrosustitución y la vibroflotación es el mismo y está compuesto de un vibrador metálico suspendido de una grúa con las siguientes características:

- Masa excéntrica de giro vertical
- Aletas
- Tubos de prolongación
- Aislador
- Toberas de agua (Punta y laterales)
- Diámetro: 35 - 45 cm.
- Longitud: 2 - 4,5 m
- Peso: 2 - 4 t
- Potencia: 35 - 100 - 160 Kw
- Impacto lateral: 10 - 30 t
- Frecuencia: 1800-3000 rpm
- Amplitud: 7-15 mm.

Este tratamiento de manera general posee varias ventajas las cuales se exponen a continuación, (Granadillo, 2015):

- Reducir los asientos totales y diferenciales.
- Acelerar el proceso de consolidación actuando como potentes drenajes verticales.
- Aumentar la capacidad portante del suelo.
- Aumentar la estabilidad frente a deslizamientos.
- Reducir la posibilidad de licuefacción del suelo.

4.1.4 Geosintéticos.

Estos son materiales de deformabilidad apreciable, fabricados a base de materiales sintéticos, que poseen cualidades suficientes para proporcionar una mejora sustancial en una o varias propiedades que se requieran en las obras de ingeniería y geotecnia. Actualmente existen varios tipos de Geosintéticos, clasificados según el método de manufactura. A continuación se describen algunas de estas clasificaciones, (Bathurst, 2004):

- Geotextiles: Constituyen mantas flexibles y permeables de fibras tejidas o no tejidas. Son usados en aplicaciones de separación, filtración, drenaje, refuerzo y control de erosión.
- Geomallas: Poseen una apariencia de malla. Su principal aplicación es el refuerzo de los suelos, aunque también se utiliza en la conformación de terraplenes, construcción de estructuras de contención, revestimientos, etc.
- Geomembranas: Láminas continuas y flexibles elaboradas de uno o más materiales sintéticos. Son relativamente impermeables y se utilizan como revestimientos de contenedores de fluidos, gases y como barreras de vapor.
- Georedes: Son materiales tipo malla, formados por dos conjuntos de hebras poliméricas gruesas y paralelas interactuando en un ángulo constante. La malla forma una manta con cierta porosidad que es usada para llevar relativamente grandes cantidades de fluido o gases internamente.
- Geocompuestos: Son elaborados de una combinación de dos o más tipos de geosintéticos como geotextil-geored, geotextil-geomalla o geored-geomembrana.

Los geosintéticos desempeñan varias funciones, las principales son las siguientes, (Lima & Orta, 2009):

- Separador, debido a que impiden la contaminación de los agregados seleccionados con el suelo natural.
- Filtración, porque permite el paso del agua a través de los poros, impidiendo que las partículas sólidas traspasen el Geosintético.
- Refuerzo, ya que el suelo tiene baja resistencia a la tensión y el Geosintético absorbe los esfuerzos de tensión.
- Drenaje, porque actúan como drenes para conducir el flujo a través de suelos menos permeables.

De la misma forma que un dren, un Geosintético puede ser especificado para atender requisitos hidráulicos que permita el flujo libre de fluidos o gases por medio del mismo o que atraviesen su plano. Estos pueden proveer soluciones eficientes en términos de costos para casos de filtración y drenaje, siendo los Geocompuestos y los Geotextiles los tipos utilizados para desempeñar estas dos funciones, (ver figura 18).





Figura 18. Geotextil cumpliendo función de separación y drenaje. Fuente: (Lima & Orta, 2009).

Los Geotextiles y las Geomallas son los materiales más comúnmente utilizados de forma eficaz en el refuerzo de vías no pavimentadas y plataformas de trabajo en suelos blandos. Estos materiales pueden ser utilizados para aumentar la capacidad resistente del terreno bajo los cimientos de los terraplenes o en el interior de los mismos. El reparto de las cargas que con ellos se consigue puede reducir los asentos o al menos hacerlos algo más regular. En terraplenes el empleo de los mismos puede reducir los costos ante otras técnicas de construcción. Si la fundación es de baja capacidad portante y no ofrece un factor de seguridad adecuado, es imposible la construcción de terraplenes altos, debido a que el geotextil absorbe esfuerzos de tensión se mejora considerablemente la capacidad portante del terreno, permitiendo así la construcción del terraplén.

4.1.5 Pilotes

El tratamiento se basa en ejecutar una malla de pilotes bajo el relleno. Normalmente son prefabricados y se hincan hasta alcanzar materiales con suficiente capacidad portante. Los pilotes deben tener una placa o encepado en la cabeza que permita la apropiada distribución del peso del relleno, (figura 19).

La longitud de los pilotes depende lógicamente del espesor de la capa blanda y debe contarse con que sea necesario perforar 2 ó 3 metros extra para alcanzar el rechazo. Los diámetros oscilan entre 200mm y 400mm y, como puede suponerse, a mayor diámetro, es posible emplear un mayor espaciamiento de la malla, por lo que el diseño final responde también a la idoneidad en los precios, (Nieto et.al, 2004).



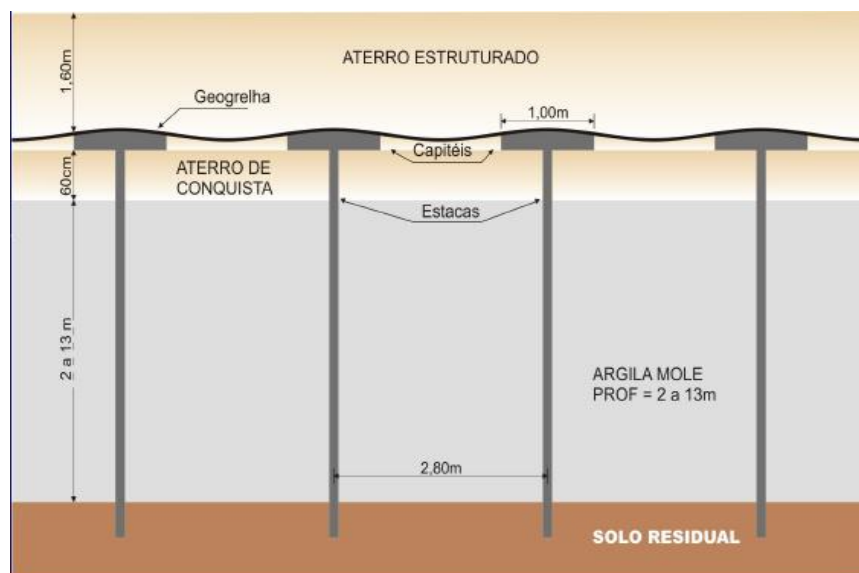


Figura 19. Pilotes hincados bajo rellenos. Fuente (Nieto et.al, 2004).

4.4.5 Métodos aplicados en Cuba

En Cuba, por ser un país con limitadas condiciones económicas, es difícil acceder a las tecnologías más avanzadas para mejorar las condiciones geomecánicas del suelo. Por esa razón es preciso adoptar soluciones ingenieriles que permitan el uso seguro de esos suelos, siendo la precarga un método práctico que se ajusta a las actuales condiciones, ejemplo de ello lo constituyen los resultados obtenidos en las obras de Marina Gaviota en Punta Hicacos, Varadero (ver figura 20), al respecto recomendamos que en las inversiones futuras donde exista presencia de suelos altamente compresibles se efectúe la evaluación, estudio y aplicación de la precarga combinándola con algunos de los métodos explicados anteriormente, buscando obtener resultados y parámetros satisfactorios del suelo en el menor tiempo posible, ya que en ocasiones el tiempo de espera antes de proceder a la construcción de una estructura o instalación es extremadamente largo para los ritmos actuales de trabajo.





Figura 20. Método de Precarga en Marina Gaviota Fase III, Varadero. Fuente: (Granadillo, 2015).

Conclusiones.

La consolidación de los suelos es un proceso que debe ser bien analizado y tratado para evitar posibles daños a las estructuras después de ejecutadas, los suelos blandos representan un problema para las obras ingenieriles, no solo en el proceso de construcción sino también a lo largo de su vida útil, debido a los asentamientos que en ellos se generan y sus posibles fallas, los métodos expuestos de mejora de suelos contribuyen a acelerar el proceso de consolidación.

En la bibliografía consultada se aprecia que en la actualidad el tema de la construcción de terraplenes sobre suelos blandos es ampliamente tratado, demostrando su uso ascendente en muchos países del mundo, no ocurriendo así en nuestro país, donde se evidencia la aplicación como método de mejora casi exclusivamente de la precarga, solo se aprecian especificaciones técnicas generales para la construcción de estas obras, en la norma cubana vigente no se precisan los procedimientos a emplear ni las tecnologías de mejora del suelo para estos casos.

La precarga es un método factible de aplicar en Cuba porque se ajusta a las actuales condiciones económicas, este método puede ser una solución viable cuando el terreno tiene una capacidad portante insuficiente y las cargas de las futuras construcciones son ligeras y uniformes, en la literatura se expresa claramente que la precarga debe ser combinada con técnicas que aceleren la salida del agua del suelo como son las mechas drenantes, las columnas de grava, y los geosintéticos, a pesar de que en la actualidad no se disponen de tecnologías modernas de mejora de suelo, es necesario comenzar a estudiar y aplicar el conocimiento de las mismas para acelerar su introducción y utilización cuando sea posible.



Bibliografía

- Almeida G.C.A, (2014), *Uso de bloques de poliestireno expandido en terraplenes*. Trabajo de Diploma previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingenierías, Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad Central del Ecuador.
- Alonso J.A, (2014), *Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava*. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, Universidad Politécnica de Madrid, España. Disponible en: [http://oa.upm.es/26409/1/Jose Alonso Pollan.pdf](http://oa.upm.es/26409/1/Jose_Alonso_Pollan.pdf).
- Bathurst R.J, (2004), *Folletos educativos sobre Geosintéticos y sus aplicaciones*. Disponible en: www.geosyntheticssociety.org.
- Bhering C.M.D, (2011), *Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de suape, Regiao Metropolitana do Recife*. Projeto de Graduação apresentado no Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.
- Bonilla Y.S & Delgado DM, (2008), *Manual de propiedades y correlaciones geotécnicas requerido para el diseño de obras civiles*. Facultad de Construcciones, Universidad Central "Marta Abreu de las Villas".
- Bowen W.G.G, (2011), *Método racional para la evaluación de subrasante de pavimento flexible*. Tesis de Maestría en Construcción de Obras Viales, Centro de Estudios de Postgrado, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador.
- Campos J.R, (2005), *Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de Suelos II CIV-219*. Trabajo dirigido a optar por el diploma académico de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias y Tecnologías. Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.
- Carreiro M.P, (2007), *Sobre la Respuesta Estática de Suelos Finos Blandos Bajo Diques Verticales*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España. Disponible en: <http://oa.upm.es/815/1/ManuelaCarreiro.pdf>.
- Castro J.G, (2008), *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Tesis Doctoral. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria. Disponible en: <http://www.urielyasociados.es/img/formacion/ponencia3.pdf>.
- Cimentada A.I.H, (2009), *Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava*. Tesis Doctoral. Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales. Universidad de Cantabria, Santander. Disponible en: <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/10605/2de6.ACHcap2.pdf?>
- Cordo O.V, Girardi PM, González CGA, *Diseño de terraplenes sobre suelos turbosos y propuestas para su construcción*. Disponible en: <http://www.coripa.com.ar/download.php?t=subseccion.php?id=28&fi=admin/articulos/789.pdf>.



- Crespo C.V, (2004), *Mecánica de suelos y Cimentaciones* (Quinta ed.), Mexico-Limusa S.A de C.V, ISBN: 968-18-6489-1.
- Das BM, (2001), *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, California State University, Sacramento, ed. (1999), ISBN: 9706860614.
- DNER-PRO 381/98, *Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias*. Norma rodoviária, Río de Janeiro.
- Granadillo A.P, (2015), *Aplicación del método de la precarga para la consolidación de suelos en la Marina Gaviota Fase III*. Trabajo de Diploma en Ingeniería Civil, Universidad de Matanzas Camilo Cienfuegos.
- Juárez E.B & Rico AR, (2005), *Mecánica de Suelos Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Editorial Mexico-Limusa S.A. de C.V, ISBN:968-18-0069-9
- León H.A, (2015), *Diseño geotécnico de explanadas*. Trabajo de Maestría en Vías de Comunicación Terrestre. Departamento de Ingeniería Civil. Santa Clara, Universidad Central "Marta Abreu de las Villas".
- Lima R.R & Orta A.A.P, (2009), *Tecnologías constructivas para la estabilización de laderas y de taludes de las vías terrestres. Experiencias y factibilidad de su empleo en Cuba*. Universidad Central "Marta Abreu de las Villas.
- Marangon M. (2012), *Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra*, unidade 2, Rio de Janeiro, Brazil.
- NC 054-135:1978 Suelos. *Ensayo de Consolidación*. (1978). Ciudad de la Habana.
- NC en elaboración XX: 2011. Carreteras. *Código de Buenas Prácticas para la Construcción de Terraplenes* (2011).
- NC en elaboración XX: 2014 Geotecnia. *Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales* (2014).
- Nieto J.C et.al, (2004), *Los suelos blandos en obras de tierras*. Disponible en: <http://www.eptisa.com/descargas/articulos/ArticuloTierra&TecnologiaSuelosBlandos-20081107.pdf>.
- Ortuño L.A, (2003), " Vibroflotación. Columnas de Grava". *Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación*. Asociado ETSICCP.UPM, Madrid, España. Disponible en: <http://www.urielyasociados.es/img/formacion/ponencia3.pdf>.
- Oteo C.M, (1994), "Problemas de Ejecución de Terraplenes de Autovía sobre Subsuelo de Elevada Deformabilidad". *Curso sobre Estructuras de Tierra*, (CEDEX, M.O.P.T.M.A), España.
- Poliotti M & Sierra P, (2005), *Consolidación Unidimensional de suelos*. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional del Rosario.
- Terzaghi K, (1968), *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Editorial ATENEO s.a Barcelona-Buenos Aires-Caracas-Lima-México-Rio de Janeiro.
- Varios Autores, (2004), *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras*. Madrid, España. Disponible en: <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/63A5CC1B-E7B9-4638-AE45-8BA22A580223/69188/0710401.pdf>.
- Zamora J.P.B, (2014), *Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes*. Trabajo de Diploma para optar por el título de Ingeniería Civil. Facultad de Ciencias e Ingenierías. Pontificia Universidad Católica del Perú.

