

*Universidad de Matanzas
Facultad de Ciencias Técnicas*



**ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LA
PRECARGA EN LOS SUELOS DE LA MARINA GAVIOTA FASE I Y
FASE III.**

Trabajo de Diploma en Ingeniería Civil

Autor: Anelis Arencibia Hernández

Tutor(es): Ing. Isnoel Lobet Rodríguez

Ing. Celia Ávila Restoy

Matanzas, 2018

DEDICATORIA

A mi abuelo Danilo, por ser la guía que me condujo este momento.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres y familia por impulsarme a cumplir mis sueños.

A mis compañeros de aula, especialmente Libeisy, Nilda, Wilma y César por hacer de esta experiencia, algo inolvidable.

A mis tutores Isnoel y Celia por su apoyo y dedicación durante la realización de este trabajo.

A todas aquellas personas que de una forma u otra contribuyeron a que este momento fuera posible.

DECLARACIÓN DE AUTORIDAD

Yo, Anelis Arencibia Hernández, declaro que soy la única autora de este trabajo de diploma y, en calidad de tal, autorizo a la Universidad de Matanzas a darle el uso que estime más conveniente.

NOTA DE ACEPTACIÓN

Miembros del Tribunal:

Presidente

Secretario

Vocal

RESUMEN

La península de Hicacos se caracteriza por la presencia de suelos turbosos de baja resistencia, que dificultan el diseño y ejecución de las cimentaciones de numerosos proyectos turísticos desarrollados en la zona. Esto hace necesario la aplicación de soluciones constructivas que eleven la resistencia y las propiedades mecánicas del suelo, tal es el caso del método de la precarga, el cual se adapta perfectamente a las condiciones económicas del país. A pesar de ser este, el método más empleado en Cuba para la consolidación de suelos blandos, no existe un documento normativo que rijas su diseño, generando incertidumbres en cuanto a los resultados a largo plazo. El presente trabajo de diploma tiene como objetivo fundamental realizar un análisis cualitativo de la aplicación del método de la precarga en los suelos de la Marina Gaviota Varadero. Para el desarrollo de esta investigación se emplearon diferentes técnicas dentro de las que se encontraron: consultas a Internet y bibliográficas, así como observación y medición, las cuales permitieron la elaboración de la fundamentación teórica del tema de estudio. Los principales resultados de este trabajo se resumen en un análisis de las principales etapas por las que atravesó el proceso de precarga que permita su evaluación cualitativa.

Palabras claves: Precarga; consolidación; suelos blandos; deformaciones.

ABSTRACT

The Hicacos peninsula is characterized by the presence of turbulent, low-resistance soils that hinder the design and execution of the foundations of numerous tourism projects developed in the area. This makes necessary the application of constructive solutions that increase the resistance and the mechanical properties of the soil, such is the case of the pre-load method, which adapts perfectly to the economic conditions of the country. In spite of being this, the method most used in Cuba for the consolidation of soft soils, there is no normative document that governs its design, generating uncertainties in terms of long-term results. The main purpose of this diploma work is to perform a qualitative analysis of the application of the preload method in the floors of the Marina Gaviota Varadero. For the development of this research, different techniques were used, among which were: Internet and bibliographic consultations, as well as observation and measurement, which allowed the elaboration of the theoretical foundation of the study topic. The main results of this work are summarized in an analysis of the main stages through which the preload process went through to allow its qualitative evaluation.

Keywords: Preload; consolidation; soft soils; deformations.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	1
Capítulo 1 Marco Teórico Referencial	6
1.1 Consolidación de suelos.....	6
1.1.1 Fases de la Consolidación.....	6
1.1.2 Consolidación Secundaria.....	7
1.1.3 Ensayos de consolidación	9
1.1.4 Coeficiente de Consolidación	9
1.1.5 Módulo de deformación.....	10
1.1.6 Tiempos de Consolidación.....	10
1.2 Generalidades para la determinación de las deformaciones	11
1.2.1 Deformaciones	11
1.2.2 Asentamientos.....	12
1.2.3 Métodos para determinar las deformaciones	14
1.2.4 Consideraciones para el uso de los distintos modelos para el cálculo de las deformaciones en suelos débiles.....	20
1.3 La Precarga como método de mejoramiento de suelos.....	20
1.3.1 Descripción teórica	21
1.3.2 Consideraciones generales sobre el empleo de la precarga en Cuba.....	25
1.3.3 Ventajas y desventajas del empleo del Método de la Precarga	30
Conclusiones Parciales del Capitulo.....	32
Capítulo 2 Procedimiento para el Análisis Cualitativo de la Aplicación del Método de Precarga.....	33
2.1 Descripción gráfica del procedimiento	33
2.2 ETAPA 1: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos.....	33
2.3 ETAPA 2: Proyecto Técnico Ejecutivo de la Precarga.	36
2.4 ETAPA 3: Soluciones constructivas.....	37
2.5 ETAPA 4: Comportamiento del suelo durante la etapa de explotación.	37
2.5.1 Inspección técnica visual en el campo	37
2.5.2 Mediciones en el terreno.....	37
2.5.3 Procesamiento y análisis de las mediciones.....	38
2.6 Evaluación Cualitativa.....	38
Conclusiones Parciales del Capitulo.....	39
Capítulo 3 Análisis Cualitativo de la Aplicación del Método de la Precarga en la Marina Gaviota Fase I y Fase III.....	40
3.1 Aplicación del procedimiento propuesto para el caso de estudio.	40
3.1.1 ETAPA 1: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos..	41
3.1.3 ETAPA 2: Proyecto Técnico Ejecutivo de la Precarga.	46
3.1.3 ETAPA 3: Soluciones Constructivas.....	54
3.1.5 Evaluación Cualitativa.....	73
Conclusiones Parciales del Capitulo.....	76
Conclusiones	77
Recomendaciones	78

Referencias Bibliográficas	79
Anexos	81

INTRODUCCIÓN

La Marina Gaviota constituye una de las obras de mayor envergadura en polo turístico de Varadero, esto se debe a las características particulares de su zona de emplazamiento y a los beneficios que reporta a la economía del país su puesta en explotación.

Se encuentra emplazada en una zona de estratificación variable y compleja, caracterizada por un suelo de baja resistencia que no aporta la seguridad estructural necesaria para la colocación de las cimentaciones sobre el terreno. Este tipo de suelo plantea problemas de todo tipo en las construcciones, ya sea en vías de comunicación, en las cimentaciones de las edificaciones y en las obras civiles en general, estos deben ser analizados y tratados convenientemente para evitar deformaciones no deseadas a corto y a largo plazo.

Como solución a este problema en la zona de estudio se requirió de un reajuste de la estructura del suelo mediante un proceso de consolidación, con el objetivo de lograr el mejoramiento de las propiedades físico-mecánicas del terreno donde posteriormente se ubicarían los objetos de obra.

El método de consolidación utilizado en este caso fue el de Precarga el cual consiste en la aplicación de una carga igual o superior a la de la estructura que soportará el terreno, la cual producirá la consolidación que quedará reflejada en un aumento de la resistencia del suelo y una disminución de los asentamientos después de la construcción. Este método no persigue eliminar los asentamientos sino inducirlos de forma acelerada, cambiando la estructura inicial del terreno y así lograr un mejor comportamiento ante el incremento de las tensiones.

En el proyecto de la aplicación de la precarga en la Marina Gaviota Varadero se partió de un estudio del terreno a consolidar, que permitió pronosticar la magnitud de los asientos y el tiempo de consolidación del suelo, considerando que las calas debían atravesar los estratos compresibles de turba y cieno hasta alcanzar la roca, de igual manera el procedimiento del ensayo edométrico empleado a este tipo de suelo brindó la información de los parámetros de consolidación necesaria.

En el estudio realizado en el trabajo de diploma de (Granadillo, 2015) queda registrado que luego de concluido el proceso de precarga en la Marina Gaviota, se comprobó que los asentamientos fueron los previstos según las cargas que se aplicaron, que la consolidación del suelo se produjo en función de los espesores de las capas de suelo compresible, y que los períodos de consolidación medidos resultaron equivalentes a los esperados.

Situación Problémica:

Si bien los resultados obtenidos al concluir el proceso de precarga fueron satisfactorios, no se puede obviar que existen ciertas incertidumbres en cuanto al comportamiento de la plataforma con el paso del tiempo, las cuales pueden ser: hipótesis asumidas en el diseño (cargas de servicio o períodos de consolidación), el proceso de consolidación secundaria o la ocurrencia de deformaciones que por lo general resultan difíciles de calificar mediante ecuaciones teóricas. Esto hace necesario un análisis del proyecto de aplicación de precarga que permita evaluar los resultados a largo plazo.

Problema Científico:

Necesidad de evaluar cualitativamente la aplicación del método de precarga.

En correspondencia con el problema científico se define la siguiente *hipótesis*:

Si se realiza un análisis de las principales etapas que conformaron el procedimiento de aplicación de la precarga, se podrá evaluar si el proceder fue correcto y sus resultados, los esperados.

Objeto de Investigación:

Análisis cualitativo de la aplicación del método de la precarga

Campo de Acción:

Los suelos consolidados mediante precarga de la Marina Gaviota Fase I y Fase III.

Quedando definidas las siguientes *variables*:

Variable Independiente:

La precarga como método de consolidación aplicado en la zona de estudio

Variable Dependiente:

Comportamiento del suelo con el transcurso del tiempo.

Objetivo General:

Analizar cualitativamente la aplicación del método de la precarga en los suelos de la Marina Gaviota Fase I y Fase III.

Objetivos específicos:

- 1- Recopilar la información necesaria para establecer el estado actual del conocimiento sobre el tema de estudio.
- 2- Definir los elementos y procedimiento necesarios para el análisis cualitativo de la aplicación de la precarga
- 3- Evaluar de forma cualitativa la aplicación del método de la precarga en la zona de estudio.

Resultados esperados:

Con este trabajo se pretende obtener una evaluación cualitativa de la aplicación del método de la precarga en la zona de estudio mediante el establecimiento de aspectos positivos y negativos que se deriven del análisis de diferentes etapas del proyecto.

Valor metodológico:

La realización del trabajo se llevará a cabo mediante un proceso de investigación, el cual consta de un primer capítulo donde quedará plasmada información acerca del fenómeno de la consolidación, las deformaciones y la aplicación de la precarga, como método de mejora de las características del suelo. Además, un segundo y tercer capítulo donde se expone todo lo referente a los resultados obtenidos de acuerdo a los objetivos propuestos para esta investigación, lo cual puede servir de guía para trabajos posteriores.

Valor práctico:

Proporcionará una garantía con respecto a los resultados del uso de este método a las entidades encargadas de la ejecución de proyectos en zonas con características de suelos similares a las de la zona de estudio.

Tareas de investigación:

- 1-Recopilación de información acerca de la temática de estudio
- 2-Definición de los elementos y el procedimiento necesarios para el análisis cualitativo.
- 3- Evaluación cualitativa del empleo del método de la precarga en los suelos de la zona de estudio.

Métodos de investigación:

Para el desarrollo del presente trabajo de diploma se emplearon de forma combinada métodos teóricos y empíricos.

Entre los teóricos se encuentran: análisis – síntesis, histórico – lógico e inducción – deducción.

El histórico – lógico permitió recorrer los antecedentes hasta llegar a la situación actual del objeto de estudio. El análisis histórico estudia la trayectoria real de los fenómenos y acontecimientos en el decurso de su historia y el método lógico investiga las leyes generales de funcionamiento y desarrollo de los fenómenos.

El de análisis – síntesis facilitó descomponer e integrar en sus múltiples relaciones, los rasgos que componen la temática de estudio, tanto en el aspecto teórico referencial, como en el procesamiento de los resultados de aplicar los métodos empíricos.

El de inducción – deducción permitió establecer generalizaciones para el procesamiento teórico del contenido y la ratificación de los objetivos específicos.

Entre los métodos empíricos utilizados están los de observación y medición.

Estructura del trabajo:

Resumen.

Introducción General.

Capítulo 1: “Marco teórico referencial”. Se realizará un análisis referente al estado actual del conocimiento acerca del fenómeno de consolidación de los suelos y la

aplicación de la precarga, como método de mejora de las características mecánicas de estos. Quedarán planteadas las definiciones necesarias para el desarrollo y comprensión del presente trabajo de diploma.

Capítulo 2: “Procedimiento para el análisis cualitativo”. En el capítulo se propondrá un procedimiento que permita realizar el análisis cualitativo de la aplicación de la precarga en la zona de estudio.

Capítulo 3: “Análisis Cualitativo de la aplicación de la precarga en la Marina Gaviota Fase I y Fase III”. En este capítulo se aplicará el proceder establecido en el capítulo anterior para el análisis del caso de estudio, obteniéndose una evaluación cualitativa de los resultados de la aplicación de la precarga en dicho caso.

Conclusiones.

Recomendaciones.

Bibliografía consultada.

Anexos.

CAPÍTULO 1 MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

En el siguiente capítulo se recogerán aspectos relacionados con el estado del arte del conocimiento y la práctica con respecto a las deformaciones y el proceso de consolidación en suelos débiles, así como del uso del método de la precarga en el mejoramiento de las características mecánicas de estos tanto a nivel nacional como internacional.

1.1 Consolidación de suelos

El término consolidación de suelos ha sido objeto de estudio de diversos autores a lo largo de la historia, tales como (Terzaghi, 1955), (Badillo & Rodríguez 1963), (Herminier, 1968), (Whitlow, 1999) y (Das 2001) han dejado plasmado en la literatura criterios acerca de este fenómeno.

(Badillo & Rodríguez 1963), plantea en su estudio que la deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además esa deformación no se produce usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo, la consolidación es un proceso que se produce en los suelos y consiste en la reducción del volumen total de suelo provocado por la colocación de una carga o drenaje del terreno.

La autora considera el criterio de (Badillo & Rodríguez 1963) como el más acertado para el caso de estudio y por lo tanto lo asume, ya que coincide con lo planteado por (Granadillo, 2015) en su trabajo de diploma, donde plantea que es la definición que más se ajusta a los condicionantes particulares de la zona de la Marina Gaviota Varadero.

1.1.1 Fases de la Consolidación

De acuerdo a estudios realizados por varios autores, entre ellos (Das, 2001), el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato: provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los

cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

2. Asentamiento por consolidación primaria: es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria: se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

1.1.2 Consolidación Secundaria

La consolidación secundaria, es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye hoy, generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Posiblemente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de las partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua del volumen decreciente de los vacíos entre las partículas, es cuando el efecto se hace notable y esto se refleja en las curvas de consolidación, dando lugar al tramo final típico, sensiblemente recto en trazado semilogarítmico. (Rodríguez, 1963)

1.1.2.1 Parámetros indicativos de la Consolidación Secundaria.

La teoría indica a la consolidación secundaria como un proceso de deformación que continúa después de haber finalizado la consolidación primaria. Es muy discutida la razón por la cual tiene lugar la consolidación secundaria y es un aspecto de la teoría de la deformabilidad en el tiempo abordado en forma extensa por autores como (Barden, L., 1968; Berry, P.L. et al., 1972, Mesri et al., 1997).

(Bowles, 1982) Distintas explicaciones de la ocurrencia de la consolidación secundaria:

– Los suelos arcillosos están constituidos por partículas entre las cuales existen poros llenos de agua (caso de suelo saturado). Además de estos poros, en el interior de las partículas hay también unos poros de tamaño mucho menor (microporos). El paso de agua a través del sistema de conductos que forman los microporos es mucho más lento que el flujo a través de los canales de unión de los poros entre partículas. En el ensayo edométrico que se realiza en laboratorio los gradientes hidráulicos que se producen son altos (incremento de presiones intersticiales elevado en comparación con el espesor de la pastilla de suelo ensayada), por lo que el agua del interior de los poros es expulsada a velocidad muy superior a la procedente del sistema de microporos, produciéndose esta última con cierto retraso.

– Las moléculas de agua que rodean a las partículas arcillosas se encuentran atraídas eléctricamente por las cargas negativas sin compensar de dichas partículas. Esta atracción se reduce con la distancia, pero en zonas próximas a las partículas da lugar a una resistencia del agua a ser expulsada, lo que puede ser equivalente a una mayor viscosidad del agua. Esto justifica el retraso observado en la consolidación, y el fenómeno de consolidación secundaria.

Finalmente, (Terzaghi, 1943) plantea que las variaciones en el contenido de agua debido a cambios en el estado de esfuerzo, ocurren lentamente para cada etapa de consolidación en suelos con alta compresibilidad y baja permeabilidad.

Esto ocurre porque la baja permeabilidad del suelo no permite una rápida transferencia del agua de una parte de la masa de suelo a otra o a un estrato adjunto de alta permeabilidad. (Mejía, 2013)

1.1.2.1.1 Factores que influyen sobre la cantidad y velocidad de la consolidación secundaria:

Algunos factores que influyen sobre la cantidad y la velocidad de la consolidación secundaria son: la relación de esfuerzos principales (σ'_1/σ'_3), la velocidad de aumento de carga, la temperatura ambiente, la historia de esfuerzos y el espesor de la capa. También, la consolidación secundaria parece ser mayor en los suelos orgánicos, a esfuerzos menores que el de pre-consolidación. Cabe mencionar que en el estado presente de la

tecnología, no se ha establecido todavía alguna teoría para este fenómeno, o fenómenos, de deformación, cuya validez haya sido confirmada. (Mejía, 2013)

1.1.3 Ensayos de consolidación

En una situación real, donde es preciso resolver un problema de consolidación de suelos, es necesario determinar no solo el tiempo en el cual se produce la consolidación sino también la magnitud del asentamiento que tendrá lugar debido a la deformación del suelo. Para esto se realiza la prueba de consolidación, o también llamada prueba de compresión confinada, la cual consiste en someter un esfuerzo de compresión axial a una muestra inalterada del suelo de estudio. La muestra deberá ser inalterada, porque como ya se mencionó, la consolidación depende de la estructura del suelo. (Poliotti & Sierra, s.f.)

Al final del ensayo se tiene, para cada uno de los escalones de carga aplicado, un valor de relación de vacíos e y, con estos datos, se puede trazar una gráfica en la cual en las abscisas se colocan los valores de presiones (carga sobre el área de la muestra) correspondientes a cada escalón de carga en escala logarítmica, y en las ordenadas las relaciones de vacío correspondientes. Esta curva es llamada la curva de compresibilidad.

Con las curvas de consolidación y de compresibilidad se determinan los parámetros necesarios para realizar los cálculos de tiempos de consolidación (C_v) y asentamientos (C_c y C_γ)

1.1.3.1 Ensayos de Consolidación en Cuba

Para acatar los problemas relacionados con los asentamientos, en Cuba se realiza un ensayo, el cual está normado por la NC-054-135: 1978. La aplicación de este ensayo para rellenos finos no presenta gran dificultad y es posible su realización en equipos comunes, mientras que en el caso de los rellenos gruesos sí se necesita de un equipo especial que por su tamaño no está disponible en la gran mayoría de los laboratorios. (Rodríguez, 2013)

1.1.4 Coeficiente de Consolidación

El coeficiente de Consolidación (C_v) expresa la velocidad de consolidación de los suelos, este depende de la sobrecarga y la conductividad hidráulica del suelo.

El coeficiente de consolidación C_v generalmente disminuye conforme el límite líquido del suelo aumenta. El rango de variación de C_v para un límite líquido de un suelo dado es bastante amplio. (Das, 2001)

Para un incremento de carga dado sobre un espécimen, existen dos métodos gráficos usados para determinar C_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Uno de ellos es el Método del logaritmo del tiempo propuesto por (Casagrande&Fadum, 1940), y el otro es el método de la raíz cuadrada del tiempo sugerido por (Taylor 1942).

1.1.5 Módulo de deformación

El módulo edométrico se define como el cociente entre el incremento de presión efectiva vertical ($\Delta\sigma'$) durante el ensayo edométrico y la deformación unitaria vertical (ε) que tiene lugar debido a dicho incremento de presión:

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma'}{\varepsilon} \quad (1.1)$$

El valor del módulo edométrico varía mucho con el intervalo de presiones, aumentando para un mismo incremento de presión, al aumentar ésta.

Es importante tener en cuenta que el módulo edométrico no es equivalente al módulo de deformación lineal, E , ya que este se determina sobre una probeta en compresión simple, libre lateralmente para dilatarse, que no es el caso del edómetro. Estableciendo la relación entre la ley tensión - deformación elástica en un caso genérico como la compresión simple, y un caso de deformación lateral nula como el edómetro, se obtiene, en función del valor del coeficiente de Poisson ν , la siguiente relación:

$$E_{0i} = E_0 * \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu} \quad (1.2)$$

1.1.6 Tiempos de Consolidación

Para estimar cuanto tiempo un estrato tarda en obtener determinado grado de consolidación se considera que $C_{v \text{ in situ}} = C_{v \text{ laboratorio}}$, por lo tanto, una vez calculado

dicho coeficiente a partir de las curvas de laboratorio (Taylor o Casagrande, ambos métodos deben obtener coeficientes similares o del mismo orden).

El tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación del estrato de estudio va a depender del factor tiempo para el porcentaje de consolidación obtenido en la curva teórica, correspondientes a las condiciones de drenaje del problema, la máxima distancia que recorre el agua en el estrato, el cual dependerá de las condiciones de drenaje in situ y del coeficiente de consolidación de laboratorio.

También puede determinarse el porcentaje de consolidación que ha ocurrido para un tiempo t dado. Esto se resuelve aplicando la misma expresión para hallar t , pero teniendo como incógnita el valor de tiempo T_v , una vez determinado, se ingresa con T_v como dato, a la curva teórica correspondiente a las condiciones de drenado, y se obtiene así el porcentaje de consolidación que se ha dado en dicho tiempo t .

1.2 Generalidades para la determinación de las deformaciones

1.2.1 Deformaciones

Los suelos al igual que otros materiales usados en la construcción sufren de deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre ellos. Esta deformación que sufre el mismo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, ya que para el acomodamiento de las partículas que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo. (Braja, 2006; Crespo, 2004; González, 2001; Juárez&Rico, 2005; Venkatramaiah, 2006).

Cuando se estudia las deformaciones del terreno de apoyo o base de la cimentación, se han de tener en cuenta dos factores fundamentales: por un lado, está la capacidad resistente del terreno, de sobrepasar este nivel de tensión supondría el hundimiento de la estructura, y por otro lado está la deformación del terreno, en concreto la deformación vertical o asentamiento. Si el asentamiento es excesivo la estructura puede sufrir daños graves, por lo que deben mantenerse los asentamientos dentro de los límites tolerables. (Jácome, 2015)

Debido a esto se ha venido estudiando durante varios años, el proceso de transmisión de presiones al terreno y su distribución en la masa de suelo, así como las deformaciones que estas originan en el mismo, tema este bastante complejo, motivo de numerosas investigaciones y que ha sido tratado en reiteradas ocasiones por diferentes autores. De manera general, las deformaciones del suelo pueden clasificarse en dos tipos:(Sowers, 1977)

1. *Deformaciones volumétricas:* Debidas a la acción de esfuerzos normales y cortantes, también llamadas asentamientos por consolidación o por compresión, donde cambia la relación de vacíos del suelo o roca como consecuencia de la expulsión de parte del agua contenida en los poros del suelo.
2. *Distorsiones:* Se producen por el cambio de forma de la masa de suelo, más bien que por cambios en la relación de vacíos, debidos fundamentalmente a la acción de esfuerzos tangenciales, se conoce también como asentamiento inmediato, ya que tiene lugar durante la aplicación de la carga, como resultado de la deformación elástica del suelo, sin variación alguna en el contenido de agua.

1.2.2 Asentamientos

Se entiende por asentamiento, el desplazamiento vertical de un terreno al ser cargado, y por tanto el de la estructura, que sobre él se encuentre. Los asentamientos pueden ser uniformes si todos los puntos de una estructura se asientan la misma magnitud (cuando no se producen grietas, ni distorsiones, pero varía la posición en altura) y no uniformes si los asientos de los diversos elementos de la cimentación son diferentes (según su magnitud y tipo se pueden producir grietas o distorsiones perjudiciales para la estabilidad de la estructura). (Quevedo et al. 2012)

El asentamiento está directamente relacionado con la tensión a la que está sometido el suelo. La distribución de tensiones dentro de un terreno (cómo varía la tensión en los distintos puntos del suelo a medida que nos alejamos del punto de aplicación de la carga) y cuál es la relación entre la tensión en cada punto y la deformación producida, son los

principales problemas que se plantea la determinación de los asentamientos.(Machado, 2015)

Las principales causas de los asentamientos en una estructura son la distorsión y consolidación, y están directamente relacionadas con la carga de la cimentación y se controlan al proyectar la misma.(Machado, 2015)

Los asientos absolutos y diferenciales resultan aspectos significativos de los asentamientos producidos por cargas estáticas y dinámicas. El asentamiento absoluto es la magnitud de un movimiento descendente, mientras que el asentamiento diferencial constituye la diferencia del movimiento vertical entre varias partes de la estructura y la distorsión de la misma.

1.2.2.1 Asientos absolutos:

Los asientos absolutos consisten en un descenso sustancial de la estructura producto de los asentamientos que ocurren por la acción de cargas estáticas y dinámicas. (autores, 1990)

Principales causas de los asientos absolutos:

- Compresibilidad del terreno (*Deformación elastoplástica del suelo*) bajo las cargas aplicadas por la estructura.
- Consolidación del terreno (*arcilla*): Es el resultado de la expulsión del agua de los vacíos del suelo, en gran parte es reversible, pero no completamente.
- Deformación elástica (*Asentamiento inmediato*): Es reversible y ocurre inmediatamente después de aplicarse la carga. Teóricamente se utilizan las constantes elásticas del suelo para calcular la deformación.
- Hundimiento de la parte sobrecargada por sobrepasar la resistencia del terreno.
- Deformación vertical del terreno sobre cavidades abiertas en el interior del mismo.
- Deterioro de la cimentación: Generalmente ocurre cuando se encuentran expuestos al ataque de agentes corrosivos presentes en el suelo.

- Retracción de suelos cohesivos por desecación, especialmente bajo edificaciones con cimentaciones superficiales.
- Variaciones locales de resistencia del terreno, por ejemplo, aumento de la humedad en suelos *C*.

1.2.2.2 Asientos diferenciales:

Los asientos diferenciales son aquellos que causan distorsiones y daños en las estructuras, están en función de la uniformidad del suelo, rigidez de la estructura y del suelo y la distribución de las cargas en la estructura. (autores, 1990)

Principales causas de los asientos diferenciales:

- Variaciones en los estratos del suelo. Una parte de la estructura puede estar cimentada sobre un suelo compresible
- Variaciones en la carga de cimentación.
- Grandes áreas cargadas en cimentaciones flexibles.
- Diferencia en el tiempo de construcción de las partes adyacentes de una estructura.
- Variación en condiciones del terreno.

Según la Compresibilidad de los estratos de suelo el terreno cargado se asienta más o menos. Si los asientos no son uniformes se producen solicitaciones adicionales en la estructura. Es por ello que los asientos diferenciales o parciales son de mayor significación para la estabilidad de la estructura que la magnitud del asiento uniforme total.

1.2.3 Métodos para determinar las deformaciones

La determinación de las deformaciones que ocurrirán en el terreno depende del modo en que sean suministradas, las características deformacionales del suelo. De forma general los métodos utilizados para el cálculo de la misma se pueden agrupar en dos grandes grupos: Métodos Lineales y Métodos No Lineales. (Sotolongo, et al., 2012)

A nivel mundial existen numerosos métodos para el cálculo de las deformaciones provocadas por los asentamientos, estos están basados en los modelos lineales y no lineales, permitiendo resultados más precisos de acuerdo a las características del terreno. Mientras que, en Cuba, estos cálculos se rigen por un método general planteado en la Norma Cubana para el diseño de cimentaciones superficiales.

1.2.3.1 Modelos lineales

Los métodos más utilizados para el cálculo de asentamientos han sido los basados en modelos lineales, los que garantizan el comportamiento lineal del suelo, garantizando que la tensión actuante en el suelo sea menor que la Tensión Límite de Linealidad para las cargas de servicio Y en otros casos con la introducción de grandes coeficientes de seguridad, o suponiendo que el suelo se encuentra en condiciones de falla local, como se propone en los países occidentales.(J. Badillo 1970; Sowers 1979, Quevedo, 1989, González-Cueto 2001; González Fleites 2013).

Todos los métodos lineales de cálculo de asentamiento tienen como objetivo garantizar que el comportamiento del suelo sea lineal, lo cual implicaría el no aprovecharla real capacidad portante de los suelos. (Ana Virginia, 2006)

1.2.3.1.1 Principales métodos lineales utilizados (Machado, 2015)

Método edométrico de Terzaghi:

Estudia el asiento en la hipótesis unidimensional partiendo de los resultados obtenidos del ensayo edométrico, sin tener en cuenta al asiento inmediato, pero tiene la ventaja de poderse aplicar a suelos estratificados, en general da valores inferiores a los reales, con divergencias en dependencia de la dureza del suelo y más importancia tienen los efectos tridimensionales.

Tiene la ventaja de proporcionar unos resultados de fácil aplicación respecto al tiempo necesario para que se produzcan los asientos, un dato que muchas veces tiene gran influencia sobre el proceso constructivo.

Método de Skempton-Bjerrum (1957):

Este método constituyó el primer paso de avance en el cálculo de los asientos, desde que Terzaghi en 1923 propuso el ensayo edométrico y postuló la teoría de la consolidación ya que no solo elimina algunas de las inexactitudes del ensayo edométrico, sino que tiene en cuenta el llamado asiento de deformación, factor poco atendido en el método tradicional de Terzaghi. El cálculo de asentamiento por consolidación supone que el incremento de la presión de poros del agua (Δu) inmediatamente después de la aplicación de la carga es igual al incremento del esfuerzo (Δp), en cualquier profundidad.

Este método se encuentra limitado por el trabajo en suelos arcillosos trabajando a partir de la relación de vacíos, la profundidad del estrato de arcilla y la relación entre las dimensiones de la base.

Método de la capa equivalente de Tsitovish (1983):

Este método se funda en la teoría del medio linealmente deformable. Al utilizarlo, el cálculo de los desplazamientos verticales de la cimentación en condiciones de un problema plano o volumétrico, se reduce a la deformación del asiento para el caso de un problema unidimensional.

Según Tsitovich: capa equivalente es aquella cuyo asiento con una carga continua, es exactamente igual al de cimentación en potente macizo terreo.

El método antes planteado parte de la introducción de coeficientes empíricos como, la constante de la potencia de la capa equivalente (A), el coeficiente de dilatación transversal (ν) y el coeficiente de influencia (w), transformando así la curva de tensiones de compresión a un esquema triangular, manteniendo un cateto del triángulo igual a la potencia activa como uno de los aspectos esenciales para garantizar el comportamiento lineal.

Método de Potencia Limitada:

En este método se considera que la potencia de una capa deformada bajo una carga está limitada por cierta magnitud H , a mayor profundidad de la cual yace una capa potente incompresible.

Es aplicable fundamentalmente, a estratificaciones de suelo donde se encuentra limitando la potencia activa de la cimentación un estrato rocoso, pues en él se considera una capa de suelo deformable bajo la acción de una carga, limitada a cierta profundidad H , por una capa de suelo incompresible.

Método de sumatoria de capas según la Norma Rusa:

El método en esencia consiste en la subdivisión, en varias capas de la base de cimentación, y a cada una se le calcula la compresibilidad que presenta ante las condiciones actuantes. El asiento total de la base se calculará como la sumatoria de los asientos producidos en cada una de las capas.

Este método garantiza un comportamiento lineal trabajando con el módulo de deformación del suelo en función de la potencia activa y el cálculo de las tensiones por carga impuesta

Este es uno de los métodos más generales que existen, para el cálculo de las deformaciones y de los más empleados por su exactitud. En el mismo se toman en cuenta varios factores como son la heterogeneidad de la estructura y las propiedades particulares de la base de cimentación.

Método empleado por la Norma Cubana. Sumatoria de Capas:

En la Norma Cubana actual de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales, se propone para el cálculo de los asentamientos, como principio general, el método de Sumatoria de Capas, planteándose algunas modificaciones. Este método se puede utilizar para cualquier propiedad del suelo, aunque hay que señalar que trabaja a partir de una discretización del modelo, mediante un promedio pesado analizando tres puntos en cada una de los sub estratos, lo que simplifica los cálculos con respecto al método de sumatoria de capas propuesto por la escuela rusa.

1.2.3.2 Métodos no lineales

Con el objetivo de permitir un mejor aprovechamiento de las características tenso deformacionales de los suelos ha promovido la búsqueda de métodos que no precisen un

comportamiento lineal del suelo, sino a que el diseño de la cimentación este encaminada a garantizar valores de asentamiento en la estructura menores a los límites reales permisibles del suelo sin llegar al fallo por deformación. Al desarrollar procedimientos de cálculo basados en métodos no lineales, el área de la base no se encuentra limitada a tener que garantizar un comportamiento lineal del suelo, sino que puede tener dimensiones menores mientras cumpla con las deformaciones límites permisibles (Malishev, 1972).

El método propone tomar un comportamiento lineal del suelo hasta que este se encuentre trabajando a la tensión límite de linealidad, y para esta tensión, calcular los asentamientos lineales que se producen en la base; considerando entonces que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal (como sucede en la realidad). Para cualquier valor de carga actuante, superior a la tensión de linealidad establecida y a los cuales se les sumarán los asentamientos lineales que se producen en la zona de linealidad, pretendiendo simular el comportamiento no lineal del suelo, a través de una ecuación que representa una trayectoria hiperbólica, partiendo del propio Módulo General de Deformación del Suelo (E_o).

1.2.3.1.2 Principales métodos no lineales (Machado, 2015)

Método Original en Duncan & Chang (1970) de Rodríguez- Gutiérrez, A. J y Aristizabal- Ochoa, D. J. (2008):

Se propone un modelo para el cálculo de asentamientos y esfuerzos verticales en suelos sometidos a cargas verticales de distribución arbitraria. Permitiendo determinar los asentamientos tanto en zonas lineales como en zonas de marcada no linealidad, en cualquier punto debajo del área cargada.

Lo más relevante de este método es presentado a la hora de determinar el módulo elástico del suelo, considerando que este varía con el esfuerzo vertical, permitiendo obtener el comportamiento no lineal mediante la disminución del módulo de deformación alejándose así del comportamiento lineal, lo que fue obtenido con base en los trabajos de Kondner (1963) y Duncan y Chang (1970).

Método Malyshev (Malishev & Nikitina, 1982):

En el método se propone tomar un comportamiento lineal del suelo hasta que este se encuentre trabajando a la Tensión Límite de Linealidad, y para esta tensión, calcular los asentamientos lineales que se producen en la base; considerando entonces que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal (como sucede en la realidad). A partir de este punto, los asentamientos se determinarán para cualquier valor de carga actuante (P), superior a la tensión de linealidad establecida y a los cuales se les sumarán los asentamientos lineales que se producen en la zona de linealidad.

Método por Carga – Deformación No Lineal, Ahmed. E. A et al. (2011):

El método toma en cuenta la poca linealidad del suelo, para valores de carga donde otros métodos en la literatura asumen un comportamiento lineal. Este nuevo método ha sido verificado, basado en ensayos de prueba de placas realizadas en Texas, Estados Unidos, obteniéndose resultados que muestran una buena aproximación de los valores de asentamientos medidos bajo las cimentaciones (Ahmed. E. A et al. 2011).

Método utilizado en Cuba para el cálculo de asentamientos no lineales:

En la Norma cubana de cimentaciones superficiales se recomienda el cálculo de los asentamientos por métodos No Lineales para los siguientes casos:

- Bases constituidas por suelos friccionales, cuando en la combinación de carga para el diseño por el 1er Estado Límite existan valores de excentricidad no considerables.
- Cuando el estado tensional actuante en el 2do Estado Límite sobrepase la Tensión Límite de Linealidad del Suelo.

Debido a que se ha demostrado que bajo estas condiciones la base presenta una capacidad de carga relativamente alta, respecto a los valores de tensión límite de linealidad, y por tanto se hace necesario la aplicación de métodos no lineales para el cálculo de los asentamientos, de forma que el comportamiento tenso deformacional del suelo no se encuentre limitado a la zona de linealidad solamente, posibilitando con esto el aprovechamiento de la capacidad portante del suelo de forma más real.

1.2.4 Consideraciones para el uso de los distintos modelos para el cálculo de las deformaciones en suelos débiles.

Análisis comparativos entre modelos lineales y no lineales han sido objeto de investigaciones de diferentes autores, tales como (Machado, 2015) y (Quevedo, 2002). De dichas investigaciones se han derivado los siguientes resultados:

- Con la aplicación de métodos analíticos para el cálculo de asentamientos tanto lineales, como no lineales, se obtienen resultados satisfactorios y muy aproximados entre sí.
- Ambos métodos son factibles para el cálculo de los asentamientos en suelos deformables, debido a que se obtienen valores de asentamientos considerablemente aceptables, por lo tanto, con su empleo se garantizan diseños racionales y seguros para el país y se implementa el empleo de nuevas vías de cálculo para el desarrollo del conocimiento en esta rama de la mecánica de suelos.
- Para la aplicación de los métodos de cálculo No Lineal, tiene que estar definido el Módulo general de deformación del suelo (E_0). De no existir el valor de E_0 , no es posible la aplicación del método No Lineal, por lo que el cálculo de los asentamientos se limitará a los Asientos Lineales.

1.3 La Precarga como método de mejoramiento de suelos.

En las construcciones el aprovechamiento al máximo de las propiedades mecánicas del suelo, permite obtener un mayor rendimiento y aprovechamiento en beneficio de la economía general de la obra. Sin embargo, si el suelo por utilizar no tiene las propiedades idóneas, existen métodos de mejoramiento que pueden facilitar esta tarea. La decisión de mejorar un suelo no es fácil de tomar, los parámetros económicos y técnicos que deben estudiarse son diversos. Estos, guardan en general un estado de conocimiento y dominio tal que solo se pueden recomendar sobre la base de procedimientos de ensayos y error. (Alonso, 2015)

La idea de precargar el suelo, como técnica de mejoramiento del suelo, tuvo sus orígenes en la Edad Media, desde el siglo XII, cuando se observaron los beneficios de estabilidad

y comportamiento de los terrenos, que se obtenían durante la construcción de las catedrales góticas en Europa.(Fratelli, 1993)

Hoy en día la precarga es un método comúnmente utilizado en todo el mundo, especialmente adecuado para suelos débiles como los limos, las arcillas y los suelos de relleno. Mediante la precarga se puede transformar el suelo con baja capacidad portante en un estrato consolidado, aumentando su resistencia y disminuyendo la magnitud de los asentamientos futuros, y la permeabilidad.(Fratelli, 1993)

El método es económico y de fácil aplicación cuando se tienen a mano los materiales para precargar, tales como piedra triturada, mineral de hierro, arena, entre otros. Si bien en los suelos cohesivos el efecto puede ser lento debido a que el drenaje toma un tiempo considerable, por lo cual a nivel mundial el método es complementado con drenes verticales

1.3.1 Descripción teórica

El método de la Precarga consiste en precomprimir el terreno como paso previo a la ejecución de la obra definitiva, con el fin de reducir o eliminar los asientos que dicha obra produzca. Generalmente esta precompresión se establece mediante la ejecución de un relleno de tierras, que posteriormente se elimina.

Las labores de precarga no tratan de eliminar los asentamientos sino de inducirlos con anterioridad, cambiando la estructura inicial del terreno y pasando a otra que responda mejor ante nuevos incrementos de tensiones con menores deformaciones.

La acción de carga y descarga en un suelo blando induce deformaciones plásticas mucho mayores que las elásticas o recuperables, por lo que esta acción repetida prepara al terreno frente a un comportamiento similar de tensiones. Sin embargo, en la precarga real en campo, este proceso no puede repetirse más de una vez, ya que implica un gran costo. Sin embargo, se pueden manejar dos factores: la magnitud de la carga y el tiempo. (Zamora, 2014)

En la figura 1.1 se muestra una gráfica de carga – asentamiento - tiempo para una precarga con remoción total.

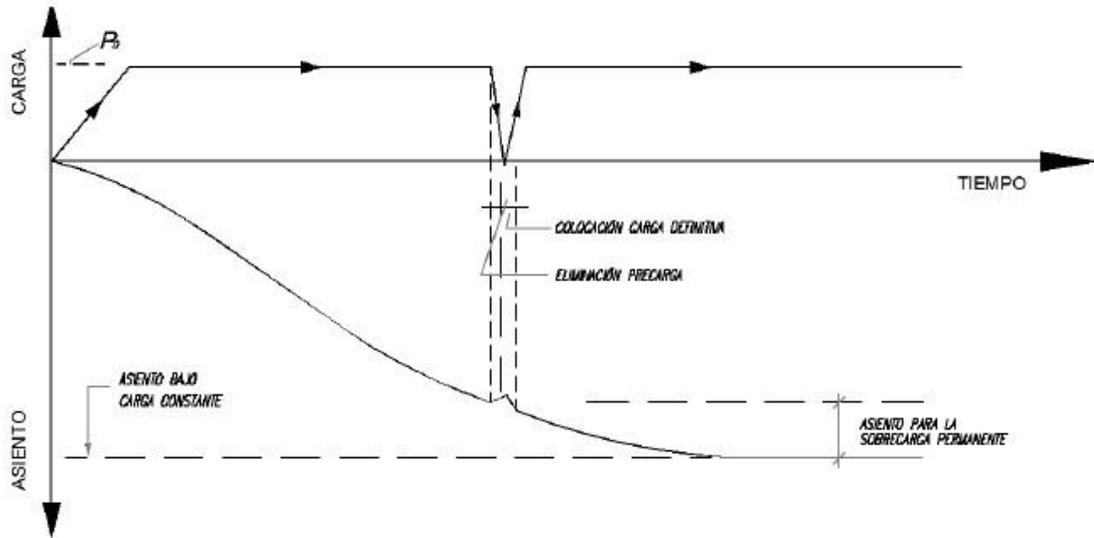


Figura 1.1 Precarga con remoción total. Fuente (Zamora, 2014)

La figura 1.2 representa la curva de un suelo cargado por un terraplén. Durante la pre-carga el suelo se asienta hasta el punto 1. Luego, una vez retirada la carga se llega hasta el punto 2. Se puede apreciar que los asentamientos remanentes son casi iguales a los producidos por la carga del terraplén.

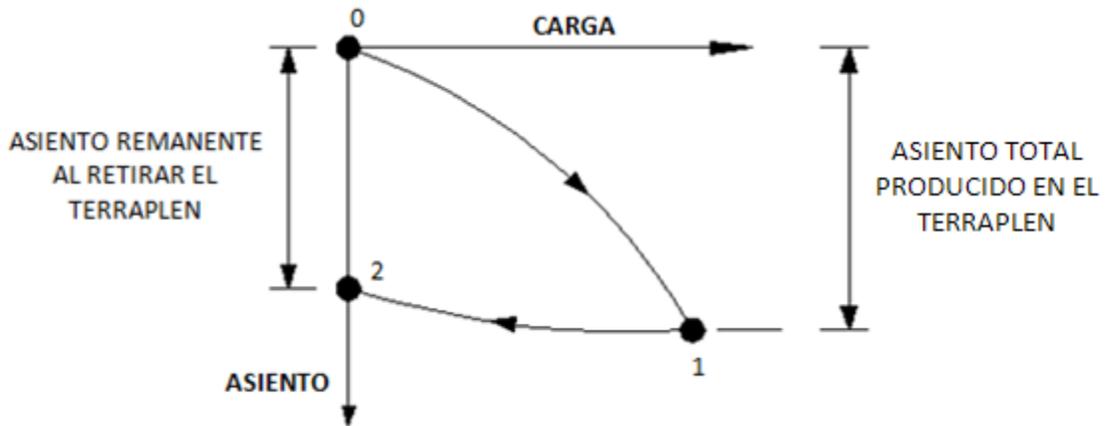


Figura 1.2 Curva carga-asentamiento de un suelo pre-cargado bajo un terraplén. Fuente (Zamora, 2014)

Si se recarga el suelo con una carga igual a la del terraplén (punto 3 de la siguiente figura) el suelo describe un comportamiento similar al de la descarga con sentido

contrario. En la figura 1.3 se puede apreciar este comportamiento y además se puede ver que los asentamientos por la recarga son muy pequeños.

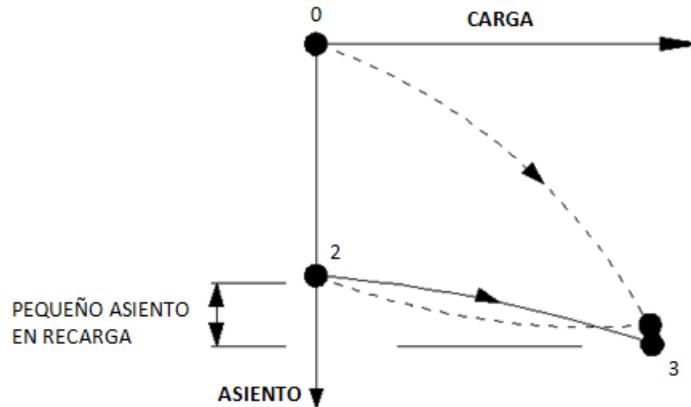


Figura 1.3 Curva carga-asiento tras la retirada del terraplén y con una carga equivalente a la anterior. Fuente (Zamora, 2014)

El método más usual de precarga es apilar el material de relleno sobre el terreno y dejarlo un cierto tiempo. Luego, el relleno se retira, procediendo a la construcción de la nueva obra. Este método se conoce como precompresión del terreno (Jamiolkowski et al, 1983). En el caso específico de terraplenes, se deja una parte parcial del relleno sin retirarlo o se coloca el relleno total. Luego, al material que se retira se le llama sobrecarga, que es una sobre-elevación del terraplén de aproximadamente 10 al 20 % de la altura final.

Según la figura 1.4 es habitual que la sobrecarga (p_s) más la carga permanente (p_f) actúen durante un tiempo (t_{sr}), y así producir el asentamiento (ΔH_f) que produciría (p_f) por consolidación primaria, con lo que se consigue eliminar los asentamientos de consolidación primaria bajo carga permanente.

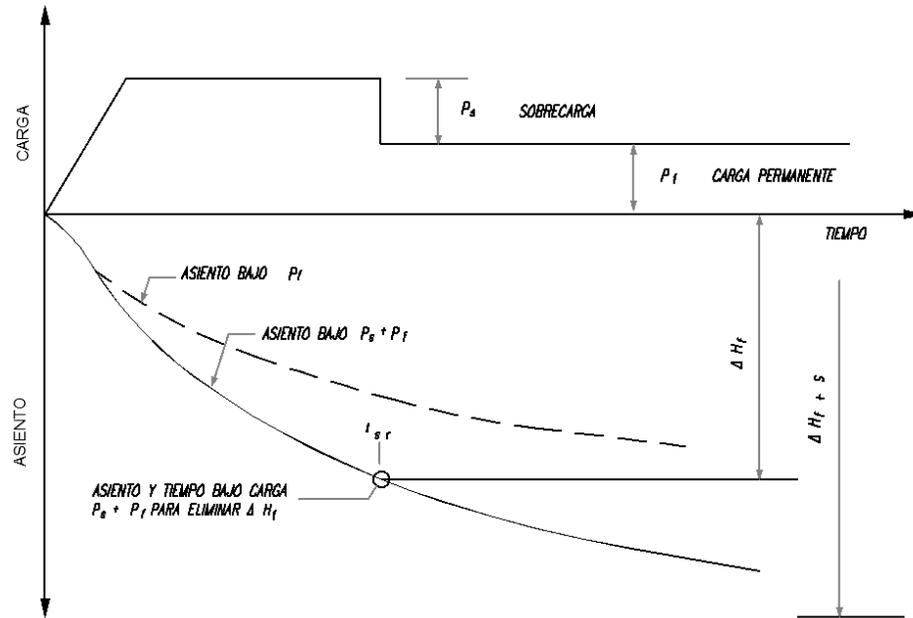


Figura 1.4 Concepto del uso de una sobrecarga temporal. Fuente: (Zamora, 2014)

Al usar esta técnica es frecuente intentar eliminar los asentamientos correspondientes a la consolidación primaria, de esta forma al aplicar la carga real se producirán asentamientos debido a la consolidación secundaria que prácticamente son despreciables, 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. Cabe resaltar que no se deberá dejar la sobrecarga más tiempo del necesario para no provocar el levantamiento del suelo cuando se retire la sobrecarga. (Zamora, 2014)

La finalidad de la precarga es preconsolidar un suelo blando aumentando su resistencia y para cuando vuelva a ser cargado.

Durante el proceso de consolidación se disminuye el contenido de agua, la relación de vacíos y el coeficiente de permeabilidad, y a su vez, se incrementa la resistencia al corte, el módulo de compresibilidad y la resistencia a la penetración.

Este método es aplicable en casi todos los tipos de suelos, secos o saturados. 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 . (Zamora, 2014)

1.3.2 Consideraciones generales sobre el empleo de la precarga en Cuba

Actualmente la precarga es el método empleado para acelerar la consolidación de los suelos débiles en Cuba. Esto se debe a que resulta un método económico y de fácil aplicación, ajustándose perfectamente a las condiciones económicas del país.

Aunque la tendencia a nivel mundial es acompañar el método de precarga de un sistema que acelere el drenado de los suelos (drenes verticales), en Cuba el método que se diseña es el no drenado debido a criterios de economía; pero si se tiene en cuenta que el uso de los drenes contribuye a disminuir los tiempos excesivamente largos que puede tardar en culminar el proceso de consolidación, sería un aspecto a valorar puesto a que constituye una disminución de los plazos y por tanto de los costos de ejecución de estos trabajos.

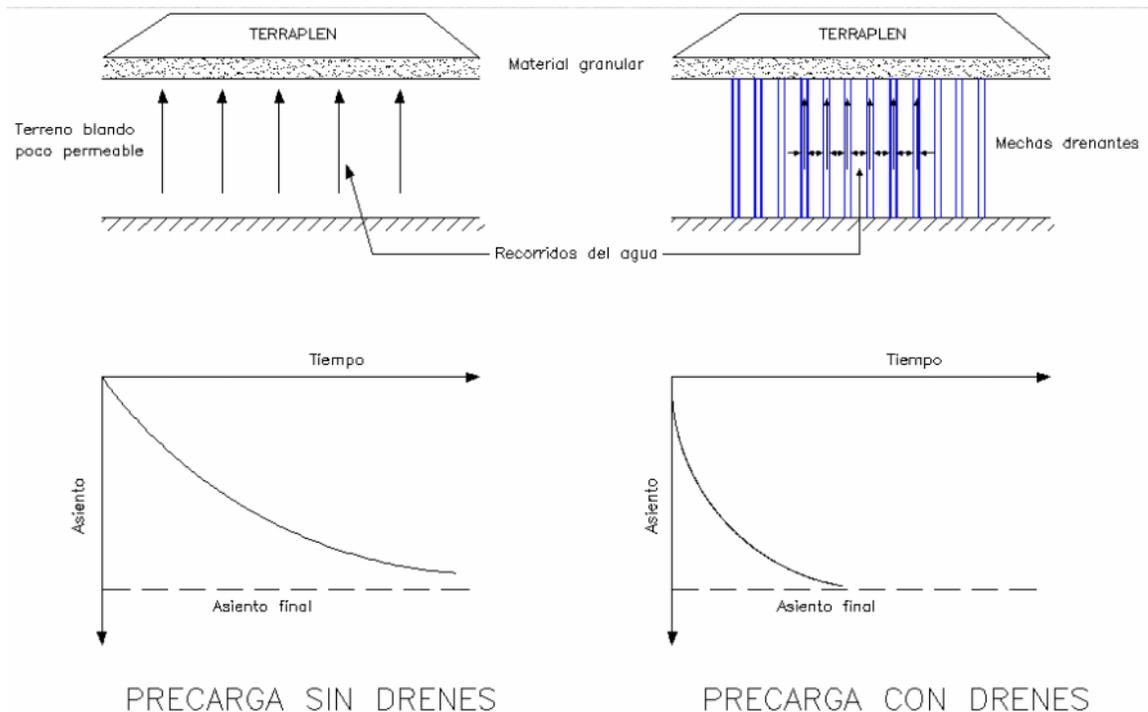


Figura 1.5 Precarga sin drenes y con drenes. Fuente (Alonso, 2015)

Es importante señalar que a pesar de ser la precarga el único método de mejoramiento de suelo empleado en Cuba, no existe un documento normativo que rijan el proceso de diseño de la misma, por tanto:

- Las cargas a las que se llevan las consolidaciones son establecidas por el técnico que va a emplear sus resultados en un determinado diseño.
- La norma NC- 054-135 plantea una serie de parámetros que deben ser calculados, así como el procedimiento para su obtención, pero la decisión de cuáles parámetros calcular es tomada por el técnico, de acuerdo al uso que se le dará a los resultados.
- La Empresa Nacional de investigaciones Aplicadas (ENIA) debe emitir un informe con tablas de ensayos con conclusiones y recomendaciones que permitan validar la precarga aplicada y el tiempo necesario para lograr los asentamientos primarios y secundarios de acuerdo a la carga de diseño expresada en la tarea técnica.
- La guía para el diseño final de la precarga será elaborada por la entidad encargada.

Estos criterios demuestran que la calidad en el diseño obtenido va a depender en su mayoría de la preparación y el criterio de los técnicos encargados, así como de la exactitud de los valores extraídos de las tablas de ensayos (aspecto que no resulta fiable en su totalidad, puesto que en el país no se cuenta con la tecnología necesaria para realizar ciertos ensayos y se recurre en ocasiones a valores aproximados).

1.3.2.1 Metodología seguida para el diseño de la precarga.

1.3.2.1.1 Modelo Geotécnico:

Las características mecánicas de los suelos seleccionadas para el modelo de la nota de cálculo, se obtienen del informe geotécnico emitido por la entidad encargada. De este

informe se obtendrá: índice de compresión (C_c), índice de vacíos (e_0), coeficiente de compresión secundaria (C_α) y el coeficiente de consolidación (C_v) para el tipo de suelo existente en cada estrato.

1.3.2.1.2 Perfil de carga y cargas de servicio

Las hipótesis para el perfil de carga y para las cargas de servicio deben ser consideradas según lo planteado en el informe geotécnico.

1.3.2.1.3 Espesores de las capas a seleccionar

Los espesores de capa a seleccionar aparecen reflejados en el informe geotécnico de acuerdo al tipo de suelo.

1.3.2.1.4 Características reológica de los materiales

Las características reológicas de los materiales seleccionadas se corresponderán con las medidas en el laboratorio a través de los ensayos de compresibilidad con ayuda del edómetro para cada sondeo.

1.3.2.1.5 Hipótesis de carga.

Se parte de la determinación del nivel de terreno natural actual y de la hipótesis de base, donde se asume la homogeneidad y uniformidad de la precarga a aplicar en el terreno. Se obtiene un valor de carga ($\Delta\sigma$) a partir del espesor del relleno y su peso volumétrico, posteriormente se compara con el punzonamiento. Si la precarga seleccionada cumple con el criterio de no punzonamiento, entonces la selección es aceptada.

La carga de servicio a considerar será variable de acuerdo a la altimetría del terreno y del asentamiento final de la plataforma. Se deberá tomar un valor de la carga simplificado, el cual tendrá en cuenta: carga de servicio considerada en kPa ($\Delta\sigma_{ser}$), carga de explotación (q_{exp}), carga aportada por el revestimiento (q_{rev}), 90 % del asentamiento aportado por la precarga correspondiente a una aproximación a priori pertinente del asentamiento final previsible ($0.9w_{pre}$), nivel actual del terreno (H_{TN}), nivel final sin revestimiento (H_f) y el peso volumétrico del relleno ($\gamma_{relleno}$).

1.3.2.1.6 Cálculo de los asentamientos primarios:

Los asentamientos primarios de los suelos (Δh_p) se obtienen con la ayuda del método edométrico según la teoría de Terzaghi, estos van a depender de la altura de la capa (h), índice de compresión (C_c), índice de vacíos (e_0), presión efectiva promedio aplicada al suelo de la cimentación ($\Delta\sigma$) y presión efectiva vertical del suelo (σ'_{v0})

1.3.2.1.7 Asentamientos previsibles resultantes de la precarga

Los valores de asentamientos primarios previsibles bajo la precarga oscilarán en función del espesor de la capa de turba prevista y de las características de los suelos medidas en la localización de los sondeos. A los resultados obtenidos se les realiza un análisis estadístico, el cual permite retener un valor promedio del asentamiento total previsible bajo la precarga.

Se debe tener en cuenta las variaciones que pueden sufrir los parámetros, por lo que los valores mínimo y máximo de asentamientos se considerarán como posibles imponderables del método.

1.3.2.1.8 Asentamientos previsibles resultantes de la carga de servicio.

Los valores de asentamientos primarios previsibles bajo la carga de servicio oscilarán en función del espesor de la capa de turba prevista y de las características de los suelos medidas en la localización de los sondeos. A los resultados obtenidos se les realiza un análisis estadístico, el cual permite retener un valor promedio del asentamiento total previsible bajo la precarga.

Se debe tener en cuenta las variaciones que pueden sufrir los parámetros, por lo que los valores mínimo y máximo de asentamientos se considerarán como posibles azares del método.

1.3.2.1.9 Grado de consolidación correspondiente.

Los grados de consolidación correspondientes que deben alcanzarse bajo la precarga se determinará para cada espesor de la capa de turba prevista y dependiendo de las características de los suelos medidas en la localización de los sondeos. Los resultados obtenidos se someten a un análisis estadístico, donde se determinan los valores mínimo, medio y máximo, que permitirán definir posteriormente el grado de consolidación a alcanzar.

1.3.2.1.10 Comparación con los resultados de la nota de cálculo.

Se debe verificar que los valores de asentamiento bajo la precarga, asentamiento bajo carga de servicio y grado de consolidación obtenidos se correspondan con los obtenidos en el informe geotécnico y que las desviaciones relativas sean bajas.

Los valores absolutos efectivamente medidos de los asentamientos pueden ser superiores a los valores calculados, esto se debe a que en los cálculos realizados no se tiene en cuenta el asentamiento de los rellenos arenosos por lo difícil que resulta cuantificar este valor.

1.3.2.1.11 Períodos de consolidación

El cálculo de los períodos de consolidación se realizará teniendo en cuenta los tipos de formaciones compresibles existentes en el terreno, los cuales son determinados por los sondeos de reconocimiento. El espesor de suelo compresible que se tendrá en cuenta será el de la capa que más tarde en asentarse, de esta forma, el comportamiento de la plataforma con el paso de los años estará determinado por el de dicha capa.

La duración del período de consolidación estará en función del coeficiente de consolidación primario C_v , del espesor de la capa y de la cantidad de interfaces drenantes del modelo geotécnico. El coeficiente C_v es medido con ayuda de los ensayos edométricos.

Luego de un análisis de los períodos de consolidación previsibles obtenidos, se determina la media (M) y con esta, el criterio de confianza para el grado de consolidación a alcanzar. El criterio de confianza retenido deberá ser compatible con el proyecto y garantizar una seguridad razonable.

1.3.2.1.12 Monitoreo de los asentamientos

La medición de los asentamientos del suelo del terraplén permitirá controlar durante, y después de la aplicación de la carga, que las hipótesis formuladas durante la fase de elaboración del proyecto eran correctas, y de ser necesario, decidir si es preciso introducir modificaciones, en lo que respecta a los períodos de carga. (Granadillo Pérez, 2015)

El monitoreo permitirá conocer la evolución de los asentamientos con el transcurso del tiempo, a la vez que se sigue de cerca la estabilidad durante las fases de carga y se controla la consolidación del suelo. Además, facilitará la obtención de pronósticos del comportamiento a largo plazo (amplitud y velocidad de asentamiento y momento a partir del cual podrá eliminarse la precarga).

1.3.3 Ventajas y desventajas del empleo del Método de la Precarga

1.3.3.1 Ventajas

Entre las principales ventajas de la aplicación del método de la precarga se pueden encontrar:

- Bajo costo, ya que 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. Esto en el caso de que el suelo sea arena fina saturada de baja densidad relativa.

1.3.3.2 Desventajas

(Zamora, 2014) El método de precarga puede ser la solución más viable cuando el terreno tiene una capacidad portante insuficiente y las cargas de las futuras construcciones son ligeras y uniformes. Sin embargo, presenta los siguientes inconvenientes:

- Excesivo plazo de ejecución, ya que el tiempo de consolidación puede ser de varios meses (en ocasiones más de un año) y hay que prever la disposición de la carga para conseguir el efecto previsto. Este tiempo se reduce mediante la instalación de drenes, pero esta solución aumenta el coste del tratamiento.

- Necesidad de utilizar instrumentos y ensayos de control para proyectar correctamente la precarga y prever el tiempo de aplicación.

Es necesario instalar una gran cantidad de piezómetros y se hace preciso un reconocimiento muy completo del terreno.

- El tratamiento afecta a instalaciones y estructuras próximas, pudiendo originar asentamientos inadmisibles en sus cimientos. En el caso de pilotes origina esfuerzos laterales y/o rozamiento negativo.

CONCLUSIONES PARCIALES DEL CAPITULO

- En la bibliografía extranjera consultada se encuentra de forma abundante las temáticas relacionadas con las deformaciones y la consolidación de los suelos, así como la utilización de la precarga como método de mejora de las características mecánicas de estos, reflejando el desarrollo científico alcanzado a nivel mundial sobre estos temas. Mientras que en la literatura nacional el estado actual del conocimiento es escasa, principalmente los aspectos relacionados con la precarga.
- Existe gran información disponible sobre los métodos de predicción de asentamientos, sin embargo, la Norma Cubana plantea un único método para el cálculo de estos, pudiendo utilizarse de acuerdo a los métodos existentes, un método para cada tipo de suelo de acuerdo a sus características.
- La precarga es el método empleado en Cuba para acelerar la consolidación de los suelos blandos, y a pesar de ello no existe en el país un documento normativo que rija su proceso de diseño, dependiendo así del criterio y experiencia de los técnicos y entidades encargadas del proyecto, el resultado que se obtenga en el terreno.

CAPÍTULO 2 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE PRECARGA

En este capítulo se describen los principales aspectos a evaluar que permitirán el análisis cualitativo de la aplicación del método de la precarga.

2.1 Descripción gráfica del procedimiento

La autora define como análisis cualitativo, la evaluación de cada una de las etapas siguientes, las cuales a su entender constituyen elementos indispensables en este tipo de proyectos y que de sus buenas prácticas dependen los resultados satisfactorios, tanto a corto como a largo plazo.



Figura 2.1 Proceso de análisis cualitativo. Fuente: elaborado por la autora.

2.2 ETAPA 1: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos.

Un tema de vital importancia para la aplicación del método de la precarga, lo constituye la planificación y ejecución de las investigaciones ingeniero-geológicas y geotécnicas. Como se conoce, el diseño geotécnico resulta un proceso complejo sobre todo por lo difícil que es predecir el verdadero comportamiento de la base de las cimentaciones y el

suelo, es por ello que se plantea que la calidad de estas investigaciones decidirá de forma definitiva la racionalidad y seguridad del diseño.

2.2.1 Investigaciones previas a la ejecución de los estudios de suelo:

- Investigación preliminar para tarea de proyección: Esta investigación se ejecuta para examinar y analizar simultáneamente varios lugares o grandes extensiones propuestas para la construcción de la obra y que servirán de base para elegir el lugar más apropiado desde el punto de vista técnico-económico.
- Investigación detallada para proyecto técnico: Esta investigación se realiza para la confección de un proyecto en el lugar de emplazamiento que fue seleccionado en la fase de la tarea de proyección, proporcionando los datos necesarios que posibiliten la ubicación más adecuada de los objetos de obra, tanto por el criterio tecnológico de las instalaciones como por los índices socio-económicos.
- Investigación definitiva para proyección ejecutiva: Esta investigación se ejecuta para la confección integral del proyecto propuesto, y tomando en cuenta los factores que han intervenido en las diversas investigaciones, proporcionando los datos indispensables para la elaboración de una solución segura y económica.
- Investigación complementaria para detalles de proyecto: Esta investigación se realiza en caso de tareas de compleja solución y/o necesaria ampliación de criterios importantes en algún aspecto fundamental que no puedan emitirse en las etapas anteriormente señaladas, debiendo ser bien fundamentadas en todos los casos.

2.2.2 El estudio de suelos debe contar con los siguientes trabajos e investigaciones:

- Trabajos topográficos: incluyen la elaboración de planos de replanteo de calas con sus respectivas coordenadas, planos para la ubicación de las pruebas de placa y perfiles geofísicos.
- Trabajos de perforación: incluyen la realización de las calas y sondeos.
- Estudios geofísicos: incluyen la realización de pruebas de placa para estimar la capacidad de carga del suelo y determinar el módulo deformacional del suelo.
- Trabajos de laboratorio: incluyen el análisis de las muestras obtenidas en las calas y los sondeos. Tienen como objetivo obtener valores de resistencia a compresión,

pesos específicos secos, húmedos y saturados, absorción y % de humedad, así como los parámetros que definen las características mecánicas del suelo como: coeficiente de consolidación primaria (C_v), índice de vacíos (e_0) y coeficiente de consolidación secundaria (C_a).

2.2.3 El informe ingeniero - geológico debe aportar la siguiente información:

- a) Los elementos litológicos existentes, sus condiciones de yacencia, plegamientos, fallas, profundidad y potencia de los estratos, es decir, perfil ingeniero-geológico.
- b) Agrietamiento y grado de descomposición de las rocas.
- c) Profundidad de las aguas subterráneas indicando su variación, composición química y agresividad frente al hormigón y al acero.
- d) Grado sísmico del área.
- e) Desarrollo y extensión de los fenómenos cárnicos, deslizamientos y empantanamiento con condiciones desfavorables para cimentar.
- f) Propiedades físico-mecánicas medias de todos los estratos, y los resultados estadísticos del estudio de laboratorio obtenidos, en caso de haberse realizado este.
- g) Tablas resúmenes de las propiedades físico–mecánicas de los diferentes estratos, de las observaciones y trabajos hidrogeológicos, del tratamiento estadístico de las propiedades físico – mecánicas de los suelos y rocas, de los resultados de ensayos de campo y laboratorios, tablas y gráficos de los trabajos geofísicos, columnas litológicas.
- h) Condiciones de trabajo de la base de la cimentación de acuerdo a la clasificación establecida.

Además, en el informe final se deben recomendar posibles soluciones de cimentación, la profundidad u otro aspecto que se considere importante.

2.3 ETAPA 2: Proyecto Técnico Ejecutivo de la Precarga.

El proyecto técnico ejecutivo de la precarga tiene como objetivo la definición del principio de precarga y sus características, el dimensionamiento de la solución escogida, así como la determinación de los requerimientos que deberán cumplirse durante la fase de ejecución.

2.3.1 Aspectos que conforman el proyecto técnico ejecutivo de la precarga.

- **Modelo geológico y geotécnico:** debe contener el corte estratigráfico seleccionado para el diseño, así como las características mecánicas de suelo necesarias para el diseño.
- **Hipótesis de cálculo:** En esta etapa se definen los espesores de capa a seleccionar y las características reológicas de los materiales medidas en el laboratorio a través de los ensayos de compresibilidad con ayuda del edómetro.
- **Cálculo de los asentamientos previsibles:** se incluye el cálculo de los asentamientos primarios y secundarios previsibles bajo precarga y bajo cargas de servicio, el grado de consolidación a alcanzar. Los resultados se comparan con los propuestos por la nota de cálculo del proyecto y las diferencias entre ambos valores deben ser bajas.
- **Períodos de consolidación:** se estiman los períodos necesarios para alcanzar los grados de consolidación calculados anteriormente. Estos períodos deben compatibilizarse con el cronograma de la obra, de lo contrario deben analizarse soluciones complementarias a la precarga que disminuyan estos tiempos de consolidación.
- **Instrumentación:** la medición de las deformaciones del suelo durante y luego de la aplicación de la carga constituye, luego del reconocimiento geotécnico y los cálculos de análisis, la tercera fase indispensable del proceso de elaboración de los proyectos de carga de un suelo compresible. Permitirá controlar que las hipótesis formuladas durante la fase de elaboración del proyecto fueron correctas,

y de ser necesario, decidir si es preciso introducir modificaciones, en lo que respecta a magnitud y períodos de carga. Además, permite conocer cuando el suelo ha alcanzado el nivel de consolidación requerido en el proyecto, influyendo en la decisión de retirada de la precarga.

2.4 ETAPA 3: Soluciones constructivas.

En este acápite se evaluarán las características constructivas de la obra, teniendo en cuenta tipología y sistemas constructivos, soluciones de cimentación, función, cargas de uso y tecnológicas, así como materiales empleados. Se dará a conocer todo lo relacionado con la obra en cuestión, con el objetivo de analizar si las soluciones escogidas serán las idóneas en correspondencia con las características del suelo donde se emplaza la obra.

2.5 ETAPA 4: Comportamiento del suelo durante la etapa de explotación.

En esta etapa se analizará el comportamiento del suelo y se determinarán aspectos positivos o negativos que influyan en la funcionalidad de la obra.

2.5.1 Inspección técnica visual en el campo

Se realizará un recorrido por la zona de estudio con el objetivo de reconocer y ubicar los puntos notables. Durante la inspección visual se debe proceder a la toma de notas de los deterioros y daños observados, así como la toma de fotografías con detalles de todas aquellas zonas con anomalías remarcables. La información recopilada estará relacionada con características superficiales como deformaciones visibles, grietas en los pavimentos, desniveles y otras. Los resultados de esta inspección se expresarán en términos cualitativos para daños posibles, (por ejemplo: ninguno, pequeño, moderado, severo, destructivo).

2.5.2 Mediciones en el terreno.

En esta etapa se procederá a medir las deformaciones en el área de estudio, a partir de los puntos notables previamente ubicados.

La instrumentación a utilizar en las mediciones dependerá de las características de la obra, la magnitud de las deformaciones existentes, así como de la extensión de las áreas afectadas y del nivel de precisión que se desee alcanzar.

Los resultados de las mediciones quedaran recogidos en la siguiente tabla, la cual favorece el posterior procesamiento y análisis de los datos.

Tabla 2.2 Valores de deformaciones medidas en el terreno

	<i>Deformaciones (cm)</i>	
<i>Punto</i>	<i>Magnitud</i>	<i>Tipo</i>

Fuente: elaborado por la autora.

2.5.3 Procesamiento y análisis de las mediciones.

En esta etapa se procesará la información resultante de las mediciones en el campo. Se establecerá como patrón de comparación, los valores preestablecidos en el diseño de la precarga y estos serán cotejados con los valores reales medidos en el terreno. Esta información permitirá concluir el comportamiento real del suelo, determinando que zonas presentan daños que repercutan en la funcionalidad de la obra.

2.6 Evaluación Cualitativa.

En este acápite se expresarán los resultados del análisis cualitativo y se otorgará una evaluación a la aplicación del método de la precarga a partir de lo expuesto en cada una de las etapas y los elementos que la componen. Se detallarán aspectos positivos y negativos, se verificará el cumplimiento o no de las especificaciones de diseño y se propondrá en función de los resultados, elementos a mejorar o desechar.

CONCLUSIONES PARCIALES DEL CAPITULO

- Sobre la base de diversos aspectos conceptuales – metodológicos, se define un procedimiento para el análisis cualitativo de la aplicación del método de la precarga, este se basa en la evaluación de cuatro aspectos fundamentales: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos, Proyecto técnico ejecutivo de la precarga, Soluciones constructivas y Comportamiento de los suelos durante la etapa de explotación.
- La calidad en la preparación y ejecución de los estudios de suelo tiene una gran influencia en la racionalidad y seguridad del diseño.
- El estudio de las características del suelo, los cálculos de análisis y la medida de las deformaciones, durante y luego de la aplicación de una carga, constituyen las fases indispensables del proceso de elaboración de los proyectos de carga de un suelo compresible.

CAPÍTULO 3 ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LA PRECARGA EN LA MARINA GAVIOTA FASE I Y FASE III.

En este capítulo, se aplicará el proceder establecido en el capítulo anterior con el objetivo de analizar cualitativamente la aplicación de la precarga en los suelos de la Marina Gaviota Fase I y Fase III.

3.1 Aplicación del procedimiento propuesto para el caso de estudio.

La obra objeto de estudio se emplaza en una zona situada al extremo nordeste de la Península de Hicacos, en el municipio de Varadero, Cuba. Se halla entre la reserva ecológica al oeste, el Hotel Punta Hicacos al norte, Cayo Libertad al este y la bahía de Cárdenas al sur. Corresponde a la marina actual y en particular al terraplén situado al este de esta última, recientemente ganado al mar y al manglar. Cuenta con una superficie de alrededor de 10 hectáreas.



Figura 3.1 Ubicación geográfica del conjunto de obras de la Marina Gaviota Varadero.

Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

Marina Gaviota Fase I:

Zona ubicada al sur de la Marina, con una extensión de 27 684 m². Comprende toda el área de maniobra del *Travel Lift* (grúa que desplaza las embarcaciones por tierra). Esta

área también incluye un taller de mantenimiento aledaño al borde costero y a la rampa de varado. (Ver Anexo 1)

Marina Gaviota Fase III:

Zona ubicada al sureste de la Marina, está dedicada a la explotación hotelera y comercial, La componen 15 objetos de obra dentro de los que se encuentran edificaciones, paseos peatonales, viales y parqueos. (Ver Anexo 2)

3.1.1 ETAPA 1: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos.

El reconocimiento de los suelos y el estudio geotécnico con relación al proyecto de desarrollo de la Marina Gaviota Fase I y Fase III, correspondientes al área del Travel Lift y la Zona Comercial respectivamente, fue realizado por la sociedad GEOMAT Antilles y la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA).

3.1.1.1 FASE I. SERVICIOS TÉCNICOS

3.1.1.1.1 Trabajos realizados:

- Trabajos topográficos: Se elaboró un plano de replanteo de calas con sus respectivas coordenadas para facilitar su situación en el terreno, se determinó la posición de las pruebas de placa y los perfiles geofísicos.
- Trabajos de perforación: Se ejecutaron 39 cortes de calas de 8 a 12 ml y sondeos con pala mecánica.
- Trabajos geofísicos: Los estudios geofísicos realizados fueron: pruebas de placa y tomografía eléctrica, con el objetivo de estimar la capacidad de carga del suelo y evaluar las propiedades deformacionales “in situ” (módulo deformacional del suelo).
- Trabajos de laboratorio: Las muestras extraídas durante las calas fueron sometidas a ensayos, realizándose 15 mediciones de la densidad y/o contenido de agua, análisis granulométrico, ensayos de compresibilidad con ayuda de edómetro,

mediciones del coeficiente de consolidación primario (C_v) y ensayos de contracción con medición del coeficiente de consolidación secundaria (C_α).

3.1.1.1.2 Caracterización ingeniero - geológica y geotécnica de la zona:

La zona del *Travel Lift* se caracteriza por una capa de relleno arenoso de alrededor de 3 m de espesor, suelos turbosos y suelos compresibles cieno - arcillosos o turbo – arcillosos en espesores de 1.2 a 4.5 m aproximadamente. Además, en los estudios realizados se encontró el sustrato calcáreo en la superficie, más o menos alterado, identificándose entre 5 y 7 m aproximadamente de profundidad con relación al terreno natural.

El nivel de agua se encuentra situado entre los 0.8 m y 1.9 m de profundidad con relación al nivel de la plataforma. Corresponde probablemente al nivel del mar.

Los resultados de las investigaciones permitieron obtener un modelo geológico y geotécnico global de tres capas:

- Depósitos antropógenos: formados por áreas arcillosas de color grisáceo a azul identificados en espesores que oscilan aproximadamente entre 1.5 y 4.35 m. Presenta características mecánicas de medianas a buenas.
- Formaciones Compresibles: formadas generalmente por cienos arenosos, arenas cienosas, turbas y cienos turbosos. Se está en presencia de suelos blandos con débil resistencia geomecánica, distinguiéndose dos subfamilias:
 - Las turbas, caracterizadas por un elevado contenido de agua, son formaciones fuertemente compresibles en períodos bastante prolongados y evolutivos en el tiempo. Sus características mecánicas son malas;
 - Las arenas cienosas, caracterizadas por un limitado contenido de materia orgánica. Estas formaciones son altamente compresibles en períodos relativamente cortos. Presenta características mecánicas mediocres.

- Sustrato margo - calcáreo que puede estar alterado por tramos. Presenta características mecánicas que van de buenas a elevadas y puede considerarse incompresible.

3.1.1.2.3 Solución de cimentación propuesta.

Se recomendó tratar previamente la zona del *Travel Lift* mediante una precarga.

3.1.1.2 FASE III. ZONA COMERCIAL.

En reunión celebrada con la participación de representantes de la Dirección Nacional de la ENIA, la ENIA Villa Clara y ENIA Matanzas (entidades investigadoras), Inmobiliaria ALMEST (entidad inversionista) y AEI ARCOS- BBI (entidad constructora) se realizó un estudio el plan general del proyecto para la orientar las investigaciones de acuerdo a las necesidades del proyecto.

3.1.1.2.1 Trabajos realizados:

- Trabajos topográficos: Se elaboró un plano de replanteo de calas con sus respectivas coordenadas para facilitar su situación en el terreno, se determinó la posición de las pruebas de placa y los perfiles geofísicos.
- Trabajos de perforación: Inicialmente se previó la realización de 56 calas de las cuales solo se pudieron realizar 51, esto se debió a que tres de ellas se fijaron en el área de salida de las embarcaciones que ya se encontraba en explotación y la entidad inversionista determinó que no se realizarían, mientras que las restantes, su ubicación coincidió debajo de la instalación eléctrica de alto voltaje. De las calas realizadas, 10 corresponden a la zona de los viales y parqueos, zona que será sometida posteriormente a precarga.
- Estudios geofísicos: Los estudios geofísicos realizados fueron: pruebas de placa y tomografía eléctrica. Se planificaron 12 pruebas de placa superficiales con el objetivo de estimar la capacidad de carga del suelo y evaluar las propiedades deformacionales “in situ” (módulo deformacional del suelo). De ellas se

realizaron 10, las faltantes se encontraron en zonas en explotación y no se permitió el acceso.

- Trabajos de laboratorio: Se analizaron las muestras obtenidas en las perforaciones y se obtuvieron los valores de resistencia a compresión, pesos específicos secos, húmedos y saturados, así como la absorción y el % de humedad.

3.1.1.2.2 Caracterización ingeniero - geológica y geotécnica de la zona:

Zona de antiguos pantanos y marismas rellenas con material rocoso o arenas blandas con inundación estacional.

El nivel freático coincide con el nivel medio del mar.

Caracterizada por cortes geológicos variables. En una primera zona (A), los suelos presentan menores afectaciones en las condiciones geológicas naturales, mientras que la otra (B), en sentido general, se caracteriza por pequeñas áreas creadas de forma artificial sobre los fondos marinos ya que se dragó hasta la roca, despojándolas de suelos altamente compresibles (cieno y turba) y rellenándolas con materiales que mejoraron sus condiciones ingenieriles.

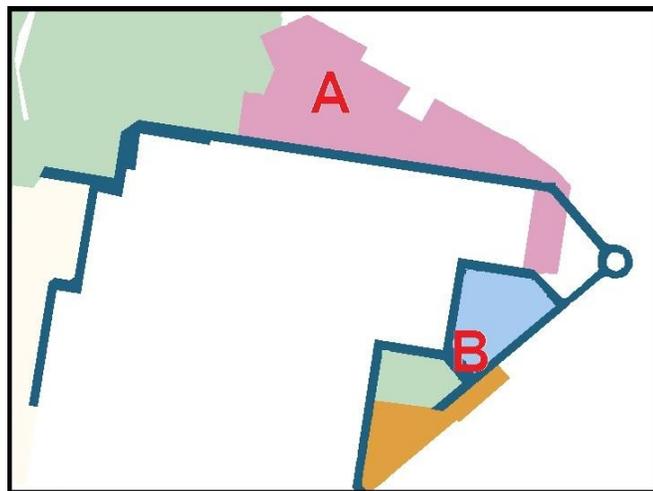


Figura 3.2 Fuente: Informe de suelos de la ENIA.

En las perforaciones realizadas en la zona A se pudo determinar la presencia de varios estratos caracterizados a continuación:

Estrato 1: Relleno constituido por material de mejoramiento de color crema claro. En ocasiones se presenta mezclado con material arcilloso rojizo y fragmentos de piedra caliza (rajón). Su espesor varía entre 0.90 m y 3.0 m y en ocasiones puede ser superior.

Estrato 2: Cieno arenoso y arena cienosa (caracterizados por el predominio de uno u otro material). Espesor bastante grande

Estrato 3: Turba fibrosa (presentada de color oscuro negruzco, carmelita oscuro rojizo y algo gris cuando aparece mezclada con cieno)

Estrato 4: Calcarenita de color gris, porosa, textura arenosa de dureza muy baja, recuperada en ocasiones muy fragmentada y totalmente fragmentada en forma de arena y gravas. Esta capa aparece a partir de los 5.0 m de profundidad.

En las perforaciones realizadas en la zona B se pudo determinar la presencia de los siguientes estratos:

Capa 1: Relleno constituido por material de mejoramiento de las mismas características del perfil anterior.

Capa 2: Rajón, constituido por bloques de caliza dura de la cantera “Amado Cuellar” mezclado con arcilla y material de mejoramiento, su espesor es de 4 m y 5 m.

Capa 3: Arena de grano medio a fino con restos de conchas y caracoles, en ocasiones presenta algo de cieno. En esta capa aparecen embebidos fragmentos de caliza del relleno anterior.

Capa 4: Capa de roca propia del lugar, de color gris que se presenta alternando entre caliza organógena, calcarenita y en ocasiones zonas debilitadas que se recuperan como marga arenosa con fragmentos de calcarenita. Esta capa aparece a partir de los 5m de profundidad.

3.1.1.2.3 Solución de cimentación propuesta.

Debido al contexto geotécnico malo de este sector, se determinó que las únicas posibles soluciones a priori eran:

- Para las edificaciones: cimientos profundos sobre pilotes anclados en el sustrato margocalcáreo o cimientos superficiales ejecutados sobre el terreno tratado por medio de reforzamiento por inclusiones rígidas.

- Para los viales y demás áreas: se sugirió la colocación de una sobrecarga para acelerar los asentamientos y de esta manera mejorar las capacidades portantes del suelo donde se ubicarían estos objetos de obra.

3.1.3 ETAPA 2: Proyecto Técnico Ejecutivo de la Precarga.

3.1.3.1 FASE I. SERVICIOS TÉCNICOS.

El diseño de la precarga se efectuó para la zona correspondiente al vial de pavimento asfáltico, abarcando un área de 15 030 m².

De acuerdo a las características particulares de los suelos sobre los que se apoyaría el objeto de obra, se decidió en el plan general, un tratamiento mediante precarga. Las hipótesis de dimensionamiento fueron escogidas por BOUYGUES BATIMENT INTERNATIONAL (BBI) y se muestran a continuación:

3.1.3.1.1 Hipótesis de diseño.

Modelo geológico: El corte estratigráfico escogido para el diseño pertenece a una de las calas realizadas en los estudios de suelo.

Simbología	Descripción	Espesor
	Relleno (material de mejoramiento)	0,40 m
	Relleno (arena color gris de granos medio a fino)	2,6 m
	Turba fibrosa color carmelita, fétida.	2,0 m
	Cieno arenosos de color gris, fétido	0,40 m
	Calcarenita de color gris, dureza baja, textura arenosa de recuperación fragmentada, con oquedades. A partir de 7,00 m, se recupera como marga arenosa con fragmentos.	4,6 m

Figura 3.3 Corte estratigráfico Cala 25. Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

Modelo geotécnico: Las características mecánicas seleccionadas para esta etapa, correspondieron a aquellas medidas por BBI en suelos de naturaleza geológica semejante para un proyecto ejecutado en Jamaica.

Tabla 3.1 Características mecánicas de suelo seleccionadas.

	C_c	e_0	$C_v (m^2/s)$	$C_\alpha(m^2/s)$
Turba franca	2.89	6	$1,5 \times 10^{-7}$	0.02
Cieno arenoso	0.6	1.5	$> 1,5 \times 10^{-7}$	0.03 C_c

Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

El peso volumétrico establecido para los rellenos de precarga fue de $\gamma_h = 16 \text{ kN/m}^3$.

Perfil de carga y de servicio: Se asumió como hipótesis de base una precarga homogénea y uniforme para todo el terreno con un valor de 54.4 kPa y se consideró una carga de servicio variable en función de la altimetría del terreno y del asentamiento final de la plataforma.

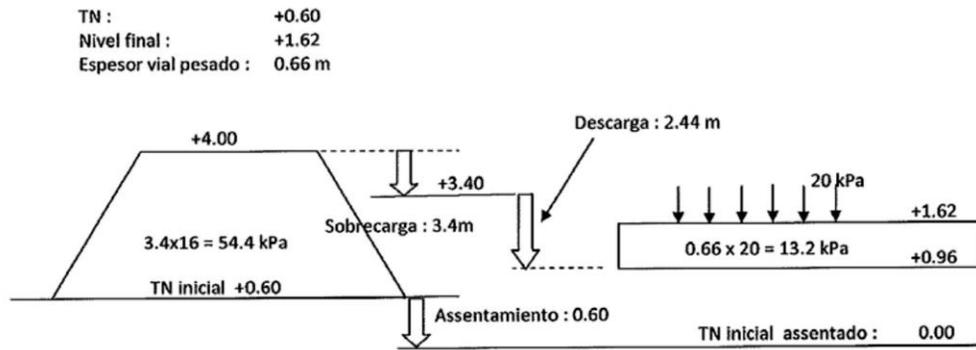


Figura 3.4 Representación de la precarga aplicada. Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

Hipótesis de cálculo.

- Espesores de capas seleccionados:

Tabla 3.2 Espesores de suelo seleccionados.

	Espesor (m)	
	Turbas	Suelos compresibles (turbas + cienos arenosos)
Mínimo	1,1	1,2
Máximo	2,7	4,5
Promedio	1,8	2,9

Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

- Características reológicas de los materiales: Las características seleccionadas correspondieron a aquellas medidas en el laboratorio a través de ensayos de compresibilidad con ayuda del edómetro para cada sondeo.

- Cálculo de los asentamientos primarios previsibles: Los cálculos fueron realizados en el marco de las hipótesis anteriormente descritas y se tomaron en cuenta los espesores de las capas mínimas, máximas y medias del conjunto de formaciones compresibles.

Asentamientos previsibles.

- Asentamientos previsibles resultantes de la precarga: los asentamientos bajo la precarga de 54.4 kPa oscilaron entre los 14 y 98 cm, con un valor promedio de 50 cm, en función del espesor de la capa de turba prevista y de las características de los suelos medidas en la localización de los sondeos.
- Asentamientos previsibles resultantes de la carga de servicio: Los asentamientos primarios previsibles bajo carga de servicio (variable) oscilaron entre los 11 cm y 74 cm en función del espesor de la capa de turba prevista y de las características de los suelos medidas en la localización de los sondeos.
- Asentamientos previsibles resultantes a la consolidación secundaria: Se estimó que continuarían durante toda la vida útil de la obra, aunque ocurrirían en gran medida durante el primer año, al concluir la consolidación primaria o incluso a la par de este proceso. La siguiente tabla resume los resultados de cálculo en forma estática según la vida útil de la obra.

Tabla 3.3 Valores esperados de asentamiento por consolidación secundaria

		<i>Máx.</i>	<i>Mín.</i>	<i>Promedio</i>
<i>T_v</i>	10 años	21 cm	8 cm	14 cm
	20 años	23 cm	9 cm	16 cm
	50 años	26 cm	10 cm	18 cm

Fuente: Informe GEOMAT Antillas.

- Grado de consolidación a alcanzar: osciló entre el 74 y 95 % aproximadamente, con una media del orden del 77%.
- Períodos de consolidación: Los períodos de consolidación previsibles mostraron valores desde 0.4 mes (casi instantáneamente) hasta 4.6 meses, una media del orden de los 2 meses.
- Instrumentación o monitoreo de los asentamientos: El proyecto recomendó una red cuadrada de 25 x 25 m para cubrir la zona. Se estimó que las balizas serían medidas con regularidad a intervalos relativamente cortos a comienzo de la carga, tiempo que se

espaciaría cada vez más. Los intervalos a considerarse fueron los siguientes: 3 mediciones semanales durante los dos primeros meses, 2 mediciones semanales durante los dos meses siguientes, 1 medición semanal durante los 2 meses siguientes y 2 mediciones mensuales hasta la culminación de la precarga.

3.1.3.1.2 Observaciones sobre las hipótesis de proyecto. (GEOMAT Antillas, 2009)

1- El corte estratigráfico seleccionado parece en general **optimista** puesto a que el espesor de turba empleado en los cálculos correspondió de manera global al promedio de los espesores en la zona. Por otra parte, el espesor de los cienos arenosos asumido resultó ser bajo.

2- Las hipótesis relacionadas con las características geotécnicas parecen también ser **optimistas**, esto se evidencia en la tabla 3.4. Los cálculos resultantes corrieron el riesgo de subestimar los asentamientos y la duración de los períodos de consolidación.

Tabla 3.4 Características geotécnicas.

	C_c	e_0	C_v (m^2/s)	C_a (m^2/s)
<i>Valores seleccionados (V_r)</i>	2,89	6	$1,5 \times 10^{-7}$	0,02
<i>Valores medidos (V_m)</i>	6,55	12,7	$3,0 \times 10^{-7}$	0,024
V_r/V_m	44%	47%	50%	83%

Fuente: elaborado por la autora en correspondencia al Informe GEOMAT Antillas.

3- El modelo impuso un nivel final de terreno de forma tal que mientras más importantes fueran los asentamientos bajo la precarga, más importante sería la carga de servicio. Es decir, los asentamientos bajo la carga de servicio serían mayores y los períodos de consolidación más prolongados.

4- Al igual que en el caso de los cálculos de asentamiento, la duración del período de consolidación fue calculada en la localización de cada sondeo, con su valor propio de C_v y los espesores mínimo, medio y máximo de la capa de turba medidos en todo el *Travel Lift*.

5- Los valores de asentamientos calculados mostraron variaciones relativamente bajas con respecto a las hipótesis planteadas en el proyecto, a pesar de las diferencias comprobadas en la elección de los valores de los diferentes parámetros.

Tabla 3.5 Comparación de los valores calculados con las hipótesis de cálculo.

	<i>Asentamiento bajo precarga</i>	<i>Asentamiento bajo carga de servicio</i>	<i>Grado de consolidación</i>
<i>Hipótesis de proyecto</i>	50 cm	45 cm	90%
<i>Valores calculados</i>	50 cm	40 cm	95%

Fuente: elaborado por la autora en correspondencia al Informe GEOMAT Antillas.

6- Ninguno de los cálculos realizados toma en cuenta el asentamiento de los rellenos arenosos ya que resulta un valor difícil de cuantificar por lo que los valores absolutos efectivamente medidos de los asentamientos podrán de esta forma ser superiores a los calculados, no obstante, los períodos de consolidación no deberían ser modificados.

7- En las hipótesis de proyecto se preveían asentamientos secundarios del orden de los 15 cm para un período de 10 años lo cual se corresponde con los cálculos obtenidos.

8- La red de testigos establecida para el monitoreo de los asentamientos parece compatible con la zona aunque el gran número de balizas colocadas puede crear el riesgo de que la colocación del relleno resulte delicada.

9- Las sugerencias en materia de seguimiento e instrumentación constituyeron un complemento indispensable para la precarga. El informe de las balizas y el análisis de los resultados permitieron validar la eficacia del tratamiento y su interrupción.

10- El seguimiento de los asentamientos se realizó a través de un sistema de puntos (cada uno implantado en el centro de una malla cuadrada) que fueron objeto de levantamiento topográfico periódico. El análisis de estas mediciones se efectuó según la teoría de Therzaghi, utilizando gráficos semi – logarítmicos que representaron los asentamientos en función del tiempo, en este se pudo encontrar dos tipos de curva: curvas para las

cuales el asentamiento primario había terminado y las curvas para las cuales el asentamiento primario había terminado algún tiempo atrás. Este análisis indicó que el objetivo fue alcanzado, determinando la decisión de retirar el relleno de precarga.

11- Se estimó que movimientos y asentamientos secundarios intervendrían necesariamente luego de la descarga, estos ocurrirían constantemente durante el período de explotación de la plataforma, aunque de manera limitada y decreciente.

3.1.3.2 FASE III. ZONA COMERCIAL

En esta zona se sometieron a precarga las áreas correspondientes a infraestructura peatonal, viales y parqueos.

3.1.3.2.1 Hipótesis de diseño.

Modelo geológico y modelo geotécnico: Se asumieron las mismas hipótesis del *Travel Lift*, teniendo en cuenta de que las cargas de diseño en esta zona serían mucho menores.

Perfil de carga y de servicio: Se asumieron dos valores de precarga: una de 27 kPa para las zonas peatonales y una de 36 kPa para las zonas de viales y parqueos. Las cargas de servicio dependieron de la altimetría del terreno y del asentamiento final de la plataforma.



Figura 3.5 Detalle de Precarga. Fuente: Plan General Movimiento de tierras, zonas de Precarga.

Hipótesis de cálculo:

- Espesores de capas seleccionados: Se seleccionaron de acuerdo a los resultados de los estudios de suelo realizados.

Tabla 3.6 Espesores de suelo seleccionados.

	<i>Espesor (m)</i>	
	<i>Turbas</i>	<i>Suelos compresibles (turbas + cienos arenosos)</i>
<i>Mínimo</i>	1,0	0,10
<i>Máximo</i>	6,0	1,65
<i>Promedio</i>	3,60	0,82

Fuente: (Granadillo, 2015)

- Características reológicas de los materiales: Teniendo en cuenta los datos obtenidos en los informes de suelo de Fase I y Fase III, así como la proximidad y el medio ambiente predominante en ambas zonas (Granadillo, 2015), se estableció como criterio geotécnico las semejanzas en la composición de los estratos del suelo, por lo tanto, se asumieron las mismas características y parámetros de las muestras seleccionadas en los estudios de Fase I.
- Cálculo de los asentamientos primarios previsibles: Los cálculos fueron realizados en el marco de las hipótesis anteriormente descritas y se tomaron en cuenta los espesores de las capas mínimas, máximas y medias del conjunto de formaciones compresibles.

Asentamientos previsibles:

- Asentamientos previsibles resultantes de la precarga: bajo la acción de la precarga de 27 kPa, los asentamientos oscilaron entre los 3 cm y 8 cm, mientras que en la zona con valor de precarga de 36 kPa, se encontraron entre los 4.28 cm y 40.26 cm.

- Asentamientos previsibles resultantes de la carga de servicio: Se asumieron los mismos valores de asentamiento que en el proyecto del *Travel Lift* debido a las razones anteriormente expuestas. Por lo tanto, se determinó que los valores oscilarían entre valores inferiores a los 11 cm y 74 cm previstos en el Informe GEOMAT *Antilles*.
- Asentamientos previsibles resultantes a la consolidación secundaria: Se asumieron los mismos valores de asentamiento que en el proyecto del *Travel Lift* debido a las razones anteriormente expuestas. La tabla 3.3 resume los resultados de cálculo en forma estática según la vida útil de la obra.
- Períodos de consolidación: El período de consolidación previsible bajo la precarga de 27 kPa se encontró alrededor de los 2 meses de duración y para la precarga de 36 kPa este período se encontró sobre los 7 meses.
- Instrumentación o monitoreo de los asentamientos: Las mediciones de las deformaciones verticales en el terreno fueron ejecutadas con la utilización el nivel de alta precisión con placas plano paralelas y auxiliándose de miras con cintas de invar, provistas de una escala principal y una escala secundaria. Durante el proceso de monitoreo se generaron varias incertidumbres dentro de las que se encontraron: la no realización de las mediciones con la sistematicidad establecida, la pérdida de testigos y la pérdida de verticalidad de algunos testigos.

3.1.3 ETAPA 3: Soluciones Constructivas.

3.1.3.1 FASE I. SERVICIOS TÉCNICOS

La losa del *Travel Lift* se constituyó como una estructura mixta de 27.684 m² dividida en dos zonas:

- Zona A: Pavimento rígido constituido por una losa de hormigón armado de 0.36 m de espesor soportada por 354 pilotes que se empotran en el lecho de la roca caliza existente. Se diseñó para soportar el equipo cargado a máxima capacidad (embarcaciones de 100 t de peso)

- Zona B: Pavimento flexible con un área total de 15 030 m² sobre relleno controlado y precargado soportado por turba que descansa sobre el lecho de roca caliza.



a)

b)

Figura 3.6 a) Losa rígida de hormigón hidráulico, b) Losa de hormigón asfáltico.

Fuente: elaborado por la autora.

Ambas zonas se unen sobre una losa de aproche o de transición de 741 m², la cual está constituida de hormigón armado de 30 cm de espesor y 5,0 m de ancho, se conectó a la estructura del *Travel Lift* mediante una unión articulada con asentamiento 0,00 m y su función es garantizar la transición entre la zona rígida de circulación y la zona de pavimento flexible, susceptibles de sufrir asentamientos diferenciados. La pendiente máxima permisible es del 4%.

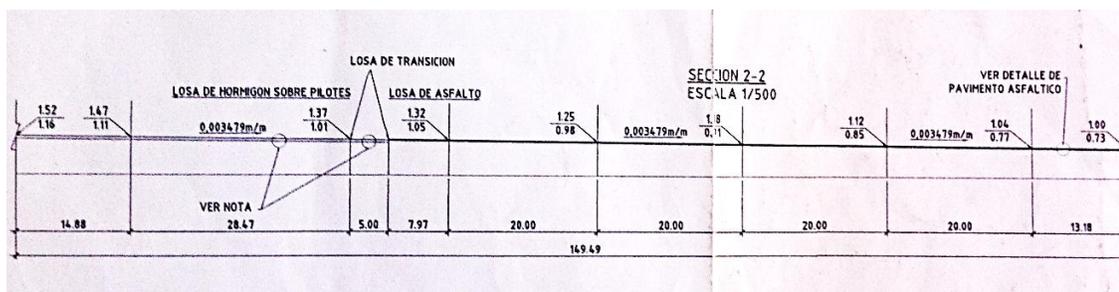


Figura 3.7 a) Elevación transversal de la losa del *Travel Lift*. Fuente: Plan General.

Losa Asfáltica del *Travel Lift*. Replanteo y niveles.

En esta investigación solo se analizaron los objetos de obra apoyados sobre suelo previamente precargado, es decir la Zona B.

Zona B: Pavimento flexible.

La losa asfáltica del *Travel Lift*, no constituye un vial propiamente dicho, sino un área por la que circula y maniobra un equipo con características particulares como: alta carga por eje con baja repetición (36 ton y 10 kg/cm²), además sirve para el estacionamiento en tierra de las embarcaciones.

Cimentación:

Este vial de circulación pesado se colocó sobre una zona con abundante presencia de turbas y cienos. Debido a estas condiciones se previó una etapa de mejoramiento de suelos in situ, antes de su colocación. Para ello se contó con: una capa de relleno de material de cantera, compactado por capas de 0,30 m al 95 % óptimo del ensayo PROCTOR *standard* hasta el nivel geodésico 1,60 m, constituyendo la plataforma y posteriormente se colocó una precarga compuesta por dos capas:

- Relleno de cantera, compactado por capas de 0,30m de espesor al 95% óptimo del ensayo PROCTOR *standard* hasta el nivel geodésico 2,40 m.
- Precarga con material pesante (arena producto del dragado) desde el nivel 2,40 m hasta 4,00 m.

Estructura:

La estructura del pavimento se diseñó en correspondencia con lo expresado en la NC-334:2004. “Carreteras, pavimentos flexibles. Método de cálculo”, adecuando esta norma de uso en viales a las características del *Travel Lift*.

Además se realizaron tres pruebas de placa sobre el macadam por penetración con el objetivo de determinar el módulo de deformación del mismo.

La estructura del pavimento quedó establecida de la siguiente manera (de la capa inferior hasta la superior):

Se efectuó primeramente un riego de imprimación con una dosificación de $0,90 \text{ l/m}^2$, posteriormente dos capas de macadam por penetración de $0,10 \text{ m}$ cada una, a continuación la capa de hormigón asfáltico caliente semidenso de $0,04 \text{ m}$ de espesor y por último la capa de hormigón asfáltico caliente denso de $0,03 \text{ m}$. El detalle se muestra en la figura a continuación:

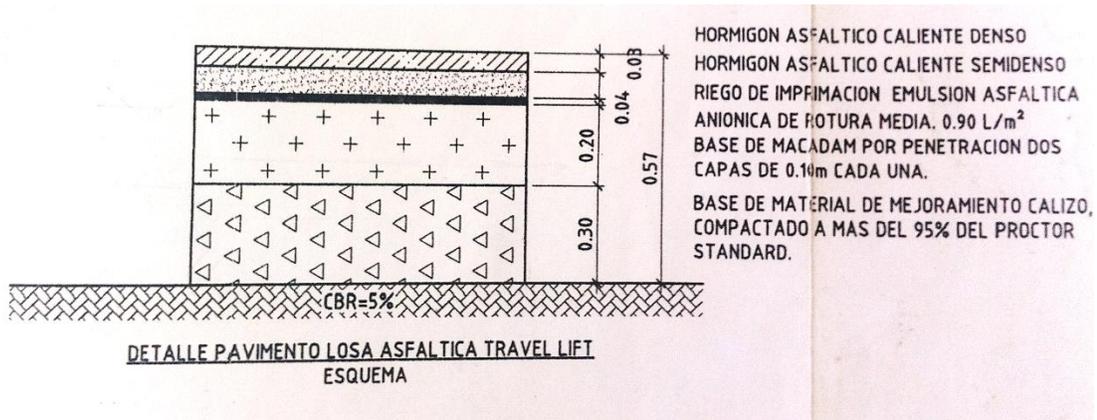


Figura 3.8 Detalle pavimento losa asfáltica Travel Lift. Fuente: Plan General. Cálculo de espesor de pavimento asfáltico de la losa del Travel Lift. Memoria de cálculo.

Cargas de diseño:

- *Travel Lift* 100 t: Vehículo que iza las embarcaciones desde el agua y las traslada sobre la plataforma de estacionamiento.
- Carretilla transportadora para embarcaciones. ASCOM MBT- 60: Este vehículo eleva y traslada las embarcaciones por la plataforma de estacionamiento.

Tabla 3.7 Características de diseño del Travel Lift 100t

<i>Parámetro</i>	<i>U.M</i>	<i>Cantidad</i>
<i>Capacidad de carga de servicio</i>	ton	100
<i>Pendiente superable a plena carga</i>	%	4
<i>Carga vertical por rueda</i>	ton	36
<i>Presión de la rueda sobre el terreno</i>	Kg/cm2	10
<i>Radio de giro</i>	m	5.8

Fuente: Informe Entrega de propuesta de maniobras de equipos para el Travel Lift.

Tabla 3.8 Características de diseño de la carretilla transportadora

<i>Parámetro</i>	<i>U.M</i>	<i>Cantidad</i>
<i>Capacidad de carga de servicio</i>	kg	60000
<i>Tara</i>	kg	16000
<i>Peso máximo</i>	kg	76000
<i>Cantidad de ejes</i>	u	3
<i>Cantidad de ruedas</i>	u	12
<i>Cantidad de ruedas por eje</i>	u	4
<i>Carga vertical máxima por rueda</i>	kg	6333

Fuente: Informe Entrega de propuesta de maniobras de equipos para el Travel Lift.



a)



b)

Figura 3.9 a) Travel Lift, b) Carretilla. Fuente: elaborado por la autora.

Solución de confinamiento del material:

La zona donde se emplazó la losa asfáltica, se encontraba bordeada por un afloramiento cársico de algunos metros de altura con pendiente inclinada, además se construyó un dique de contención de un metro de altura por encima del agua constituido de manera global por rocalla y localmente por hormigón, que sirvió de frontera a las capas de relleno y a la precarga, evitando el intercambio con el exterior.

3.1.3.2 FASE III. ZONA COMERCIAL

En esta zona se presentan tres tipos de estructuras: edificaciones, paseos peatonales y viales.

En la zona de edificaciones se utilizó cimentación indirecta sobre pilotes de sección variable específicamente debido a las características de la calcarenita, la cual, en esta zona se presenta porosa, de dureza baja a muy baja y de recuperación fragmentada.

Debido a que el suelo donde se apoyaron estos objetos de obra no fue sometido a precarga, no se incluyó su análisis en este trabajo de diploma.

Zona de Viales y parqueos.

Cimentación:

Debido a las condiciones desfavorables de los suelos donde se apoyarían los viales y parqueos, se previó una etapa de mejoramiento de suelos in situ, antes de su ejecución. Para ello se colocó una sobrecarga encima del nivel de plataforma que contó con (ver figura 3.5):

- Relleno de cantera, compactado por capas de 0,70 m de espesor, al 95% óptimo del ensayo PROCTOR *standard*
- Precarga con material pesante (arena producto del dragado) de 1,30 m de espesor

Estructura:

La estructura del pavimento se diseñó en correspondencia con lo expresado en la NC-334:2004. “Carreteras, pavimentos flexibles. Método de cálculo”.

La estructura del pavimento quedó establecida de la siguiente manera (según orden de ejecución):

- Sub- base con material todo en uno de cantera de espesor variable.
- Base de material de cantera A-2-4 de 30 cm de espesor.
- Superficie compuesta por una capa de hormigón asfáltico caliente semidenso y una segunda capa de hormigón asfáltico caliente denso con espesores de 4 cm y 3 cm respectivamente.

Las aceras son de hormigón hidráulico de 10 cm de espesor.



Figura 3.10 Viales y parqueos Marina Gaviota Fase III. Fuente: elaborado por la autora.

Zona Peatonal:



Figura 3.11 Zona de paseos peatonales. Fuente: elaborado por la autora.

Cimentación:

El suelo sobre el que se apoyó esta zona fue sometido a un proceso de mejora de sus características mecánicas mediante la aplicación de precarga. Para ello se aplicó sobre el nivel de plataforma una sobrecarga que contó con (ver figura 3.5):

- Relleno de cantera, compactado por capas de 0,50 m de espesor, al 95% óptimo del ensayo PROCTOR *standard*.
- Precarga con material pesante (arena producto del dragado) de 1,00 m de espesor.

Estructura:

La solución de pavimento utilizada en el área fue el adocreto o adoquín de concreto de acuerdo a las ventajas que presenta, las cuales se ajustan a las características de la obra. Estas ventajas son: altamente estéticos, fáciles de construir, **fáciles de reparar**, refrescan el ambiente, de igual costo que otros pavimentos, de uso versátil y para su construcción no se requiere de un equipamiento complejo.

Para compactar la capa adoquinada, se requirió de una capa no rígida que la sostuviera, es por esto que se colocó una capa de asiento entre el adocreto y la base. El material que se utilizó para esta capa fue arena limpia sin nada de arcilla, cemento o cal.

La estructura del pavimento se constituyó de la siguiente manera (por orden de ejecución):

- Sub- base compuesta por material todo en uno de cantera.
- Base compuesta por suelo granular A-2-4.
- Capa de asiento compuesta por arena.
- Capa adoquinada.

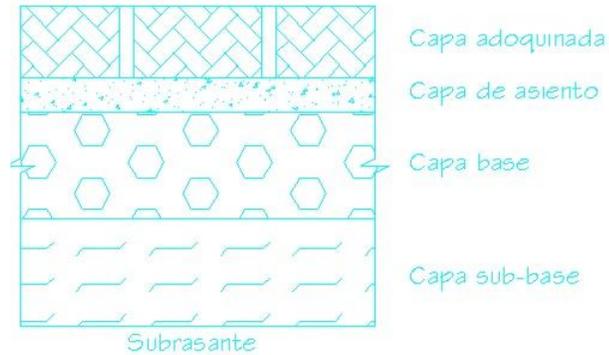


Figura 3.12 Detalle de pavimento de adocreto. Fuente: (Moncayo V., s.f.)

Dentro de estas zonas peatonales también se encuentra el paseo marítimo, el cual rodea el borde costero de Fase III. Este se ejecutó directamente sobre una capa de relleno formada por rajón, macadam y todo en uno de cantera, es decir no se encuentra entre las zonas sometidas a precarga.



Figura 3.13 Paseo marítimo. Fuente: elaborado por la autora.

Solución de borde costero:

La solución de borde costero utilizada en la zona consistió en la construcción de 401,18 metros lineales de cabezal para atraques. Para esto se hincaron 618 tablestacas metálicas formando una cortina, la hincada fue realizada con la grúa flotante GF-45 ton y Martillo DELMAG 12. La cortina de tablestacas se unió mediante un cabezal de hormigón el cual le proporcionó la rigidez necesaria para contener el empuje de la masa de relleno.

3.1.4 ETAPA 4: Comportamiento de la plataforma durante la etapa de explotación

3.1.4.1 FASE I. SERVICIOS TÉCNICOS

Resultados de la inspección técnica visual en el campo.

En el recorrido realizado por la plataforma del *Travel Lift*, el día 16 de junio del 2018, se pudo apreciar el estado excelente de las losas en ambas zonas ya que no se encontró ningún tipo de deterioro. Mientras que al analizar la junta entre ambas (en la zona de transición), se observó que se había producido un desnivel, ya que la losa asfáltica se asentó varios centímetros con respecto a la losa de pavimento rígido.



a)



b)

Figura 3.14 Deformaciones en la zona de transición. Fuente: elaborado por la autora.

Mediciones en el terreno

Luego de detectar la zona donde se encontraron deformaciones, se procedió a la realización de mediciones.

Localización: Estas mediciones se realizaron cada 3 m, a lo largo de la zona de transición entre la losa de pavimento rígido y la de hormigón asfáltico.

Procesamiento y análisis de las mediciones.

En la tabla 3.9 se muestran los valores de asentamiento que ha sufrido la losa asfáltica, medidos cada 3 m con respecto a la zona de transición.

Tabla 3.9 Deformaciones medidas en Fase I.

<i>Punto</i>	<i>Magnitud (cm)</i>	<i>Tipo</i>
1	2	Vertical
2	2,5	Vertical
3	2	Vertical
4	2,8	Vertical
5	3,2	Vertical
6	2	Vertical
7	2	Vertical
8	3,2	Vertical
9	3	Vertical
10	1,5	Vertical
11	2,5	Vertical
12	2,5	Vertical
13	2	Vertical
14	2	Vertical
15	1,8	Vertical
16	1,8	Vertical
17	2	Vertical

Fuente: elaborado por la autora.

La puesta en explotación de esta obra fue a partir del año 2011, por lo que el análisis de estos datos permitió concluir que la losa de hormigón asfáltico en un período de 7 años se ha asentó un promedio de 2,4 cm con respecto a la zona de transición.

El proyecto establece que en esta zona de transición entre la losa rígida y la flexible no se debe sobrepasar una pendiente del 4%, lo cual se cumple por tanto estas deformaciones se encuentran entre los límites permisibles para la circulación del *Travel Lift*.

Además se establece la posibilidad de ocurrencia de asentamientos diferenciales en esta zona, lo cual no ha ocurrido puesto que el suelo se ha asentado de forma uniforme y no se han producido distorsiones.

3.1.4.2 FASE III: ZONA COMERCIAL

Resultados de la inspección técnica visual en el campo.

En la inspección realizada el día 16 de junio del 2018 se observaron una serie de daños remarcables. Durante el recorrido se observó que las mayores afectaciones se han producido en los paseos peatonales.

Dentro de las afectaciones más importantes se encuentran:

- En las zonas peatonales como el paseo marítimo y el área de tiendas se observó la existencia de deformaciones moderadas, las cuales se vieron reflejadas mediante la pérdida, rotura y deformaciones del adocreto debido a los desplazamientos horizontales y verticales en el suelo.



a)

b)

c)

Figura 3.18 Deformaciones en los paseos. Fuente: elaborado por la autora



a)



b)

Figura 3.19 Desplazamientos horizontales.



a)



b)

Figura 3.20 Desplazamientos verticales.

- En las zonas de viales y parqueos que fueron sometidas a precarga las deformaciones son muy leves y practicamente nulas, se ven mayormente reflejadas en las aceras por la aparición de grietas y pequeños desniveles en zonas muy puntuales.



a)



b)

Figura 3.21 Deformaciones en viales y aceras. Fuente: elaborado por la autora.

- La zona de parqueos ubicada entre los objetos de obra número 44 y 46, se caracteriza como la más crítica debido a la elevada cantidad de deformaciones encontradas, determinándose las aceras como el elemento con mayor nivel de afectaciones. Esto se debe a que en la zona no fue posible el tratamiento del suelo mediante precarga ya que durante la etapa de ejecución, fue el área seleccionada para ubicar las grúas y facilidades temporales.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Mediciones en el terreno

Luego de detectar la zona donde se encontraron deformaciones, se sucedió a la realización de mediciones.

Localización: Estas mediciones se realizaron en los puntos que se muestran en el Anexo 3

Instrumentación: Los instrumentos utilizados para ello fueron el nivel de burbuja y la cinta métrica

Procedimiento: Con la ayuda del nivel de burbuja se estableció la nivelación del terreno y con la cinta métrica se midió la deformación vertical del terreno. Se tomaron como puntos de las edificaciones.



a)



b)



c)

Figura 3.25 Mediciones en Fase III. Fuente: elaborado por la autora.

Procesamiento y análisis de las mediciones.

En la tabla 3.9 se muestran los valores de deformaciones que medidas en el terreno.

Al analizar los datos obtenidos se puede observar que los asentamientos ocurridos en la zona precargada se encuentran en el orden de 1,5 cm a 3,5 cm y generalmente se han producido en las zonas peatonales, es decir la zona sometida a menor carga de uso. Mientras que en la zona de viales y parqueos, las deformaciones son prácticamente imperceptibles. Esto se supone, se debió a la cercanía con el borde costero, lo cual la hace más vulnerable a los desplazamientos horizontales y verticales de la turba, debido a que la solución de borde empleada no garantiza el total confinamiento de la masa de suelo, permitiéndose la entrada de agua.

Al comparar estos resultados con los valores de asentamientos futuros estimados de acuerdo a las hipótesis de proyecto en la tabla 3.3 se pudo verificar que estos valores son aceptables puesto que aún no han alcanzado el valor mínimo esperado, es decir para un período de 10 años se esperan valores de asentamiento en el orden de los 14 cm, lo cual es cumplido ampliamente.

En las zonas no precargadas se evidencian elevados valores de asentamientos, además de la ocurrencia de desplazamientos horizontales que pueden afectar la seguridad y funcionalidad de la obra.

Tabla 3.9 Deformaciones medidas en Fase III.

<i>Deformaciones</i>			
<i>Punto</i>	<i>Magnitud (cm)</i>	<i>Tipo</i>	<i>Observaciones</i>
1	2,5	vertical	
2	2,5	vertical	
3	2	vertical	
4	1,5	vertical	
5	1,5	vertical	
6	3,5	vertical	
7	6	vertical	Zona no precargada
8	6	vertical	Zona no precargada
9	3	horizontal	Zona no precargada
	4	vertical	
10	4,5	vertical	Zona no precargada
11	4	vertical	Zona no precargada
12	14	vertical	Zona no precargada
	3	horizontal	
13	10	vertical	Zona no precargada
14	5	vertical	Zona no precargada
	7	horizontal	
15	3	vertical	Zona no precargada
	10	horizontal	
16	14	horizontal	Zona no precargada
	4	vertical	
17	7	horizontal	Zona no precargada
18	2	vertical	
19	1,5	vertical	
20	3	vertical	
21	1,5	vertical	
22	1,5	vertical	
23	7	vertical	Zona no precargada

Fuente: elaborado por la autora.

3.1.5 Evaluación Cualitativa.

3.1.5.1 FASE I. SERVICIOS TÉCNICOS

Aspectos positivos:

- Los estudios de suelo contaron con un proceso de preparación previa que permitió organizar y orientar las investigaciones de acuerdo a lo previsto en el plan general de la obra, de ahí que se realizaran con el nivel de calidad y precisión requerida, aportando todos los datos necesarios para el diseño del proyecto y posterior selección de las soluciones constructivas más óptimas.
- Las hipótesis establecidas en el diseño fueron acertadas y se ajustaron a las características particulares del *Travel Lift*.
- El monitoreo de los asentamientos se cumplió con eficacia y con la sistematicidad establecida al igual que el procesamiento de las mediciones, garantizándose la retirada de la precarga en el momento exacto en que habían concluido todos los asentamientos primarios.
- La utilización de pavimento asfáltico en la zona del *Travel Lift* no era la solución más idónea debido a que el uso del pavimento flexible es básicamente para lugares con cargas dinámicas de alta velocidad y características totalmente opuestas a las de este equipo, a pesar de esto, se previeron las medidas necesarias para garantizar el uso óptimo del pavimento y prolongar su vida útil, lo cual se demuestra ya que después de siete años de explotación, se encuentra en un estado excelente.
- Se utilizó una solución de confinamiento del material de relleno, la cual aisló a la plataforma del medio exterior, evitándose la pérdida de material por arrastre del agua.

Aspectos a valorar:

- Los valores de las características mecánicas del suelo fueron asumidos de un proyecto en Jamaica con condiciones de suelo similares, esto es debido a que el equipamiento con que cuenta el país solo permite obtener el módulo de deformación. Asumir estos valores genera incertidumbres a la hora de estimar asentamientos y por tanto en el comportamiento futuro del suelo.

3.1.5.2 FASE III. ZONA COMERCIAL

Aspectos positivos:

- El proceso de preparación y ejecución de los estudios de suelo se realizó de forma satisfactoria, con la rigurosidad y calidad requerida. Además aportó la información necesaria para la correcta explotación de este.
- A pesar de no establecerse las hipótesis adecuadas a las características del objeto de obra, se comprobó que las deformaciones existentes en las zonas donde se aplicó precarga, se han comportado de acuerdo a lo esperado y no constituyen un peligro para la funcionalidad de la obra, lo cual ocurre totalmente diferente en las zonas donde no se colocó precarga, esto demuestra la efectividad del método.
- La utilización del pavimento de adocreto constituyó un acierto, ya que se ajusta perfectamente a las características de la obra en cuestión, principalmente por las facilidades de reparación, ya que al producirse asentamientos se remueve la capa adoquinada, se rellena y posteriormente se vuelve a colocar.

Aspectos a valorar:

- Los cálculos resultantes corrieron el riesgo de sobrestimar los asentamientos y la duración de los períodos de consolidación, debido a que se asumieron hipótesis de un objeto de obra expuesto a cargas de uso mayores y con características totalmente diferentes.
- Se asumen valores incorrectos de las características físicas y mecánicas del suelo, lo cual puede generar incertidumbres en cuanto a los resultados, puesto a que los

asentamientos pueden no ser compatibles con los reales, generándose efectos desfavorables e inesperados.

- El proceso de monitoreo de los asentamientos no se realizó con la sistematicidad establecida, además se produjo la pérdida de testigos por diversas razones, esto puede haber influido en que la precarga no se retirara en el momento en que todos los asentamientos primarios culminaron.

En correspondencia a lo antes expuesto se puede concluir que la aplicación del método de la precarga fue efectiva en ambas zonas ya que se logró acelerar los asentamientos y mejorar la capacidad resistente de los suelos sobre los que se apoyaron estos objetos de obra.

En la zona de Servicios Técnicos el proyecto de precarga fue satisfactorio ya que se cumplió con lo estipulado en cada una de las etapas y se tomaron las decisiones que garantizaron una respuesta óptima del suelo, lo cual queda evidenciado en el comportamiento de este con el paso del tiempo.

En la Zona Comercial se puede calificar el proceso de precarga como aceptable ya que a pesar de que se tomaron decisiones que generaron incertidumbres en cuanto al comportamiento del suelo, los asentamientos en las zonas precargadas se han comportado de acuerdo a lo esperado. En esta zona resulta importante estudiar el comportamiento en las áreas donde no se aplicó precarga con el objetivo de mitigar los daños existentes y así evitar afectaciones mayores que repercutan en la funcionalidad de la obra.

CONCLUSIONES PARCIALES DEL CAPITULO

- Quedó definido a través del análisis cualitativo que la aplicación del método de la precarga fue efectiva en ambas zonas ya que se logró acelerar los asentamientos y mejorar la capacidad resistente de los suelos sobre los que se apoyaron los objetos de obra. Además los resultados alcanzados en la zona del Travel Lift y en la Zona Comercial permitieron evaluarlo de satisfactorio y aceptable respectivamente.
- Existe una relación muy estrecha entre el reconocimiento geológico y geotécnico, las hipótesis de diseño, las soluciones constructivas y el comportamiento de los suelos, ya que de la concordancia y correspondencia entre cada una de estas etapas depende el éxito en la aplicación de la precarga y la óptima respuesta del suelo.

CONCLUSIONES

1. En la bibliografía extranjera consultada se encuentra de forma abundante las temáticas relacionadas con las deformaciones y la consolidación de los suelos, así como la utilización de la precarga como método de mejora de las características mecánicas de estos, reflejando el desarrollo científico alcanzado a nivel mundial sobre estos temas. Mientras que en la literatura nacional el estado actual del conocimiento es escasa, principalmente los aspectos relacionados con la precarga.
2. Sobre la base de diversos aspectos conceptuales – metodológicos, se define un procedimiento para el análisis cualitativo de la aplicación del método de la precarga, este se basa en la evaluación de cuatro aspectos fundamentales: Reconocimiento de los suelos de la zona y estudios geotécnicos, Proyecto técnico ejecutivo de la precarga, Soluciones constructivas y Comportamiento de los suelos durante la etapa de explotación.
3. Quedó definido a través del análisis cualitativo, que la aplicación del método de la precarga fue efectiva en ambas zonas ya que se logró acelerar los asentamientos y mejorar la capacidad resistente de los suelos sobre los que se apoyaron los objetos de obra. Además los resultados alcanzados en la zona del Travel Lift y en la Zona Comercial permitieron evaluarlo de satisfactorio y aceptable respectivamente.

RECOMENDACIONES

Sobre la base de los resultados obtenidos en esta investigación se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Sería necesario que, en Cuba, para el uso de la precarga en la consolidación de los suelos, se trabajara en la elaboración de un documento normativo que indique el correcto proceder para cada tipo de estructura que vaya a soportar el suelo y que además fije los elementos de rigor a controlar.
2. Se recomienda extender la investigación, evaluando otros aspectos que pueden influir directamente en los resultados de la aplicación del método de la precarga, como es el caso de la etapa de ejecución.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, H. L., 2015. *Diseño geotécnico de explanadas*, Santa Clara: s.n.
- Al-Shamrani, M. A., s.f. Application of the Ca/Cc concept to secondary compression of sabkha soils. p. 12.
- Anon., s.f. Comportamiento de suelos en compresión confinada. En: *Edómetro*. s.l.:s.n.
- autores, C. d., 2004. *NORMA PARA EL DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.*, s.l.: s.n.
- autores, C. d., 2005. *Asesoramiento en el terraplenado de una playa de depósito de madera en la zona del espigón F del puerto de Montevideo.*, s.l.: s.n.
- autores, C. d., 2005. *Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno.* Tercera ed. s.l.:s.n.
- autores, C. d., 2012. *Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas.* s.l.:s.n.
- Boyle, S. J. A. & P., 2003. *Challenging geotechnical conditions at Seawall Project in Birisbane, Coasts and Ports Conference (PIANC)*. Auckland, s.n.
- Burgos, M. & Samper, F., s.f. Mejora de fangos muy blandos procedentes de dragado en el puerto de Valencia. *Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil*.
- Cerato, A. B. & Lutenegger, A. J., s.f. Determining Intrinsic Compressibility of Fine-Grained Soils.
- Comisión Nacional del Agua, 2012. *MANUAL de mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del comportamiento en obras hidráulicas.*, s.l.: s.n.
- Cruz, D. A., 2012. *Cimentaciones sobre suelos turbosos mediante relleno técnico controlado en la península de Varadero.*, Matanzas: s.n.
- Das, B. M., 2001. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Sacramento: California State University.
- Das, B. M., 2009. *Principio de ingeniería de Cimentaciones*. La Habana: Felix Varela.
- De Armas, S., 1999. *Estudio de las deformaciones en los suelos*, Santa Clara: s.n.
- De la Fuente, P., 1984. *Estudio de la Deformabilidad de los suelos arcillosos de Madrid*, s.l.: s.n.
- Duque, G. & Escobar, C. E., s.f. *Mecánica de Suelos I*. s.l.:s.n.
- Empresa de Investigaciones Aplicadas, 2012. *Informe Técnico topográfico*, Matanzas: s.n.
- Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, 2010. *Informe de suelos Marina Gaviota Fase 3*, s.l.: s.n.
- ENIA, 2010. *Marina Gaviota en Varadero. Informe ingeniero geológico.*, Varadero: s.n.
- Ergorov, K. E., 1968. Asentamientos en cimentaciones de edificaciones en bases muy compresibles no homogéneas. En: *Trabajos del Instituto de investigación de bases y construcciones de suelos*. s.l.:s.n.
- Feng, T. -. W. & Lee, Y. -. J., s.f. Coefficient of Consolidation from the linear segment of the t1/2 curve..
- Fratelli, M. G., 1993. *Suelos, Fundaciones y Muros*. Caracas: s.n.
- GEOMAT Antillas, 2009. *Informe de suelos* , s.l.: s.n.
- Granadillo Pérez, A., 2015. *Aplicación del Método de la Precarga para la consolidación de suelos en la Marina Gaviota Fase III*, Matanzas: s.n.

Grupo Empresarial GEOCUBA, 2004. *Metodología para el control de deformaciones en obras a partir de métodos geodésicos*, s.l.: s.n.

Herminier, R. L., 1968. *Mecánica de Suelos y Dimensionamiento de Firmes*. s.l.:Blume Madrid - Barcelona.

Jimenez Salas, J. A., s.f. Procedimientos de mejora del terreno: Precarga. En: *Curso sobre la geotécnica de las obras marítimas*. s.l.:s.n.

José A. Jimenez Salas, J. S. A. A. S. G., s.f. *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica de Suelos y de las Rocas*. Segunda ed. s.l.:Ruedas.

La Rosa Pérez, Y., 2014. *Análisis de las deformaciones en los suelos parcialmente saturados en Cuba*, Santa Clara: s.n.

Machado, A. J., 2015. *Estudio comparativo de los métodos de cálculo de deformaciones en bases de cimentaciones superficiales en suelos saturados*, Santa Clara: s.n.

Malishev, M. V. & Nikitina, N. S., 1982. Cálculo de asentamientos en cimentaciones para condiciones no lineales entre las tensiones y las deformaciones del suelo. *Trabajos N.I Bases y Construcciones Subterráneas*.

Mello de Victor, F. B., 1995. *Foundations of buildings in clay. Fondations de structures sur argiles*, s.l.: s.n.

Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, s.f. *Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias*, s.l.: s.n.

Moncayo V., J., s.f. Pavimentos adoquinados. En: *Manual de Pavimentos*. s.l.:s.n.

Moreno, O. & Rubio, C. M., 2011. *Parámetros de Consolidación Secundaria en suelos sencibles a los asientos de la región cordillerana patagónica argentina*, s.l.: s.n.

Muelas, A., s.f. *Manual de Mecánica de Suelo y Cimentaciones*, s.l.: s.n.

Pérez, J., s.f. *Conceptos generales de la Mecánica de Suelo*, La Coruña: s.n.

Pérez, V. J., 2003. *Mejora y consolidación de suelos*. [En línea] Available at: <http://www.terratest.es/docs/tecnicasdemejorapt.pdf>

Poliotti, M. & Sierra, P., s.f. *Consolidación Unidimensional de suelos*, s.l.: s.n.

Quevedo, G. S., 2002. *Aplicación de los estados límites y la teoría de la seguridad en el diseño geotécnico en Cuba*, Santa Clara: s.n.

Rodríguez, E. J. B. y. A. R., 1963. *Fundamentos de Mecánica de Suelos*. s.l.:s.n.

Salas, J. A. J., s.f. s.l.:s.n.

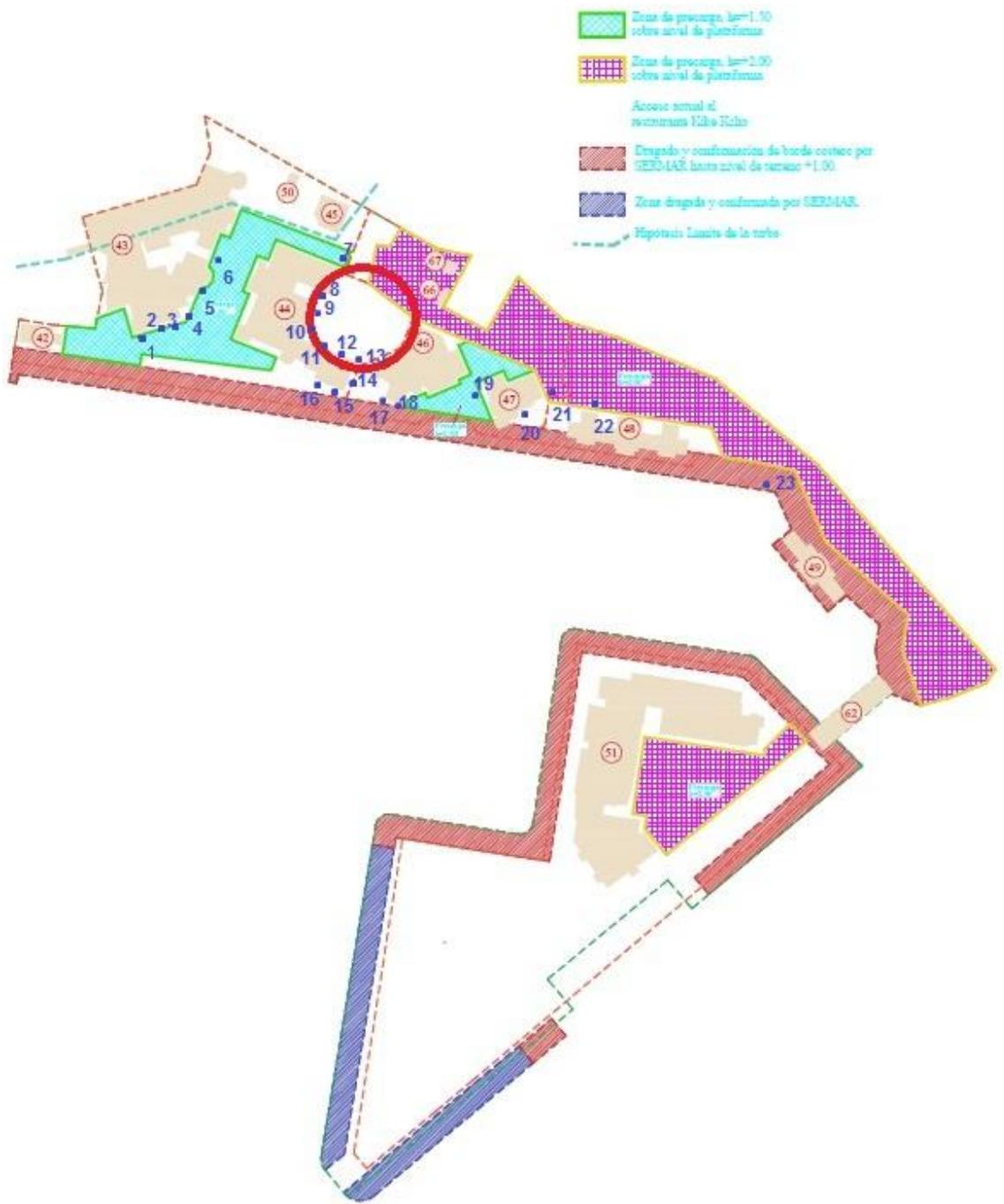
Sotolongo, G. Q., Gonzalez- Cueto, A. . V. & Dao Duc, T., 2012. *Manual de Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales*, Santa Clara: s.n.

Sowers & Sowers, 1975. *Introducción a la Mecánica de suelos y Cimentaciones*. s.l.:LIMUSA.

Tersaghi, K., 1968. *Mécanica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Primera ed. Barcelona: ATENEO S.A.

U.S Army Corps of Engineers, 1990. Settlement Analysis. 30 septiembre.p. 205.

Zamora, J. P., 2014. *Optimización de tratamientos de suelos blandos bajo terraplenes*, Lima: s.n.



Anexo 3 Puntos notables medidos. Fuente: elaborado por la autora.