

UNIVERSIDAD CENTRAL
"MARTA ABREU" DE LAS VILLAS
FACULTAD DE CONSTRUCCIONES



Trabajo de Diploma

**VARIANTE DE CIMENTACIÓN
PARA EL HOTEL "LA
ESTRELLA"**

**ANÁLISIS TÉCNICO-
ECONÓMICO**

Autor
Clayon E. Blake

Tutores
Dr. Jorge Luis Broche
Yoanlexy Martinez

2007-2008





Pensamiento 1



*Cuatro cosas son de las más pequeñas de la tierra,
y las mismas son más sabias que los sabios:*

*Las hormigas, pueblo no fuerte, y en el verano
preparan su comida;*

*Los conejos, pueblo nada esforzado, y ponen sus
casas en la piedra;*

*Las langostas, que no tienen rey, y salen todas por
cuadrillas;*

*La araña que atrapas con la mano, y está en
palacios de rey.*

Proverbios 30:24-28

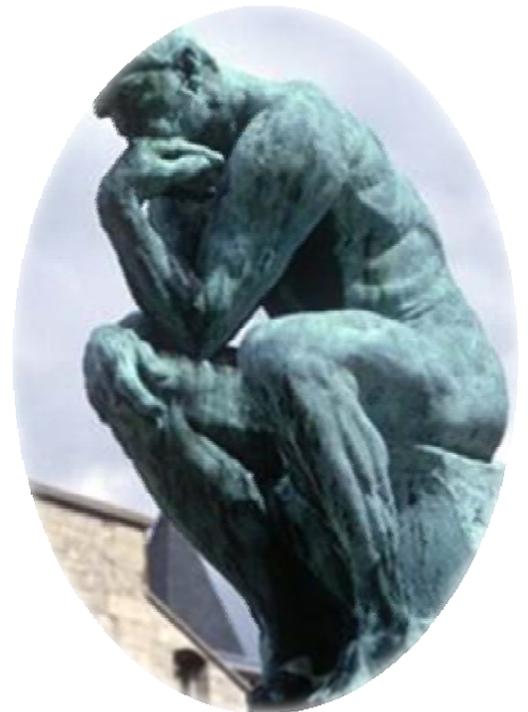
La Santa Biblia

Versión Reina Valera (1960)

Pensamiento 2

*Nunca culpes a nada y nadie para las cosas no
logradas en tu vida. Si tú querrías lograrles
tanto, no hay nada ni nadie que te podría haberte
parado.*

Clayton Blake





Dedicatoria

Este trabajo está dedicado al AMOR.

El amor de Dios, constante e incondicional,

El amor de mis padres y mi familia, lo que me motivaba terminar la carrera,

El amor de mis amistades, que alienta el corazón e ilumina una senda oscura,

El amor de vida, que te hace extender la mano al vecino y

El amor de Ingeniería Civil, que te propulsa estudiar, sonar y pensar más allá del dos que cogiste en alguna evaluación.

Clayon Elleston Blake



Agradecimiento

A Jesucristo, la luz de mi vida. Por su inmenso amor y sustento

A mis padres Mendis e Ivy por su apoyo emocional y una vida dedicada a facilitar mi éxito

A mis hermanos de sangre Vinceroy, Novelette, Euan, Mizriel, Denise, Judine & Claudia, por su apoyo, cariño, y ser tan especial

A mis hermanos cristianos cubanos y extranjeros (Shaven, Prince, Pastoria, Trevlon, Lee, Oscar, Reicel, etc.) por sus oraciones y amistad, tan sólidos como una roca

A mis tutores Dr. Jorge Luis Broche y Yoanlexy Martinez por su tiempo y sacrificio para llevar a cabo este Trabajo de Diploma

A todos mis profesores y compañeros de aula (especialmente Milagros Yo, Bruce y Oscar) por su papel importante en mi formación profesional, y desarrollo de mi carrera

A los 6 años de estancia en Cuba, para enseñarme ser luchador, conquistador y vencedor y vivir realmente el dicho revolución cubana, "Hasta la victoria siempre, venceremos"

Thank You

Resumen

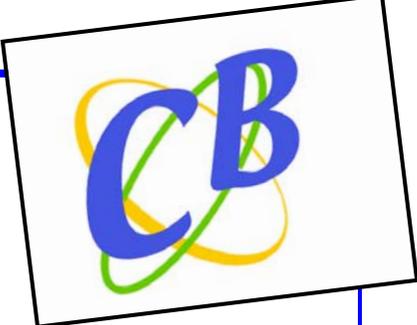
Este trabajo de diploma se fundamenta en la evaluación del estado ingenieril de la base de la cimentación, para el Edificio Principal del Hotel “La Estrella” en Cayo Santa María.

La roca es una de las bases de cimentación más segura, pero esta es cierta sola para una roca sana, con agrietamiento mínimo, buena resistencia a compresión y una serie de parámetros más. La búsqueda bibliográfica de aspectos relacionados a la cimentación en roca es un punto obligado para fundamentar esta investigación.

En el caso nuestro, la roca que se encuentra como base no es una roca sana entonces hay que someterle a varios chequeos geotécnicos y estructurales para poder evaluar su estado y definir las limitaciones del macizo rocoso. Se evaluará su capacidad de carga utilizando programas de diseño geotécnico y estructural, y comparar su efecto en algunos otros parámetros de diseño y visa versa.

Programas como DGCIM, DECIM y Mathcad están a nuestra disposición para lograr los objetivos de este trabajo de diploma. El informe ingeniero-geológico hecho por la ENIA, y la información encontrada en la búsqueda bibliográfica serán usados para guiar en los diseños y análisis de la base de cimentación, asegurando una seguridad, racionalidad y economía de proyecto.

Al concluir este trabajo es inevitable que sea necesario evaluar las variantes de cimentación en función de la economía. Un análisis económico relacionado a los costos directos será hecho para determinar la racionalidad de cada cual.





Índice

<i>Introducción</i>	1
<i>Capítulo I: Estudio teórico sobre los aspectos fundamentales de la cimentación en las condiciones dadas en Cayo Santa María.</i>	
1.1 <i>Introducción</i>	8
1.2 <i>Características Ingeniero Geológicas del lugar en cuestión para la construcción del Hotel “La Estrella”</i>	9
1.3 <i>Revisión teórica de Mecánica de Roca</i>	10
1.3.1 <i>Capacidad de carga</i>	11
1.3.2 <i>Estudio del campo deformacional del macizo rocoso</i>	13
1.3.3 <i>Análisis del comportamiento de las rocas más allá del límite de resistencia</i>	15
1.3.4 <i>Asentamiento</i>	17
1.3.5 <i>Características de deformaciones de las rocas con el tiempo</i>	18
1.3.6 <i>Proyecto</i>	22
1.4 <i>Variantes de cimentación para las condiciones ingeniero geológicas en el lugar de análisis</i>	23
1.4.1 <i>Cimentaciones por medio de pilotes</i>	24
1.4.1.1 <i>Tipos de Pilotes</i>	24
1.4.1.2 <i>Capacidad de carga por punta de pilotes sobre roca</i>	26
1.4.2 <i>Cimentaciones superficiales cimentando directamente sobre la roca</i>	29
1.4.3 <i>Análisis de los distintos modelos de capacidad de carga</i>	30
1.4.3.1 <i>Características de deformaciones de las rocas con el tiempo</i>	30
1.4.3.2 <i>Modelo de Terzaghi</i>	31
1.4.3.3 <i>Factores que influyen en la capacidad de carga</i>	31



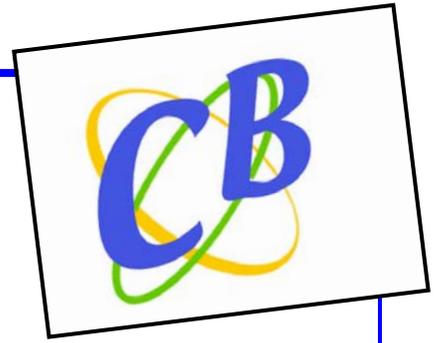
1.4.3.4	<i>Formula general de Brinch-Hansen para la determinación de la capacidad de carga</i>	31
1.5	<i>Análisis teórico-económico</i>	32
1.6	<i>Presupuestación de obras en Cuba</i>	34
1.6.1	<i>Antecedentes históricos y su actualidad</i>	34
1.6.2	<i>El PRECONS como sistema presupuestario</i>	37
1.6.3	<i>PRECONS II como continuidad y transformación del PRECONS</i>	37
1.6.4	<i>Software utilizados en el cálculo de presupuesto</i>	39
1.7	<i>Conclusiones Parciales</i>	39
 Capítulo II: Variante de Cimentación del Hotel “La Estrella”. Análisis Técnico		
2.1	<i>Introducción y Fundamentación Metodológica</i>	42
2.2	<i>Herramientas de Diseño</i>	42
2.3	<i>¿Roca o suelo?</i>	43
2.3.1	<i>¿Es roca?</i>	43
2.3.2	<i>¿Es suelo?</i>	45
2.4	<i>Definición de las Variantes</i>	46
2.5	<i>Equipos disponibles para realizar la ejecución de la cimentación</i>	47
2.5.1	<i>Retroexcavador Fiat Hitachi</i>	47
2.5.2	<i>Camión Barrenador</i>	48
2.5.3	<i>Camión Hormigonera</i>	48
2.5.4	<i>Compactador</i>	49
2.6	<i>Diseño de Cimentación Superficial (Variante 1)</i>	49



2.6.1	<i>Capacidad de Carga en roca</i>	50
2.6.1.1	<i>Influencia del ancho (B) en los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_a)</i>	53
2.6.1.2	<i>Influencia de espaciamiento entre discontinuidades (S) en los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_a)</i>	54
2.6.1.3	<i>Influencia de la apertura de la discontinuidad a los valores de presión admisible de servicios de la roca (q_a)</i>	55
2.6.1.4	<i>Comparación de los valores de capacidad de carga considerando la base como suelo o roca.</i>	55
2.6.2	<i>Datos de los Estados de Carga y parámetros físico-mecánicos</i>	58
2.6.3	<i>Modelos utilizados para el análisis y diseño de las cimentaciones superficiales</i>	61
2.7	<i>Diseño de Cimentaciones Semi-Profundas (Pilotes Cortos – Variante 2)</i>	65
2.7.1	<i>Hipótesis de diseño</i>	65
2.7.2	<i>Diseño Geotécnico (Carga resistente por estabilidad del pilote apoyado en roca)</i>	66
2.7.3	<i>Diseño Estructural (por especificación)</i>	68
2.8	<i>Conclusiones Parciales</i>	69
 Capítulo III: Variante de Cimentación para el Hotel “La Estrella” en su Segunda Etapa. Análisis Económico.		
3.1	<i>Introducción</i>	72
3.2	<i>Definición del esquema de presupuestación</i>	73
3.3	<i>Secuencias constructivas de las variantes</i>	73
3.3.1	<i>Cimentación Superficial-Cimiento Rígido</i>	74
3.3.2	<i>Cimentación Superficial-Cimiento Rígido Masivo</i>	75
3.3.3	<i>Variante 2 (Cimentación sobre Pilotes Cortos)</i>	76



3.4	<i>Análisis de soluciones técnicas por variantes</i>	76
3.5	<i>Análisis de los resultados</i>	77
3.5.1	<i>Determinación y Comparación del consumo de materiales por variantes</i>	77
3.6	<i>Conclusiones Parciales</i>	80
	<i>Conclusiones y Recomendaciones</i>	82
	<i>Bibliografía</i>	84
	<i>Anexos</i>	
	<i>Anexos I</i>	87
	<i>Anexos II</i>	103
	<i>Anexos III</i>	118



INTRODUCCIÓN

A large graphic element featuring a blue, glossy sphere on the left. Two black orbital paths, one larger than the other, curve around the sphere. To the right of the sphere, the word 'INTRODUCCIÓN' is written in a bold, black, italicized, sans-serif font with a slight shadow effect. The entire graphic is enclosed in a white rectangular box with a black border. A blue vertical line passes through the right side of this box, and a blue horizontal line passes through the bottom of it.



INTRODUCCION

Problema de Investigación

La Biblia dice en San Lucas 6:47 y 48, ⁴⁷Todo aquel que viene a mí, y oye mis palabras y las hace, os indicaré a quien es semejante. ⁴⁸Semejante es al hombre que al edificar una casa, cavó y ahondó y puso el fundamento sobre la roca; y cuando vino una inundación, el río dio con ímpetu contra aquella casa, pero no la pudo mover, porque estaba fundada sobre la roca (Reina Valera 1960).

Desde los tiempos antiguos, ha sido conocido la importancia de la cimentación resistir los esfuerzos y ocurrencias de la naturaleza contra sí. Así que su construcción requiere una evaluación profunda en cuanto a los variantes que la afectará y la edificación que transmitirá cargas a ella. Como en la citación bíblica, el hombre hizo su construcción de tal forma que resistiese las variantes naturales y asegurar la estabilidad y seguridad de la estructura.

Cuba sobre los últimos años ha logrado desarrollar su industria turística, invirtiendo muchos recursos para llevarla a un nivel internacional.

En Cayo Santa María, se está en una etapa de desarrollo muy avanzada, en cuanto a la construcción de hoteles turísticos. El Hotel en cuestión en este trabajo de diploma, "La Estrella", se encuentra en un lugar cavernoso que presenta un gran riesgo a la seguridad de la construcción en esta zona. La seguridad de la industria turística es de alta importancia, por lo cual se debe buscar una forma de tratar con este riesgo. La cimentación es una parte fundamental de la estructura, que tomará las cargas de la superestructura y llevarlas al suelo, por esto es importante hacer un análisis de que solución de cimentación será más efectiva para enfrentar y solucionar adecuadamente este problema, tomando en cuenta la maquinaria y materiales existente, y el factor importante de la economía.

En este trabajo se va a analizar 2 variantes de soluciones de cimentaciones:

1. Cimentaciones Semi-Profundas usando pilotes,
2. Cimentaciones Superficiales cimentando directamente sobre la roca.

En Cayo Santa María, la entidad encargada de la inversión es ALMEST, y por interés de ellos es que se realiza este trabajo. Es importante para esta entidad garantizar proyectos seguros y racionales, por tal razón en este trabajo se realizará un análisis de los dos variantes anteriormente mencionadas tomando en consideración:

- EL APROVECHAMIENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LA ROCA – Según el Ing. Raimundo Fco. Pérez Delgado, Especialista Superior de Proyecto e Ingeniería del Grupo Ingeniería Geológica, UIC. INVESCONS. Villa Clara, los cimientos en los hoteles están sobre diseñadas por problema de la seguridad, y no están aprovechando realmente la capacidad portante que ofrece la roca de acuerdo a las pruebas de campo y laboratorio que se realizaron. En este trabajo se exponen un conjunto de ideas vinculadas al dimensionamiento estructural, basadas en los resultados de investigaciones realizadas en la Facultad de Construcciones de la UCLV (NC-Diseño Geotécnico 2007, Broche 2005), de manera que se puedan obtener propuestas de variantes de cimentación con un diseño seguro y racional.
- LAS INVESTIGACIONES INGENIERO GEOLÓGICAS HECHAS POR LA ENIA, Santa Clara, Cuba. - La ENIA es la entidad contratada por ALMEST para hacer las investigaciones Ingeniero Geológicas del área en cuestión. Según sus conclusiones se estaría analizando los variantes para llegar a determinar la solución adecuada. Del los perfiles geotécnicos longitudinales se va a sacar un perfil promedio para diseñar los cimientos.

- ANÁLISIS ECONÓMICO SEGÚN CÁLCULOS DE PRESUPUESTOS DE CADA VARIANTE. – De cada variante se sacará el Presupuesto Básico tomando en cuenta el costo de La Mano de Obra, Equipo y Materiales. Este presupuesto será realizado utilizando el PRECONS II en el ultimo capitulo.

Hipótesis

En la construcción de los hoteles de Cayo Santa María, existe un alto nivel de empleo de métodos y tecnologías modernas. Sin embargo en la parte de cimentaciones, debido al problema de la presencia de cavernas, y la existencia de roca, se presenta una situación compleja.

La intención que se persigue con este trabajo de diploma, es evaluar la factibilidad de cimentar directamente sobre la roca, sin el uso de voladura, garantizando un comportamiento estable de la estructura. Todo esto sin comprometer los aspectos vinculados a la seguridad estructural, y consciente de las limitaciones que tiene las empresas constructoras con el equipamiento para acometer esta actividad.

Objetivo General

- ❖ Evaluar la posibilidad de usar la cimentación superficial apoyada directamente sobre la roca, como una alternativa en los proyectos que se ejecutan en Cayo Santa María. Tomando en consideración el nivel de criticidad del macizo rocoso, por la presencia de cavernas y valorando el riesgo que ellos generan en esta solución de cimentación.

Objetivos Específicos

- ❖ Evaluar el estado ingenieril de la roca que sirve de base al Hotel “La Estrella” en su segunda etapa, identificando los aspectos claves a evaluar para utilizarla como base de cimentación.
- ❖ Calcular la variante de cimentación superficial apoyada directamente sobre la roca, en función de las cargas actuantes y las propiedades físico

- mecánicas del macizo, minimizando el efecto al medio ambiente y logrando diseños seguros y racionales.
- ❖ Comparar las soluciones de cimentación propuesta con las practicas que tradicionalmente se usan en los proyecto de cimentación de los hoteles enclavados en la zona de desarrollo turístico al norte de Villa Clara.

Preguntas Científicas

- ❖ ¿Qué variante de cimentación es mas ventajoso utilizar?
- ❖ ¿Cuál es el sistema actual que se usa para la eliminación de las cavernas para construir la cimentación en el Hotel La Estrella?
- ❖ ¿Afecta de una forma excesivamente negativa al medio ambiente el sistema de eliminación de las cavernas? ¿Si si, existe otro método que es mejor y cumple con el factor económico y de seguridad?
- ❖ ¿Se puede realizar la construcción de una cimentación mas económico de la actual con igual o mejor calidad de la que se esta construyendo?
- ❖ ¿Cuál es el estado ingenieril de la roca que se encuentra como base de cimentación?
- ❖ ¿Existe la posibilidad de diseñar para la roca como si fuera un suelo?
- ❖ ¿Resistirá la cimentación las cargas actuantes de las estructuras?
- ❖ ¿Qué variante de cimentación lleva un costo directo mas racional?

Tarea de Investigación

- ❖ Estudio de la bibliografía existente de cimentación en roca.
- ❖ Revisar los procedimientos de diseño de las cimentaciones superficiales.
- ❖ Revisar los procedimientos de diseño de las cimentaciones profundas (pilotes).
- ❖ Estudiar las complejidades de la roca de bajo calidad y las posibilidades de considerarla como suelo en el análisis de capacidad de carga.

- ❖ Investigar la expresión o modelo de cálculo de q_{br} en roca (para cimentaciones superficiales) que mas se adecua a las condiciones de Cuba.

Metodología general de la investigación.

1. Búsqueda científica de información (en libros, artículos, internet, informes, etc) sobre el temático en cuestión.
2. Revisión de informes Ingeniero Geológicos y planos del lugar de investigar.
3. Diseño de los cimientos siguiendo las recomendaciones de las normas de diseño geotécnico y estructural para el caso de cimentaciones superficiales y la de diseño de pilotes para el caso de las Cimentaciones Profundas (Ibáñez, 2007), Diseño Geotécnico (Quevedo, 2004) y Diseño Estructural (Broche, 2005).
4. Programación en MathCAD de curvas de q_{br} de diferentes autores, señalando por medio de estos gráficos la expresión más idónea para nuestro trabajo, y también las condiciones en Cuba.
5. Análisis de los parámetros físico–mecánicos de la roca que dan lugar al q_{br} , destacando las condiciones en las cuales se puede clasificar la roca como suelo.
6. Valoración técnico-económica de los variantes de cimentaciones desarrolladas en el trabajo de diploma, empleando métodos e índices utilizados en la entidad ALMEST, en el Cayo Santa María. Se tomará en cuenta la mano de obra, equipo y materiales necesarios para realizar cada variante, así sacar lo más factible de ellos.
7. Confección de conclusiones y recomendaciones parciales y definitivas del trabajo.

Valor Practico Ingenieril.

La firma ALMEST estará construyendo hoteles en todo el Cayo Santa María, y seguro que las cavernas se presentaran en otros lugares. Al hacer este estudio profundo, les dará a ALMEST más información para trabajar de una forma más eficiente e económica en el futuro, quizás ahorrando miles de dólares CUC en presupuesto, y logrando una calidad de trabajo mucho mayor.

Valor Teórico

El tema de cimentación en roca es un tema poco tratado en libros de cimentación, en el internet, y también en nuestra facultad. Al cumplir con los objetivos de este trabajo de diploma, aumentará particularmente en la facultad nuestra, la consciencia y conocimiento de este tema.

No solo tiene valor teórico para la facultad nuestra, pero también para los dirigentes de las obras de construcción en El Cayo Santa María, quienes pueden tomar decisiones informado influyendo a la eficiencia de la obra constructora.

Estructura del Trabajo.

- Introducción
- Capitulo I: Estudio teórico sobre los aspectos fundamentales de la cimentación en las condiciones dadas en El Cayo Santa María.

Resumen

En este capitulo se trata de la teoría pertinente al desarrollo del conocimiento de la roca y sus propiedades ingenieriles que le facilite soportar las cargas impuestas y su capacidad ultima. Se enfoca también en los principios presupuestarios en Cuba y su aplicación a la construcción.

- Capitulo II: Variante de cimentación del Hotel “La Estrella”. Análisis técnico.

Resumen

El capítulo II incluye el análisis de la base de la cimentación en relación con su capacidad de carga o comportamiento estructural, su consideración como suelo, y el análisis de la interdependencia de sus parámetros físico-mecánicos. Se diseñan las dimensiones de los cimientos aprovechando las herramientas computacionales, y las nuevas tendencias en el diseño geotécnico y estructural.

- Capítulo III: Variante de cimentación para el Hotel “La Estrella” en su segunda etapa. Análisis económico.

Resumen

La culminación de este trabajo de curso es con la evaluación económica de las variantes. Se basará esta evaluación en el cálculo de los costos directos (materiales, mano de obra y equipos) apoyándose en Los Renglones de Variantes del PRECONS II. Se hace comparaciones de variables, sacando conclusiones de razonabilidad, factibilidad y economía.

- Conclusiones y Recomendaciones
- Bibliografía
- Anexos



CAPÍTULO!

Intelligence + Character
That is the goal of true education.

Dr. Martin Luther King

Capítulo I: Estudio teórico sobre los aspectos fundamentales de la cimentación en las condiciones dadas en El Cayo Santa María.

1.1 Introducción.

Se ha dado, por lo general, poca importancia a la capacidad de carga y al asentamiento de las cimentaciones en roca. La tradición, desde las plataformas de piedra natural de la Gran Pirámide de Egipto y el ejemplo bíblico del hombre prudente que construyó su casa sobre roca para que pudiera soportar la lluvia, las inundaciones y el viento, han atestiguado la seguridad de la roca como material de soporte. El hecho de que la resistencia a compresión de las calizas duras, las areniscas y los granitos exceda a la de un buen hormigón, ilusiona a los ingenieros modernos, que toman como cierto lo que es una falsa seguridad. Las cimentaciones en roca experimentan algunas veces fallas por capacidad de carga y asentamiento. Por lo tanto, estas posibilidades deben ser investigadas y cualesquiera deficiencias deben ser reducidas al mínimo al hacer el proyecto de la cimentación. (Sowers y Sowers, 1972).

Es necesario contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que haya de ser consideradas en su análisis. En realidad es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en los suelos con que haya de elaborar. (Badillo y Rodríguez, 1972).

1.2 Caracterización Ingeniero Geológico del lugar en cuestión para la construcción del Hotel “La Estrella”.

Los trabajos realizados para alcanzar la información solicitada en la Tarea Técnica de Investigaciones Aplicadas confeccionada por el Msc. Ing. L. G. Cabrera Trujillo, Director de Proyecto, Emproy VC, sobre caracterización físico-mecánica de la litología del lugar y recomendaciones de cimentación, entre otros aspectos, incluyeron: la perforación de 26 calas enumeradas desde C-29 hasta C-54 en la zona del Edificio Principal y Teatro de Animación, cuyas coordenadas y elevaciones se indican en los modelos Reportes Geotécnico y Litológico de Calas, de entre 3.45 y 5.75m de profundidad, con espaciamientos aproximados entre 30 y 50m (ver anexo de perfiles ingeniero geológicos en Anexo 1.1), 1200m de perfiles geofísicos (por métodos geoelectricos), con 9 perfiles transversales con dirección Norte-Sur espaciados a alrededor de 20m y otro tanto con dirección Oeste-Este o longitudinales espaciados entre 20 y 40m.

Las evaluaciones de los resultados alcanzados en la zona analizada permiten clasificarla como heterogénea tanto en planta como en profundidad, con presencia de seis capas incluyendo el relleno técnico colocado en algunas terrazas (Ver Anexo 1.2 y Fig. 1.1). En toda el área, se presenta subyaciendo el relleno roca conglomerada, que se subdivide en cuatro sub-zonas, según puede

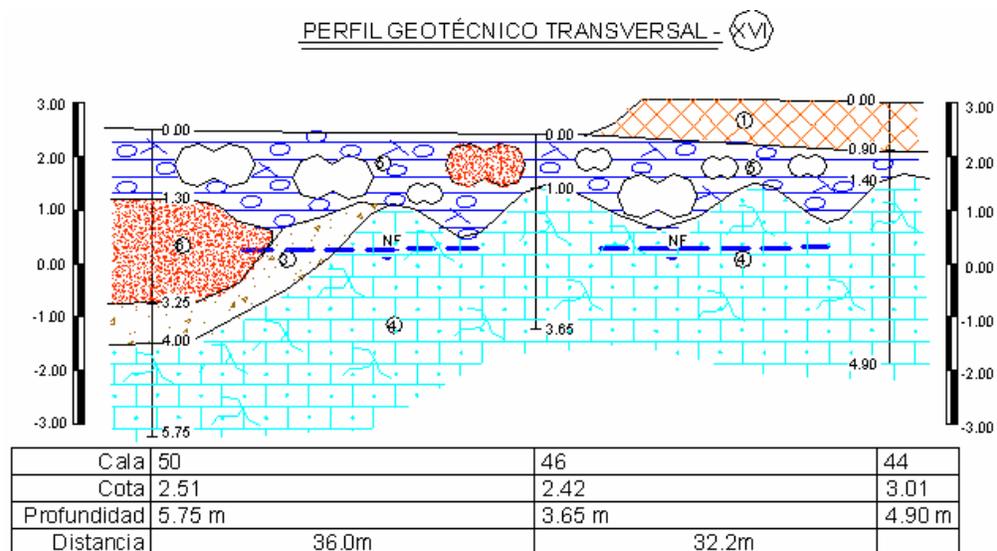
Capa N°	SUCS	γ_f (KN/m ³)	C (KPa)	ϕ (grados)	E (MPa)	μ	N _{SPT}	Kv (KN/m ³)	R's (KPa)	Kf (mm/min)	RQD %
---------	------	---------------------------------	---------	-----------------	---------	-------	------------------	-------------------------	-----------	-------------	-------

apreciarse en el plano de “Limites entre zonas cársicas” (Ver Anexo 1.2).

1	GM	20.5	5	36	30	0.28	>50	300			---
2	SP-SM	15.0	5	30	0.12H	0.33	20	100		2.394	---
2(comp)	SP-SM	16.0	---	34	0.14H	0.30	>30	140			---
3	SM	17.5	82	44	0.30H	0.29	55	290		1.080	---
4 y 5	Roca	17.4	89	39	100	0.20	---	300	500	0.492	21 y 11

Tabla 1-1. Los parámetros físico-mecánicos medios por capa útiles para el diseño de las cimentaciones.

Donde H es la profundidad media de la capa en centímetros (cm) y los parámetros de relleno corresponden al 95% de compactación con energía estándar del material de la cantera “Sierrezuela”.



Simbología

 <p>1. Relleno grueso arenoso, carbonatado, limoso, con abundantes fragmentos de roca caliza, en estado medio y de iso, color blanco-beige. H = 0 ~ 1.35 m.</p>	 <p>2. Arena fina y media limosa, con abundante materia orgánica y restos de vegetal, en estado medio y de iso, color pardo. H = 0 ~ 0.25 m.</p>	 <p>3. Arena fina, algo limosa, carbonatada, vitrea, cementada, muy alterada por la perforación, con pequeñas gravas deleztables, se recibe al no cementada, en estado muy de iso, color blanco-beige. H = 0 ~ 0.75 m.</p>	 <p>4. Roca caliza fracturada y fragmentada, alterada por la perforación, con intercalaciones de suelo, por partes muy sana, alterada por la perforación, blanda y muy blanda, color beige.</p>	 <p>5. Roca Conglomerado de caliza y caliza recristalizadas con pedernal, de dureza blanda y media, fragmentada y discontinua, alterada por la perforación, con coqueadas pequeñas a veces oxidada, color pardo, rosado y beige. H = 0 ~ 3.00 m.</p>	 <p>6. Arena media y gruesa, aluvial, con gravas pequeñas, con abundante materia orgánica, en estado suelto, color pardo amarillento. H = 0 ~ 1.95 m.</p>
--	---	---	--	---	--

Figura 1.1 Ejemplo de un perfil geotécnico con su simbología.

Se puede consultar con El Informe Ingeniero Geológico Parcial Adelantado en el Anexo 1.2 para información mas detallada del análisis geológico hecho en El Cayo Santa María, en el Hotel “La Estrella”.

1.3 Revisión teórica de Mecánica de Roca.

Definición de roca: Agregado natural de uno o dos minerales que, para sufrir modificaciones sensibles en su estructura en presencia de agua, necesita períodos de tiempo superiores a la vida útil del edificio.

Propiedades de las rocas.

- Tienen mucha resistencia a compresión ($> 0.5 \text{ N/mm}^2$)
- Son poco deformables
- Son difíciles de excavar
- Pueden estar plegadas, meteorizadas, fracturadas e incluir discontinuidades, requiriendo una descripción y supervisión geológica. (Duran, 2007)

Las dos variantes que se va a analizar a continuación, se basan mucho en el conocimiento de la Mecánica de Roca, y es imprescindible conocer las características físico-mecánicas y comportamiento estructural de esta roca para poder diseñar efectivamente y tomar decisiones informadas. Así que antes de entrar en el análisis de los variantes vamos a conocer un poco de la Mecánica de Roca.

1.3.1 Capacidad de carga.

La mecánica de la falla por capacidad de carga de las masas de roca homogénea de gran extensión, debe ser similar a la del suelo, porque las envolventes de Mohr son similares. Hay que tener en cuenta principalmente, que cuando la roca está sometida a esfuerzo cortante con bajo esfuerzo de confinamiento, su resistencia a esfuerzo cortante cae después de la falla y con bajas deformaciones; a esto se llama falla por fragilidad. De esto se deduce que la capacidad de carga de una roca depende del cortante local, acompañado por

el agrietamiento alrededor del perímetro del área cargada. Para cimentaciones corrientes de concreto en roca sana, la capacidad de carga no es una limitación, porque la roca es mas resistente que el concreto; sin embargo, en pilotes con grandes cargas en la punta y cargas concentradas en los soportes de acero de los túneles, la capacidad de carga de las rocas homogéneas mas blandas, como son la lutita y la arenisca, puede ser critica (Sowers y Sowers, 1972).

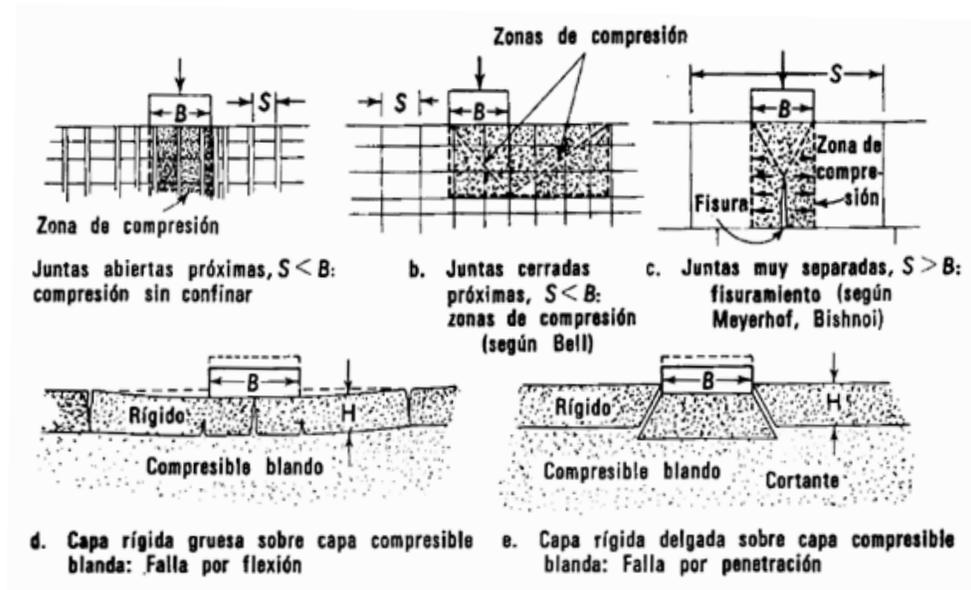


Figura 1.2. Diferentes maneras de fallar la roca por capacidad de carga.
(Sowers y Sowers, 1972)

Si la roca tiene juntas, el proceso de la falla potencial es diferente, dependiente del área cargada, el espaciamiento de las juntas, la abertura de las mismas y la ubicación de la carga. Se pueden analizar tres sencillas posibilidades, figuras 1.2a, 1.2b y 1.2c. En el primer caso, cuando el espaciamiento de las juntas, S , es una fracción de B y las juntas están abiertas, la cimentación está soportada por columnas aisladas de roca. La máxima capacidad de carga se aproxima a la suma de la resistencia a compresión sin confinar de las columnas de roca. La capacidad de carga total es siempre menor que la suma de la resistencia de las columnas, porque no todas las columnas tienen la misma rigidez y por eso algunas fallaron antes que las otras alcancen

la máxima capacidad de carga (Sowers y Sowers, 1972). Se debe acotar que el informe ingeniero-geológico no brinda la información sobre el espaciamiento de las juntas (S) o el ancho de las grietas (a), datos que permiten realizar un análisis de la falla potencial.

Cuando la formación de roca consiste en una extensa veta dura sobre un estrato débil y compresible, pueden ocurrir dos formas de falla, según sean las relaciones H/B y S/B y la resistencia a flexión del estrato de roca. Si la relación H/B es grande y la resistencia a flexión es pequeña, la falla de la roca se produce por penetración, figura 1.2c. Si la relación H/B es más pequeña, es más probable que la falla se produzca por punzonamiento, figura 1.2e.

Como ninguno de los casos ha sido estudiado adecuadamente, solo se sugieren posibles métodos de análisis. Una cimentación sobre una cavidad en la roca también falla por flexión o por penetración y pudiera analizarse, aproximadamente, por estos procedimientos. El factor desconocido más importante, en cada caso, es la ubicación de las juntas verticales y sus efectos en la falla (Sowers y Sowers, 1972).

En los cayos, existen métodos de disminuir los posibles fallos. Primeramente, en cada eje de cimentación se hace una cala. Si existen condiciones como las expuestas en la figura 1.2, se toma decisiones para mejorar la funcionabilidad de la cimentación frente a estas irregularidades que se presentan. Por ejemplo si existe una capa rígida gruesa o delgada sobre una capa compresible blanda, es muy probable que haya que optar para cimentaciones profundas, buscando un estrato firme abajo, o buscando una longitud de pilote que provea bastante aporte en fricción (si no se ha encontrado con un estrato resistente) para soportar las cargas de la estructura.

1.3.2 Estudio del campo deformacional del macizo rocoso

Aquí se hace referencia solamente a dos aspectos: la deformación más allá del estado límite y la deformación con el tiempo. Para el estudio de estas características del proceso de deformación, se hace referencia inicialmente al

Diagrama de deformación total. Con el empleo del diagrama tensión – deformación longitudinal y tensión – deformación transversal se puede estudiar en detalle las particularidades del proceso de deformación de las rocas. A medida que crece la deformación de la muestra por la acción de cargas externas desde cero hasta una magnitud dada, (para el diagrama tensión – deformación longitudinal y tensión deformación transversal respectivamente) se produce el cierre de los defectos que poseen las rocas (poros, grietas, etc.), esto conduce a que los sectores **oa** y **oa'** del diagrama no sean lineales (Ver figura 1.3)

La deformación posterior de la roca se produce en un estado elástico (**ab** y **a'b'**) debido a la compresión elástica del esqueleto mineral. El posterior desarrollo de la deformación conduce al inicio del proceso de agrietamiento de la muestra, como resultado de lo cual se produce un aumento gradual del coeficiente de deformación transversal lo cual caracteriza la afectación de la dependencia directa entre tensión y deformación transversal (**b'c'**). Durante esto la dependencia entre tensión y deformación longitudinal (**bc**) conserva su estado lineal (Profesor Roberto Blanco Torrens).

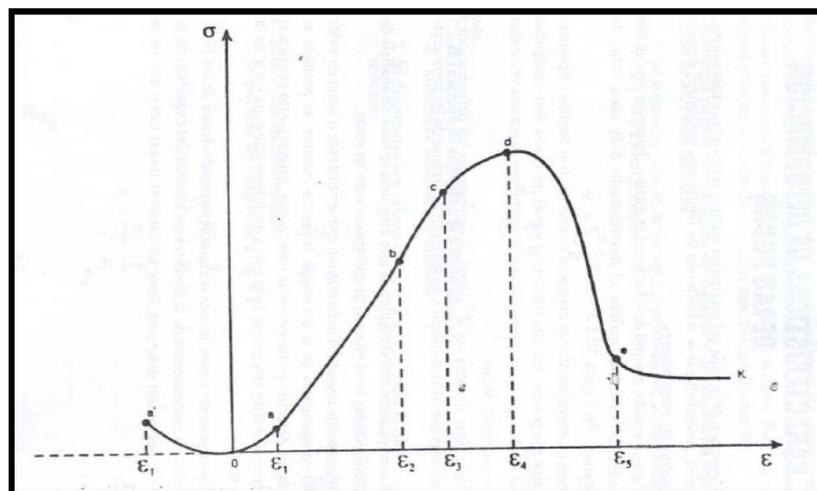


Figura 1.3. Diagrama de campo deformacional del macizo rocoso

Debido a la aparición de deformaciones no lineales el coeficiente de relación entre tensión (σ) y deformación (ϵ) pierde su sentido como módulo de

elasticidad y se debe entonces considerar a esa relación como el módulo de deformación, el cual tiene un valor numérico inferior al de elasticidad.

Cuando se alcanza la deformación (ϵ_3) que como muestra la experiencia, está vinculada a la resistencia a largo plazo de la roca, se inicia el proceso de desarrollo del agrietamiento, que conduce a la destrucción de la dependencia lineal entre σ y ϵ_1 (sector **cd**).

Este proceso de agrietamiento ocurre también en el sector **c'd'**, pero ya allí se había afectado la dependencia lineal. Una vez que se alcanza la deformación límite, que se corresponde con la máxima resistencia de la roca estudiada, o sea, con el límite de resistencia (puntos **d** y **d'**), una deformación posterior de la roca es acompañada de un intenso proceso de ensanchamiento volumétrico y una disminución gradual de la resistencia que ofrece la roca, ante la carga actuante. Esto posibilita que se produzca un intenso proceso de agrietamiento. En el punto **e** del diagrama se produce la separación de la muestra en partes y por eso no es factible una posterior deformación de esta muestra en un estado lineal.

En condiciones de un estado triaxial, debido a la acción de las fuerzas laterales, la separación en partes de la muestra se produce sin un aumento de volumen. Es característico para el diagrama de deformación total, que en su parte **od** (**od'**) a medida que aumenta la deformación de las rocas crece también la resistencia ante la acción de la carga, en tanto que en el sector **dk** (**dk'**) sucede lo contrario a medida que crece la deformación disminuye la resistencia de la roca. El diagrama de deformación total puede ser dividido en tres sectores característicos que se corresponden con tres estadios diferentes del proceso de deformación (Ver figura 1.3).

- •Sector **od** (**od'**): que corresponde hasta el límite de resistencia de la roca.
- •Sector **de** (**d'e'**): que corresponde a la deformación después del límite de resistencia.

- •Sector **ek** (**e'k'**): denominado sector de deformación ruinosa.

La posibilidad de encontrarse la roca en cualquier de estos estados de deformación motiva la necesidad de estudiar sus propiedades en dependencia del estado en que ellas se encuentran (Profesor Roberto Blanco Torrens).

1.3.3 Análisis del comportamiento de las rocas más allá del límite de resistencia.

La particularidad fundamental del comportamiento mecánico de las rocas más allá del límite de resistencia consiste en la gradual disminución de su resistencia a medida que crece la deformación. El sector de decrecimiento de la resistencia en el diagrama de deformación total $\sigma-\epsilon$ comienza en el punto d, que corresponde al máximo valor de σ o sea, al valor máximo de resistencia de la roca σ_R la cual, en condiciones de compresión lineal ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), se hace igual al límite de resistencia a compresión lineal σ_c en tanto que para condiciones de un estado triaxial, esta tensión se puede expresar por ejemplo, por la relación:

$$\sigma_R = \sigma_c + (2\lambda + 1)\sigma_3$$

y:

$$\lambda = \frac{\text{Sen } \varphi}{1 - \text{Sen } \varphi}$$

Ec. 1.1

Siendo:

φ : Angulo de inclinación de la envolvente lineal con respecto a σ .

Como se conoce el diagrama de deformación total consta de tres partes; 2 de ellas situadas más allá del límite de resistencia.

En el sector **de** (figura 1.4) se produce la deformación de la roca con la disminución de su resistencia y para un estado lineal tiene lugar el aumento de su volumen. Esto va a ir acompañado de un proceso intenso de agrietamiento. En el punto e del diagrama, las rocas pasan a un estado ruinoso de destrucción y de ahí en adelante el diagrama se puede mostrar como una línea horizontal (paralela al eje ϵ). Analizando la parte del diagrama correspondiente a la

deformación más allá del límite, se señala una deformación ϵ_1 que se encuentra en el tránsito hacia el estado ruinoso (sector **de**). Si se denomina ϵ_R a la deformación de destrucción (ruinosa), se tiene que tiende a ϵ_R .

La magnitud de la resistencia de la roca que se corresponde con la magnitud de la deformación ϵ_R se denomina Resistencia Mínima de la roca más allá del estado límite, o sea:

$$\sigma_1 \rightarrow \sigma_{1\min.}$$

La disminución de la resistencia de la roca se acompaña con variaciones en su volumen (para un estado lineal), lo cual lleva a un aumento de su coeficiente de deformación transversal. A partir de los resultados obtenidos por un gran volumen de trabajos experimentales se plantea que la relación entre las deformaciones longitudinales y transversales, más allá del estado límite, se puede escribir en forma aproximada por la siguiente relación lineal:

$$\epsilon'_3 = -\beta\epsilon_1 \quad \text{Ec. 1.2}$$

Siendo:

ϵ'_3 : Deformación transversal más allá del estado límite.

ϵ'_1 : Deformación lineal más allá del estado límite

β : Coeficiente de deformación transversal

También se puede plantear la relación entre el módulo de deformación más allá del estado límite E^* (denominado también Módulo de caída) con respecto al módulo de deformación (E) antes del límite.

$$\xi_0 = E^*/E \quad \text{Ec. 1.3}$$

El módulo de deformación más allá del límite E^* depende de una serie de factores: tipo de roca, velocidad del proceso de deformación, tipo de estado tensional, entre otros. Algunos valores de β y ξ_0 para diferentes tipos de rocas se dan en la tabla 1-2.

Tipo de roca	β	ξ_0
--------------	---------	---------

Areniscas	3	0.6
Mármol	4	0.5
Argilita	8	2.5
Alebrolita	14	7
Calcita	3	2.5

Tabla 1-2. Valores de β y ξ_0

1.3.4 Asentamiento.

El asentamiento de las cimentaciones sobre formaciones de roca esta regido por las juntas. En la roca dura con juntas cerradas es insignificante. Si las juntas son abiertas o irregulares, el asentamiento que se observa, es comparable con la medida de la separación de las juntas debajo del área cargada. Algunas calizas porosas, pizarras, meteorizadas, areniscas pobremente endurecidas, rocas terrosas como la toba, se consolidan como los suelos. El asentamiento potencial se puede evaluar por ensayos de consolidación en muestras no alteradas. (Sowers y Sowers, 1972)

1.3.5 Características de deformación de las rocas con el tiempo

No resulta suficiente el conocimiento de las características elásticas y plásticas de las rocas, obtenidas mediante ensayos de laboratorio o in situ con cargas aplicadas durante un corto tiempo, sino que es necesario estudiar el comportamiento de las rocas bajo la acción de cargas aplicadas durante un largo período de tiempo. Las propiedades reológicas de las rocas, son las que caracterizan su comportamiento al deformarse con el tiempo. Las rocas al deformarse con el tiempo, en dependencia de sus características y del estado tensional actuante, pueden comportarse en algunos casos en forma similar a un sólido y en otras como cuerpos viscosos, manifestándose en este último caso las características de fluidez. Para la caracterización de las propiedades reológicas de las rocas son muy usados los conceptos: escurrimientos de las deformaciones y relajamiento de las tensiones. Se denomina escurrimiento de las deformaciones a la capacidad que tienen las rocas de deformarse con el tiempo bajo la acción de cargas constantes. (Ver figura 1.4)

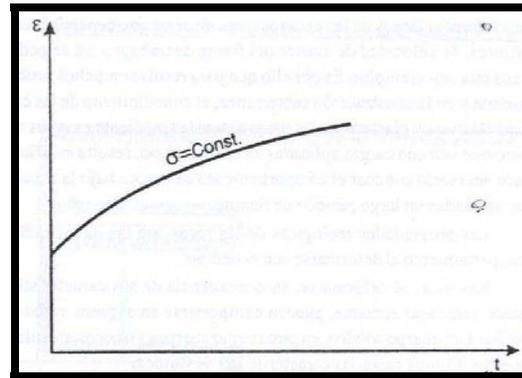


Figura 1.4 Escurrimiento de las deformaciones con tiempo

En tanto que relajamiento de tensiones es el proceso mediante el cual se produce en la roca la disminución gradual, con el transcurso del tiempo, de las tensiones actuantes, sin que varíe su estado deformacional (Ver figura 1.5). En las rocas de acuerdo a su constitución, características y condiciones de yacencia pueden manifestarse, para una carga constante, deformaciones con diferentes características y grados de intensidad. De tal forma se aprecia que el escurrimiento de deformaciones puede presentarse en dos formas, a partir de lo que, las rocas se pueden dividir en dos clases: la primera clase y a la que pertenecen la mayoría de las rocas (areniscas, calizas, peridotitas, granitos, etc.) se caracteriza porque las deformaciones al cabo de un tiempo cesa de aumentar, o sea, tiene un carácter amortiguado (Ver figura 1.6)

En tanto que la Segunda clase, a la cual pertenecen las arcillas y los esquistos arcillosos entre otros, se caracterizan por presentar un carácter no amortiguado en su deformación (Ver figura 1.7)

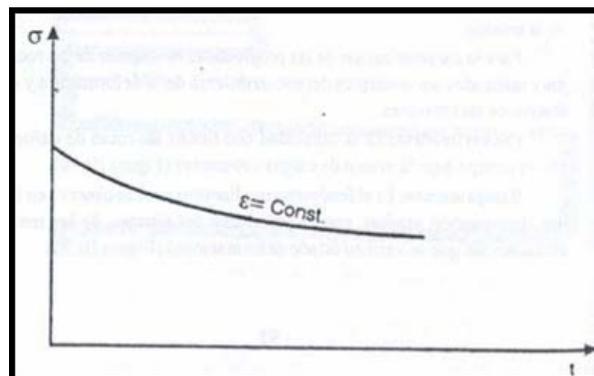


Figura 1.5 Relajamiento de tensiones con tiempo.

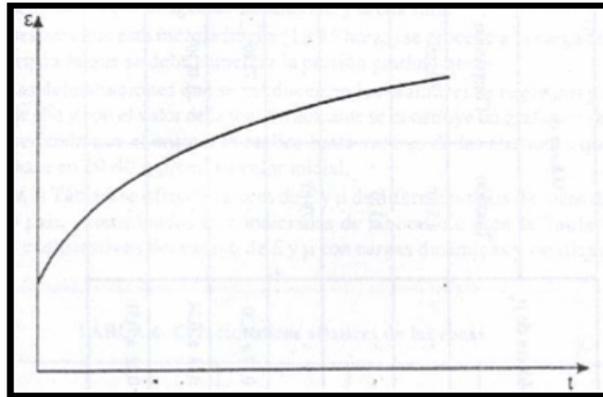


Figura 1.6 Escurrimiento de deformaciones amortiguados

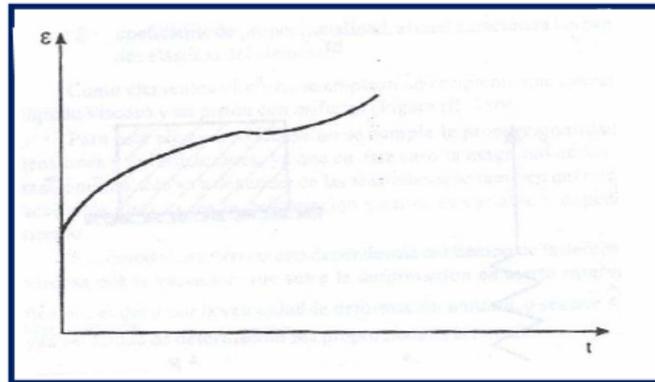


Figura 1.7 Escurrimiento de deformaciones no amortiguados

Las investigaciones realizadas han permitido establecer las características principales que deben satisfacer las ecuaciones de las curvas del escurrimiento:

Para las rocas de la primera clase:

1. Una carga instantánea es correspondida con una deformación instantánea, existiendo entre ellas una dependencia lineal.
2. La deformación aumenta con el transcurso del tiempo.
3. Para una carga constante, la magnitud de la deformación tiende a un determinado límite, el cual va a depender de la magnitud de la carga actuante.

4. El límite al cual tiende la magnitud de la deformación, tiene una relación no lineal con la carga actuante.

Para las rocas de la Segunda clase:

1. No se establece una deformación límite.
2. En un periodo inicial, no muy extenso, la curva del escurrimiento posee un carácter exponencial, para después pasar a tener una forma lineal.
3. La velocidad de deformación es directamente proporcional a la carga aplicada.

En su forma más completa el carácter de deformación de las rocas, con el tiempo, puede ser caracterizado por la curva de escurrimiento, representada en su forma más general (Ver figura 1.8).

Del análisis de la curva OABCD se obtiene lo siguiente:

El tramo OA se corresponde con la deformación inicial (ϵ_0) que se produce instantáneamente. En dependencia de la magnitud de la carga actuante esta deformación puede ser totalmente elástica (cuando se produce debido a la compresión elástica del esqueleto mineral y a la eliminación en él del aire y agua) y en parte puede haber deformación no elástica (cuando hay deformaciones irreversibles) debido a la ocurrencia de micro-fracturas en las rocas. El tramo AB corresponde a un estado de escurrimiento amortiguado en donde la velocidad de deformación tiende a cero ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$). En esta etapa pueden ocurrir tanto deformaciones elásticas, como no elásticas. El tramo BC de la curva se corresponde con un estado de escurrimiento de las deformaciones no establecido, con una velocidad constante de la deformación ($\dot{\epsilon} = \text{constante}$). Esta etapa de deformación se caracteriza por la deformación de los enlaces estructurales en la roca y por ello al producirse la descarga la deformación solo en parte es reversible.

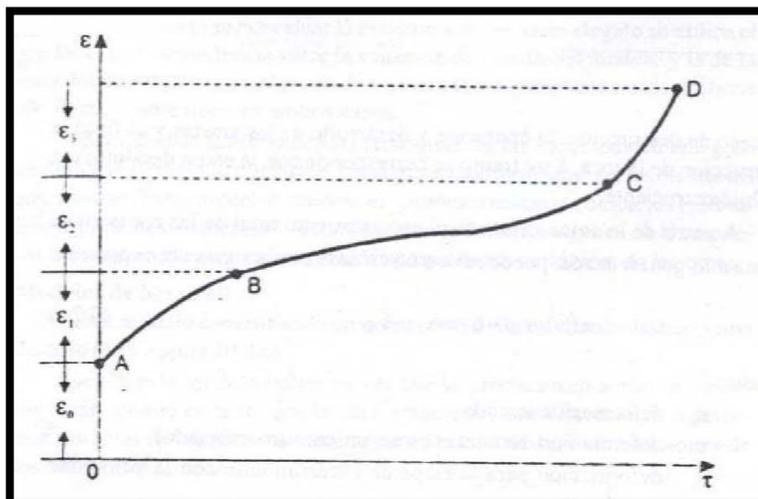


Figura 1.8 Curva del carácter de deformación de las rocas en su forma más general.

Por último en el tramo CD se manifiesta un aumento en la velocidad de deformación, lo que va acompañado de la intensificación del proceso de destrucción (aparición y desarrollo de las grietas y al final la destrucción de la roca). Este último tramo a veces se denomina de fluidez creciente.

Las investigaciones del estado tenso-deformacional del macizo rocoso, muestran que para largas acciones de las cargas se disminuyen las características elásticas de las rocas y se manifiestan con mayor intensidad las no elásticas. Durante el relajamiento de las tensiones las deformaciones elásticas en las rocas, con el transcurso del tiempo, se transforman en plásticas, pero la deformación total no varía (Profesor Roberto Blanco Torrens).

1.3.6 Proyecto.

El proyecto de una cimentación sobre roca es análogo al de una cimentación sobre suelo; sin embargo, debido a que se usan comúnmente presiones mucho más altas (ver Anexo 1.2) y a la existencia de defectos imprevistos, es necesario un tratamiento especial de acuerdo con las condiciones particulares de cada cimiento. Una zona blanda estrecha debajo del cimiento, figura 1.9a, no reducirá gravemente el apoyo de la roca contigua, si los bordes de la roca sana no se desmoronan. Se deben limpiar las fisuras hasta

una profundidad igual a dos veces el ancho de las mismas y rellenarlos con concreto, para sostener las aristas de la roca.

Una roca cuya superficie sea irregular o esté en pendiente, figura 1.9b, no ofrece dificultad para cimentar si se puede limpiar suficientemente para obtener una buena adherencia con el hormigón y si la pendiente es menor que el ángulo de fricción interna de la roca o del concreto. La excavación o la voladura para nivelar la roca pueden debilitarla y hacer más daño que bien. Se puede aumentar la resistencia al deslizamiento, a bajo costo, haciendo perforaciones en las rocas e insertando trozos de barras de refuerzo, figura 1.9c.

Los defectos de las vetas en pendientes que debilitan la roca, figuras 1.9d y 1.9e, y que delimitan bloques que pueden resbalar fácilmente, se pueden subsanar de dos maneras: removiendo la masa inestable o fijándola por medio de pernos para roca. Al analizar los perfiles geotécnicos longitudinales y transversales, se puede ver que en algunos casos hay estratos débiles embebidos entre o por debajo de estratos mas duros (Ver perfiles # I, V, VI, XI y XVI). Las calas que se hacen en cada eje de cimentación darán la información necesaria para saber si existe este fenómeno, para poder tomar las decisiones de solución requeridas.

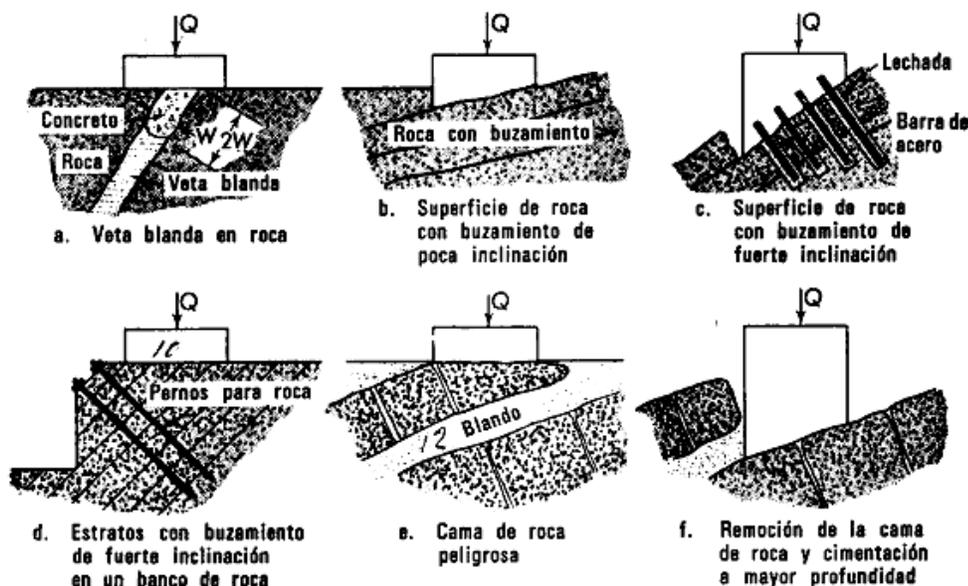


Figura 1.9. Problemas en las cimentaciones en roca. (Sowers y Sowers, 1972).

El proyecto de cimentaciones en roca es generalmente tentativo. Se requieren decisiones ingeniosas en la obra, durante la construcción para adaptar el proyecto al tipo de formación, conforme ésta se va presentando. (Sowers y Sowers, 1972)

1.4 Variantes de Cimentación para las condiciones Ingeniero Geológicos en el lugar de análisis.

En la Obra Constructora del Cayo Santa María, uno de los objetivos de trabajo es para buscar mejor formas de enfrentar problemas e ir perfeccionándolas en cuanto avance la tecnología, conocimiento e investigaciones. En este epígrafe, se va a analizar las dos variantes tomando en cuenta el estado de conocimiento vinculado al tema, poniendo énfasis en aspectos fundamentales de los procedimientos de diseño y ejecución.

1.4.1 Cimentaciones por medio de pilotes.

El pilotaje constituye hoy en día el principal procedimiento de cimentación en terrenos difíciles. Su uso se remonta a hace más de 1200 años, en Suiza, y actualmente, con el desarrollo de la ciencia y la técnica, es difícil encontrar un problema que no se pueda resolver con estos elementos. De forma general los pilotes son los encargados de transmitir la carga que procede de la estructura, al suelo que lo rodea, a través de la fricción de las caras y a los estratos más fuertes e incompresibles o roca que yacen bajo la punta de los mismos. En Cuba su uso está estrechamente vinculado a obras ubicadas en zonas costeras y a cimentaciones de puentes, debido a la compresibilidad de algunos suelos y en otros debido a la magnitud de las solicitaciones actuantes (Ibáñez, 2001).

El pilote es un elemento esbelto que trasmite las cargas que actúan en la superestructura de una obra al suelo que lo sustenta. Se define como pilote cuando la relación entre la longitud del elemento y su dimensión transversal sea

de 4:1 como mínimo. La dimensión transversal puede ser su diámetro (D) o su lado (b).

Las variaciones de las dimensiones transversales de los pilotes oscilan entre 0.12m y 1.50m. Los pilotes de dimensiones transversales superiores a 0.60m se llaman pilotes de gran diámetro, aunque la mayoría tienen diámetros o lados comprendidos entre 0.30m y 0.60m.

1.4.1.1 Tipos de pilotes.

De todas las clasificaciones referenciadas en las notas de clase de API-6, los pilotes que son usados en la obra constructora en el Cayo Santa María son:

- Pilotes fundidos “in situ”.
- Pilotes aislados.
- A flexo-compresión.
- De hormigón armado.
- Pilotes resistentes en punta.
- Pilotes resistentes en punta y fustes simultáneamente.
- Pilotes circulares.

Las siguientes fórmulas están basadas en principios teóricos y ensayos, que procuran determinar la capacidad máxima de carga que es capaz de resistir un pilote o grupo de estos en el medio (Suelo). Sowers(1977), Juárez (1975), Jiménez (1986)(1994), la Norma Soviética, L´ Herminier (1968), entre otros coinciden en que la capacidad de carga se obtiene de la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de carga máxima:

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{punta}} + Q_{\text{fricción}} \quad \text{Ec. 1.4}$$

Ambos valores están basados en el estado de esfuerzos alrededor del pilote y en la forma de distribución del esfuerzo cortante que se desarrolla en la falla. Es de señalar que la carga máxima o de falla no necesariamente es igual a la suma de la carga en punta más la carga por fricción lateral, ya que puede ocurrir que

no se movilizan simultáneamente la resistencia en punta y la fricción lateral en las diferentes secciones del fuste del pilote. Como muchos terrenos no son homogéneos los resultados obtenidos por Soriano y Oteo (1982), muestran que la carga en punta varía del 25 al 55% de la carga total.

Respecto a la fórmula inmediatamente arriba, lo que se refiere a $Q_{\text{fricción}}$ puede aceptarse la expresión clásica:

$$Q_{\text{fricción}} = \pi \cdot D \cdot \sum L_i \cdot f_{si} \quad \text{Ec. 1.5}$$

donde D es el diámetro del pilote, L_i es la longitud de cada estrato atravesado por el pilote y f_{si} la resistencia lateral en cada capa o estrato de suelo.

Para el aporte en punta puede aceptarse:

$$Q_{\text{punta}} = A_b \cdot q_p \quad \text{Ec. 1.6}$$

siendo A_b el área de la punta y q_p la resistencia unitaria de punta.

Son precisamente los términos f_{si} y q_p , donde se centran las diferencias de las expresiones matemáticas que posteriormente se analizarán, principalmente por las hipótesis y la forma de obtenerse según cada normativa.

Hay que señalar que cada una de dichas expresiones matemáticas, utilizan factores y coeficientes que se han obtenido a partir de ensayos, para condiciones específicas de suelos, diferentes a las de Cuba, por lo que al hacer uso de ellas, se debe dominar su origen y comparar su posible similitud. Antes de exponer las expresiones se hace necesario señalar que varios autores [Jiménez (1986)(1994), Juárez (1975), Paulos y Davis (1980), Sowers (1975), A.S.C.E.(1993).], coinciden en que la capacidad total de un pilote o grupo está dado por tres sumandos, el aporte en punta, la fricción lateral positiva y la lateral negativa, esta última para pilotes apoyados en punta o en estratos resistentes y que atraviesen estratos compresibles, que por cualquier efecto se consolidan.

1.4.1.2 Capacidad de carga por punta de pilotes sobre roca.

En algunas ocasiones los pilotes se hincan hasta un estrato subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia unitaria última de punta en roca (**Goodman, 1980**) es aproximadamente:

$$q_p = q_u (N_\phi + 1) \quad \text{Ec. 1.7}$$

donde; $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$

q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca

ϕ = ángulo de fricción drenado.

Dentro de los enfoques actuales para la determinación del aporte en punta se destacan:

a) La propuesta de la norma (1989):

$$Q_{punta} = A_p \cdot q_p' \quad \text{Ec. 1.8}$$

Para suelos ϕ .

$$q_p' = N_q \cdot d_s q \cdot q'$$

q_p' - capacidad de carga en la punta del pilote (en tensiones).

N_q – factor de la capacidad de carga, función de ϕ .

$d_s q$ – factor que tiene en cuenta la longitud del pilote y la forma de la cimentación.

q' – presión efectiva vertical en la punta del pilote. Por debajo de la profundidad crítica (Z_c) toma el valor de $q' = Z_c \cdot g$. Vale destacar que en esta normativa el valor de Z_c se establece en función de la relación diámetro y ángulo de fricción interno del suelo.

b) Miguel Leon, (1980)

$$Q_{punta} = A_p \cdot q_p \quad \text{Ec. 1.9}$$

Para suelos friccionales (ϕ).

$$q_p = q' \cdot N_q$$

N_q - factor de capacidad de carga función de j y recomienda los valores de Berezantzevi (1961).

q' - presión efectiva vertical en la punta del pilote. A diferencia de la Propuesta de Norma Z_c se establece a partir de los 20·Diámetros ($Z_c = 20 \cdot D$)

Para pilotes "in-situ"

$$Q_{punta} = A_p \cdot C_u \cdot N_c \quad \text{Ec. 1.10}$$

N_c - ídem al visto anteriormente.

C_u – Cohesión no drenada del suelo.

A continuación se analizan las expresiones utilizadas por el enfoque tradicional para determinación del aporte en punta (Ley de resistencia a cortante $S = C + \sigma' \cdot \tan \phi$):

c) Fórmula de Meyerhof (1976) :

$$Q_{punta} = A_p \cdot \left[\frac{\gamma \cdot d}{2} \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q' \cdot (N_q - 1) \right] \quad \text{Ec. 1.11}$$

N_c, N_q, N_γ - factores de capacidad de carga.

Como muestra esta expresión, es similar a la de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, con la diferencia que los factores N_c, N_q, N_γ se obtienen para una cimentación profunda y tienen en cuenta la profundidad dentro del estrato resistente y el efecto de forma.

d) Fórmula de Brinch – Hansen, (1961)

$$Q_{punta} = A_p \cdot (q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c) \quad \text{Ec. 1.12}$$

S_q, S_c - factores que dependen de la forma de la sección de la cimentación.

dq, dc,- factores que tienen en cuenta la profundidad de la base del pilote dentro del estrato resistente.

Otros autores [Bowles (1984), Herminier (1968)] engloban los factores de forma y profundidad, con los coeficientes de capacidad de carga, dando directamente la carga de hundimiento por la punta a suficiente profundidad mediante la expresión:

$$Q_{\text{punta}} = A_p (q N_q + C N_c) \quad \text{Ec. 1.13}$$

En la obtención de los valores de N_c y N_q se pueden mencionar los trabajos de De Beer (1965), Buissman y Terzaghi (1943). De todas las expresiones estudiadas, la de Brinch – Hansen (1961), por primera vez, evalúa la profundidad del pilote dentro del estrato resistente.

Cuando el pilote está enterrado en toda su longitud, cuenta con suficiente apoyo lateral para que puedan ignorarse los problemas de pandeo, por lo que estos pilotes pueden dimensionarse como columnas cortas. En los casos que el pilote tenga una longitud libre sobre el suelo, el pandeo puede ser una condición crítica, para su revisión debe tomarse como longitud de pandeo, no solo longitud libre sobre el suelo sino además una longitud equivalente dentro del suelo por debajo de la cual el pilote puede considerarse empotrado. Esta longitud puede determinarse por recomendaciones muy aproximadas, las que la consideran como $(3\sim 15) D$, o simulando la iteración suelo-pilote, el punto donde la deformación del pilote es cero. El pandeo de un pilote depende de su alineamiento, longitud, momento de inercia y módulo de elasticidad y de la resistencia elástica del suelo que lo circunda. Tanto la teoría como la práctica demuestran que el soporte lateral del suelo es tan efectivo, que únicamente en pilotes extremadamente esbeltos hincados en arcillas muy blandas o en pilotes que se extiendan fuera del suelo, en el aire o en el agua, pueden producirse pandeo.

1.4.2 Cimentaciones Superficiales cimentando directamente sobre la roca



En esta última variante, estaríamos viendo las particularidades teóricas de optar a cimentar directamente sobre la roca. Al hacer esto implica que los riesgos que presentan las cavernas existen, y habrá que tomar esto en cuenta en el momento de diseñar y ejecutar los cimientos. Las discontinuidades que se presentan en el estrato 5 (cavernas y oquedades) fueron tomados en cuenta por la ENIA en el momento de asignar valores físico-mecánicos a los estratos de roca, así que al diseñar los cimientos se sabe que son seguros. Se harán calas en cada cimiento, y dondequiera que aparezca cavernas, se hormigonarán con un hormigón pobre para llenar este hueco, proveyendo una base resistente para los cimientos. El relleno técnico en este variante es para nivelar el terreno hasta el nivel de proyecto.

En el capítulo II se va a explicar el porqué trabajamos con las expresiones de capacidad de carga en suelos, dada que el terreno en que estamos trabajando es suelo rocoso.

A continuación, voy a dar un pequeño resumen de algunos modelos de capacidad de carga en suelos.

1.4.3 Análisis de los distintos modelos de Capacidad de Carga

1.4.3.1 MODELO DE TERZAGHI:

La teoría de Terzaghi es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del medio continuo. La teoría de Terzaghi cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y su impacto en la mecánica de suelos ha sido de tal trascendencia que aún hoy es muy utilizada esta teoría para la determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales.

La expresión obtenida por Terzaghi para determinar la capacidad de carga q_{br} es la siguiente:

$$q_{br} = N_\gamma \frac{\gamma_2 B}{2} + N_c c + N_q q' \quad q_{br} = f(\gamma_2, b, \phi, c, \gamma_1, d) \quad N_c, N_\gamma, N_q = f(\phi)$$

Ec. 1.14

Los valores de N_γ , N_c y N_q se obtienen por la siguiente gráfica, tanto para fallo general, curvas continuas, como para la falla local, curvas discontinuas.

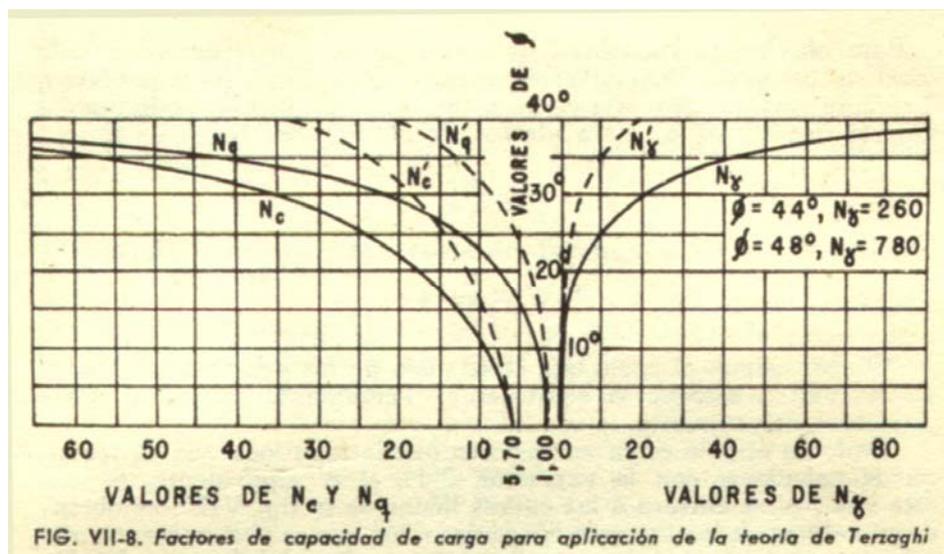


Figura 1.10. Factores de capacidad de carga N_γ , N_c y N_q según Terzaghi.

1.4.3.2 MODELO DE MEYERHOF:

De forma similar, para un modelo que mantiene las mismas características explicadas por el método de Bell y Terzaghi, pero con una forma diferente de las superficies de falla.

Meyerhof propuso la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad de carga:

$$q_{br} = N_{\gamma} \frac{\gamma_2 B}{2} + N_c c + N_q q' \quad q_{br} = f(\gamma_2, b, \phi, c, \gamma_1, d) \quad N_c, N_{\gamma}, N_q = f(\phi), \text{ donde } N_{\gamma}, N_c,$$

Ec. 1.15

N_q , se determinan por la gráfica anteriormente señalada.

1.4.3.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CAPACIDAD DE CARGA

- Influencia de la profundidad dentro del estrato resistente.
- Influencia de la excentricidad de la carga.
- Influencia de la forma del cimiento.
- Influencia de la inclinación de la carga.
- Influencia de la inclinación del terreno.

La expresión general de capacidad de carga queda como:

$$q_{br} = N_{\gamma} \frac{\gamma_2 B'}{2} s_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + N_c c s_c i_c d_c g_c + N_q q' s_q i_q d_q g_q \quad \text{Ec. 1.16}$$

1.4.3.4 FÓRMULA GENERAL DE BRINCH-HANSEN PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

Para determinar la capacidad de carga en cimentaciones superficiales se utilizará el método de Brinch-Hansen, donde:

- ◆ Para cimientos rectangulares:

$$Q_{br}^* = l' b' (q_{br}^*) \quad \text{Ec. 1.17}$$

Siendo:

Q_{br}^* : Capacidad de carga de la base del cimiento.

l' : Lado efectivo en la dirección de l .

b' : Lado efectivo en la dirección de b .

q_{br}^* : Presión bruta de roturas resistente a la estabilidad de la base.

$$l' = l - 2e_l^*$$

$$b' = b - 2e_b^*$$

La presión bruta de roturas resistente a la estabilidad de la base (q_{br}^*) se determina mediante la siguiente expresión (solución de Brinch-Hansen).

Para suelos C- ϕ :

$$q_{br}^* = 0.5\gamma_2^* \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma + C^* \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c + q^* \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q$$

Ec. 1.18

γ_2^* : Peso específico minorado por debajo del nivel de cimentación.

B' : Lado menor entre l' y b' .

q^* : Presión efectiva a nivel de solera alrededor del cimiento ($\gamma_1^* \cdot d + q_{sc}^*$)

1.5 Análisis Técnico-económico.

La actividad de cada organismo constructor se caracteriza por el nivel de rentabilidad y calidad de la construcción ejecutada. Una buena rentabilidad se logra fundamentalmente disminuyendo el costo de la construcción y el montaje. Para realizar la reducción máxima del costo de la construcción antes de empezar la ejecución de la obra, el constructor debe hacer un análisis crítico de la documentación de proyecto y de cálculo, y estudiar detalladamente las posibilidades de cambios y mejoramiento de las soluciones de proyecto de los trabajos, y los elementos del costo.

Es decir la disminución del costo de la construcción en la etapa de la ejecución se realiza en las tres direcciones principales siguientes:

1. Mejorando las soluciones de proyecto:

De esta forma se puede lograr la mayor reducción del costo de la construcción. Por eso, los organismos constructores tratan de obtener a tiempo los proyectos y cálculos de las obras que van a ejecutar, y después se ocupan de cambiar y mejorar las soluciones de proyecto. Esa es la forma más directa y sensible que se utiliza para la introducción del progreso técnico en la construcción.

En el mejoramiento de las soluciones de proyecto se puede lograr al presentar proyectos completamente nuevos de algunos edificios o cambiar algunos elementos estructurales y detalles. Frecuentemente estos cambios están relacionados con la variación de los materiales, la tecnología y la organización de la ejecución.

2. Mejorando la organización y la tecnología de la construcción y montaje:

La tarea siguiente del organismo constructor (después de haber estudiado y, eventualmente, cambiado el proyecto) es componer el proyecto de trabajo para la organización y ejecución de la obra, para lo cual no es necesario el acuerdo del inversionista y el proyectista. Además, el constructor puede mejorar la organización de toda la construcción. Como ejemplo de esto se puede citar el método de cadena o el método de velocidad en cadena para asegurar el abastecimiento rítmico de la obra con materiales y otros recursos.

3. Disminuyendo directamente los costos en los elementos de cálculo respectivos:

Grandes reservas para reducir el costo de producción se encuentran en los gastos de cálculo, fuerza de trabajo, materiales y explotación de los equipos de obra y mecanismos, y también en los gastos adicionales. Para esto no es

necesario el acuerdo del inversionista y el proyectista. (Notario, Espinet, Orta, et al, 1987)

En este trabajo de diploma, se hará un análisis económico en función de algunos parámetros principales que afectan la economía de la construcción y ejecución de la cimentación. Este análisis se hará tomando en cuenta factores como las sub-zonas (nivel de criticidad de las zonas cársicas), las tres variantes de cimentación, la cercanía a la superficie de la roca sana (de los perfiles longitudinales y transversales) y el dimensionamiento de los elementos de la cimentación que salen de los cálculos.

1.6 Presupuestación de obras en Cuba

1.6.1 Antecedentes históricos y su actualidad.

Antes del triunfo de la Revolución, el estado, a través del Ministerio de Obras Públicas, construía por el sistema de administración, determinando el valor de las construcciones por el gasto real de las mismas, obtenido a partir de los costos directos de materiales, mano de obra y uso de equipos, de acuerdo a los precios y tarifas del mercado nacional, no existiendo una planificación de estos indicadores.

A finales de 1961 comenzó la tarea de crear un sistema de presupuestación uniforme para el sector de la construcción, surgiendo el SPUC, sistema Presupuestario Uniforme de la Construcción, conformado por 21 libros de Normas Presupuestarias que comprendían aproximadamente 1800 renglones variantes, contemplando solamente la actividad de construcción y no la de montaje de equipos tecnológicos.

En 1963 se inicia su aplicación en algunas obras, llegando a su máximo desarrollo en 1965. Esta etapa tuvo un carácter experimental y de ajustes. En análisis de costos realizados en obras con presupuestos del SPUC'65 se detectó que el costo era un 32,4 % superior al valor calculado, variando desde

un 15 % en obras de ingeniería hasta un 50 % en viviendas, sobre esta base, en 1967, se obtuvieron índices técnico – económicos de valor por unidad de medida técnica que se les llamó bases de cálculo y sirvieron de fundamento al llamado nuevo sistema de medición y valoración. Estas bases de cálculo contemplaban el costo presupuestario directo, sin incluir gastos generales, transporte ni facilidades temporales. Por este método se valoraron las obras a partir de 1968. [H. Expósito, 2001, cap.4].

Sobre los años, se siguió desarrollando el sistema de presupuestación uniforme en Cuba hasta llegar al PRECONS, en el orden siguiente:

- En 1970 se incrementaron las bases de cálculo en un 32,4 % aproximadamente, creándose otras nuevas, conocidas como COSTOS´67. A partir de esta fecha se aplica un método de valoración específico conocido como partes gruesas; las mismas se basaban en agrupaciones de Renglones Variantes del SPUC´65.
- En la década del 70 se lleva a cabo en el país un proceso de reordenamiento de toda la economía para lograr una mayor planificación y control, este proceso tiene su punto culminante con la celebración del 1er Congreso del PCC en 1975 y la implantación del sistema de Dirección y Planificación de la Economía Nacional (SDPE) que determinó la necesidad de revitalizar el SPUC´75. Este SPUC´75 tuvo más bien un carácter experimental y de acondicionamiento ya que el sistema sólo entraría a tener carácter oficial y único a partir de Enero de 1981.
- Después de haber sido aplicada la Reforma General de Precios, El SPUC´75 se transforma en SPUC´80 y se establece con carácter obligatorio mediante resolución del entonces Comité Estatal de Precios a partir de Enero de 1981. Esta versión del SPUC se edita con un cuerpo central de 12 libros y 34 para las listas de CPU, no editándose las normas de Costos Presupuestarios, dificultándose a partir de este momento el

conocer que materiales, mano de obra y equipos habían sido considerados en el cálculo de los CPU de cada Renglón Variante.[H. Expósito, 2001, cap.4].

- En 1985 se realiza una nueva edición del SPUC'85, esta sólo contemplaba 4 libros con las Listas de CPU, manteniendo la misma metodología para el cálculo del Precio. [Orta, 1987, p.142-158].
- En la segunda mitad de la década del 80 surgen otros sistemas como el Sistema Presupuestario para la Reparación y Mantenimiento de las Obras (SPRMO) que como lo dice el nombre servía para calcular el precio de los trabajos de construcción en obras que fueran reparadas o donde se realizaran mantenimientos
- Además surge el Sistema de Presupuestación para la Reparación de Monumentos (SPRMON), para el cálculo del Precio de trabajos de construcción en este campo.
- A pesar de todo esto se vio la necesidad de una actualización de las bases de cálculo del precio del SPUC y la metodología a utilizar; por esto se crea el SPUC'92.
- Este sistema marca grandes diferencias con los anteriores, la principal es brindar Precios Presupuestarios Uniformes (PPU) por primera vez, en lugar de Costos Presupuestarios Uniformes (CPU) como sus antecesores. Fue editado en 4 libros. [H. Expósito, 2001, cap.4]
- A inicios de la década del '90 con el aumento de las obras para el turismo surge un nuevo sistema de presupuestación, el Catálogo de Precios de la Construcción. Surgido en marzo de 1993, estaba destinado para calcular el Precio de obras turísticas, basándose en los precios de la región del Caribe, acercándose un poco más a las formas de cálculo internacionales del precio en la construcción.

1.6.2 El PRECONS como sistema presupuestario

El desarrollo que necesita el país principalmente en el área del turismo con una eficiencia que se manifieste en alta calidad, bajos costos y poco tiempo de ejecución llevó a un análisis de los procedimientos y métodos de formación de precios. De este análisis surgió el PRECONS (Sistema de Precios de la Construcción).

El PRECONS entró en vigor para toda la economía nacional, incluyendo las obras con capital extranjero a partir de Octubre de 1998, así, como las indicaciones sobre el Mecanismo de Prefinanciamiento en Moneda Libremente Convertible (MLC) de los insumos para los servicios de Construcción, Proyecto de Ingeniería e Investigaciones aplicadas, o sea, que se presupuesta en MLC y en que cantidades, planteando una actualización anual de dicho documento.

Los documentos complementarios del PRECONS, son: (PRECONS 1998)

- Subsistema o Lista de Precios de Renglones Variantes.
- Lista de Precios de Materiales de Construcción al cierre de la edición del PRECONS.
- Listas de Tarifas Horarias de Mano de Obra.
- Listas de Costos Horarios de Uso de Equipos de la Construcción.
- Subsistema o Lista de Indicadores Técnicos- Económicos.
- Subsistema o Lista de Precios de Unidades de Obras Genéricas y Predeterminadas.
- Normas Presupuestarias para el cálculo de los Renglones Variantes.

1.6.3 PRECONS II como continuidad y transformación del PRECONS

Cambios ocurridos en el país que han influido en el sector de la construcción como el incremento salarial de la mano de obra, variaciones en la lista de precios de materiales y otros, han hecho necesario dictar nuevas

disposiciones que establezcan las metodologías y los procedimientos necesarios que tengan como finalidad ordenar, modificar o actualizar las disposiciones que en materia de precios, con tal carácter se dicten y estén vigentes.

Los gastos directos e indirectos de producción que tienen lugar en la ejecución de una obra se clasifican en las siguientes partidas de costo:

- Gastos Directos de producción
- Materiales
- Mano de Obra
- Uso de Equipos
- Otros Gastos Directos de Obra
- Gastos Generales Directos de Obra
- Gastos Indirectos de Producción
- Gastos Indirectos de Obra

En comparación con el PRECONS inicial aprobado en 1998, el PRECONS II establece tres partidas de costos que se enunciaron y se explicarán los gastos que tienen en cuenta.

También forman parte del costo total de la obra los siguientes gastos, que se agrupan en otras partidas y se analizan y calculan por separado en presupuestos independientes ya que responden a condiciones específicas de ejecución de cada obra y que son:

- ◆ Facilidades Temporales
- ◆ Otros gastos adicionales
- ◆ Gastos bancarios
- ◆ Seguros de la Obra
- ◆ Imprevistos
- ◆ Transportación de suministros y medios diversos del constructor

- ◆ Contribuciones, aportes, pagos de derechos, tributos y otros pagos

1.6.4 Software utilizados en el cálculo de presupuesto.

Se han confeccionado diferentes instrumentos automatizados para el desarrollo de la metodología de presupuestación y organización de obras en Cuba:

- Preconsito: este se realizó con el fin de enmarcar las viviendas de La Habana
- Preserin: utilizado en viviendas de hasta dos niveles, confeccionado por el MICONS en Sancti- Spíritus.
- Sistema de Información para la Producción de Construcciones (SIPC), surgido en 1986.
- Sistema OBRA. Creado en el año 1996 tiene como base el Sistema de Información para la Producción de Construcciones (SIPC)
- Herramientas confeccionadas en Microsoft Excel.

El Microsoft Excel, nos posibilita un trabajo rápido y eficaz en este campo a través de este tabulador también nombrado "Hoja de Cálculo Electrónica".

- El PRESWIN.

Junto con el Nuevo Sistema de Precios de la Construcción surgió también el soporte informático basado en las Listas del PRECONS, este programa se llama PRESWIN.

1.7 Conclusiones Parciales.

Del estudio de los nichos de conocimiento vinculado a la temática de la Mecánica de Suelo y Roca, se han extraído un grupo de ideas que permiten entender a profundidad las bases teóricas de estas temáticas y su implicación en el proyecto y construcción de los elementos de cimentación. Dentro de ellas se destacan las siguientes:

- Es importante acotar que previo a estimar por parte del proyectista un valor racional de la capacidad de carga de la roca, se requiere un serio trabajo teórico, experimental y estudio de campo, que brinde una veracidad del estado de agrietamiento del macizo rocoso y su posible incidencia en la capacidad resistente.
- Las condiciones ingeniero – geológica presentes en el Hotel “La Estrella”, facilitan las condiciones para desencadenar un trabajo exploratorio que permita evaluar alternativas de cimentación que garanticen diseños seguros, racionales y minimizando en lo posible el impacto al medio ambiente.
- La información que brinda el informe ingeniero geológico, es profunda y abarcadora. La misma muestra un grupo de datos que permite obtener valores de la capacidad resistente de la roca, aplicando los conceptos de la mecánica de suelo.
- Para evaluar la capacidad resistente del macizo, considerando la base como roca no aparecen en el informe ingeniero – geológico un grupo de variables que son fundamentales, dentro de las cuales están: espaciamiento entre las discontinuidades, el ancho de la discontinuidad y la resistencia a compresión simple de la roca sana.
- En los trabajos (Ibañez, 2001); (Quevedo 2002) y (Broche, 2005), se encuentra desarrollada toda la información teórica y las herramientas de diseños necesarias para enfrentar un estudio comparativo de dos alternativas de cimentación para la segunda etapa del Hotel “La Estrella”, cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca y pilotes.
- Al seleccionar como variante la cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca, se genera un grupo de incertidumbre alrededor de considerar la base como suelo o roca. Para dar respuestas a



estas interrogantes se justifica una experimentación numérica que permita la identificación de un grupo de recomendaciones dirigidas a la etapa de proyecto.

- De todas las tendencias en la presupuestación que existen en nuestro país queda corroborado que el sistema PRECONS II aprobado por la resolución 199/2005 es el vigente en la actualidad para las obras de nuevo inicio.

La evaluación a través de los costos directos obtenidos con la herramienta PRECONS II permitirá efectuar comparaciones entre variantes definidas para decidir cuál sería la óptima a la hora de la ejecución



CAPÍTULO II

*La educación es como un árbol:
se siembra una semilla y se abre en muchas ramas.*

José Martí

Capítulo II: Variante de cimentación del Hotel "La Estrella". Análisis Técnico.**2.1 Introducción y Fundamentación Metodológica.**

El encontrar problemas de naturaleza geotécnica en el terreno, significa que el costo de ejecutar la obra proyectada sin duda va a aumentar. Estas dificultades requieren no solo profundas investigaciones, sino análisis económico, geotécnico y estructural para solucionar las dificultades encontradas.

En este capítulo se profundizará en los métodos de diseño para las dos variantes, aprovechando la capacidad portante de la roca y tomando en cuenta los perfiles geotécnicos, destacando los novedosos en el cálculo de estos cimientos, a fin de sacar dimensiones y refuerzos adecuados. Un aspecto fundamental que tenemos que aclarar inicialmente es el suelo de cimentación. Debido al estado de la roca y sus parámetros físico-mecánicos, surge una gran pregunta. ¿Consideramos la base de cimentación como suelo o como roca?

2.2 Herramientas de Diseño.

En el diseño de las cimentaciones, se va a emplear métodos de cálculo según varios autores (Ibáñez, 2002, Quevedo, 2004, Broche, 2005). Contamos con el apoyo computacional en los programas de DGCIM, DECIM y MathCAD para el diseño y análisis de la cimentación superficial. Estos programas están basados en los criterios que se exponen en las Normas de Diseño Geotécnico, Estructural y de Pilotes.

Para el diseño de la cimentación superficial, estaremos comparando los resultados del cálculo de capacidad de carga de la roca en cuestión en función de varias expresiones. Una particularidad de este enfoque es que vamos a usar también las expresiones para capacidad de carga en suelos con los parámetros físico-mecánicos de la roca.

Las solicitaciones de cargas actuantes (predominio a compresión) sobre cada pedestal del Edificio Principal están expuestos en La Tarea Técnica de Investigación hecho por EMPOY-VC, la entidad contratada para realizar los proyectos (ver Anexo 2.1).

2.3 ¿Roca o Suelo?

2.3.1 ¿Es roca?

Según la Clasificación Geomecánica de Barton (1974), uno de los factores que hay que tomar en cuenta en la estimación de la calidad del macizo rocoso es el índice de calidad de roca o RQD (Rock Quality Designation).

RQD (%)	Espaciamiento de las discontinuidades (m)	Valores de K_{sr}
10 – 50	0.06 - 0.10	0.1 – 0.3
50 – 90	0.20 – 0.60	0.3 – 0.75
90 – 98	0.60 – 2.00	0.75 – 1.00
> 98	> 2.00	1.00

Tabla 2-1. Índice de Calidad de la roca o RQD.

En el caso nuestro, el índice de calidad de roca es malo, porque se encuentra entre 10 y 50% según la tabla 2-1. Otros factores que influyen en la estimación de la calidad del macizo rocoso son:

Jn: Joint Set Number, índice de diaclasado que tiene en cuenta el número de familias.

Jr: Joint roughness number, índice de rugosidad de las juntas.

Ja: Joint alteration number, índice de alteración de las juntas.

Jw: Joint water reduction factor, factor de reducción por presencia de agua en las juntas.

SRF: Stress reduction factor, factor de reducción por esfuerzos.

Se considera que la roca se comporta como un suelo si:

- Tiene poca resistencia a la compresión simple (**Tabla 2-2**)
- Esta muy diaclasada (**Tabla 2-3**)
- Esta muy meteorizada: grado de meteorización > IV (**Tabla 2-4**)

(Duran, 2007).

Ensayo de resistencia aproximado	Calificación de la Resistencia a compresión simple	Valor estimado q_u (MPa)
Se puede rayar con la uña	Especialmente débil	< 1
Se rompe con golpes de martillo moderados	Muy baja	1 a 5
Se puede rayar con la navaja		
Se raya difícilmente con la navaja	Baja	5 a 25
No puede rayarse con la navaja	Media	25 a 50
Se puede romper con un golpe de martillo		
Se requieren varios golpes de martillo para romperla	Alta	50 a 100
Difícil de romper con el martillo de geólogo	Muy alta	100 a 250
Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas	Extremadamente alta	> 250

Tabla 2-2. Resistencia a compresión simple de rocas (Muelas, 1993).

Calificativo	Nº de Diaclasas por m^3
Masivo	< 1
Poco diaclasado	1 a 3
Medianamente diaclasado	3 a 10
Bastante diaclasado	10 a 30
Muy diaclasado	30 a 60
Triturado	> 60

Tabla 2-3. Índice de fracturación de roca (Muelas, 1993)

Grado	Denominación	Criterio de reconocimiento
I	Roca sana y fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está meteorizada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. <i>Material débil < 50% del total</i>
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesta a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece "in situ" y existe un cambio de volumen importante

Tabla 2-4. Grado de meteorización de rocas (Duran, 2007).

En los tres casos que presenta Duran 2007, se puede clasificar la roca en cuestión como un suelo en los primeros dos casos, pero en la última no (la roca no se presenta descompuesta en ninguna situación). Ángel Muelas Rodríguez 1993, en su libro Manual de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, da también tres criterios de evaluar si se puede considerar una roca como suelo. Ellos son:

- Si la roca tiene muy baja resistencia a compresión simple ($q_u < 2.5 \text{ MPa}$)
Tabla 2-2
- Si la roca está fuertemente diaclasada ($RQD < 25\%$) Tabla 2-3
- Si la roca está bastante o muy meteorizada (grado de meteorización mayor que IV) Tabla 2-4

También cumplieron solamente los dos primeros criterios para considerar una roca como suelo, igual como con los criterios de Duran, 2007.

2.3.2 ¿Es suelo?

Es común la creencia que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujeto a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían 'vectorialmente' (Juárez Badillo, 1972).

Duran 2007 clasificó los suelos como a continuación se muestra:

Granulares o gruesos: con $< 35\%$ en peso de partículas $< 0.06 \text{ mm}$

Cohesivos o finos: con $> 35\%$ en peso de partículas $< 0.06 \text{ mm}$

Orgánicos: con una porción considerable de materia orgánica ($> 50\%$)

Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	$>0,6$
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	$<0,2$
	Arena muy densa	$>0,3$
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3
	Arena suelta	$<0,1$

Tabla 2-5. Presión admisible en Mpa de suelos granulares (Muelas, 1993))

La mayoría de los criterios consultados en la bibliografía especializada tienden a considerar la roca como suelo para el dimensionamiento geotécnico de las cimentaciones superficiales. Por tal razón reducen este análisis como un cimiento apoyado en suelo con parámetros físico-mecánicos propios del macizo rocoso. Es evidente, según las tablas previamente analizadas y la información expuesta, que la base de nuestra cimentación es una roca clasificada como de baja resistencia a compresión simple. Se debe concluir que para las propiedades que muestra esta roca en la actualidad, se puede considerar como suelo; por tal razón, para el caso del diseño geotécnico y estructural de la cimentación superficial se aplicaron las recomendaciones de la norma de diseño geotécnico y estructural de este tipo de elemento.

2.4 Definición de las Variantes.

Todas las cosas en la vida se nos presentan con opciones. Que tipo de ropa poner, que tipo de comida vamos a comer, donde pasaremos las vacaciones, etc. Al enfrentarnos con situaciones que requieren tomar una decisión, nos exigen hacer una evaluación en función de una serie de variables. Así en el proyecto de la cimentación de nuestro objeto de obra, tenemos opciones acerca de que tipo de cimentación es más factible técnicamente y económicamente utilizar. Tenemos dos variantes de cimentaciones que sugirió el inversionista de ALMEST, Yoanlexy Martínez, que vamos a examinar para llegar a definir la opción más adecuada para cimentar en el Cayo Santa María, y en particular el Edificio Principal del Hotel La Estrella. Estas dos variantes fueron escogidas por la experiencia del inversionista, trabajando aproximadamente 5 años en ALMEST. Había otra opción de cimentación, que se usaba antes, que era para volar las cavernas, rellenar con relleno técnico, y después cimentar arriba. Esta solución claramente será más costosa. También, el riesgo al medio ambiente de la voladura es muy alto. Cualquier tipo de construcción de obras civiles afecta el medio ambiente en una manera u otra, pero es un objetivo del

ingeniero para investigar, proyectar y a veces reevaluar, para poder proteger el entorno.

2.5 Equipos disponibles para realizar la ejecución de la cimentación.

En la actualidad prácticamente existen maquinarias para realizar la mayoría de las actividades constructivas con alta productividad y la necesaria calidad.

En Cuba antes del 1959 existían algo más de 5000 máquinas de construcción, la mayor parte de movimiento de tierras, concentradas principalmente en la capital del país. A partir del triunfo revolucionario se potenció el desarrollo en todo el territorio nacional, lográndose mecanizar:

- El 100% de los trabajos de movimiento de tierras.
- El 100% de los trabajos de montaje.
- Más del 90% de los trabajos de cimentación.
- Más del 70% de los trabajos de terminación. (Orta, 2005)

Para ejecutar los cimientos, se dispone equipos de la ENIA, Santa Clara, y también de la asociación encargada de equipos en el Cayo Santa María. Las máquinas que se usarán en la ejecución de los cimientos se enuncian a continuación.

2.5.1 Retroexcavadora Fiat Hitachi (con martillo rompedor que se puede cambiar para trabajar en roca),



Figura 2.1. La Retroexcavadora/martillo rompedor Fiat Hitachi.

Este equipamiento muestra parámetros altos de eficiencia de los trabajos. El uso del mismo reduce los costos considerablemente si lo comparamos con el uso de los equipos por separados.

2.5.2 Camión Barrenador (nacionalidad soviética, barreno helicoidal)



Figura 2.2. Camión Barrenador.

Esta máquina está usada principalmente para la perforación en caso de pilotes fundidos "in situ". Tiene la posibilidad de perforar diámetros de 0.3m, 0.5m y 0.8m, hasta una profundidad de 3m.

2.5.3 Camión Hormigonera



Figura 2.3. Camión hormigonera.

Camión utilizado para trasladar el hormigón desde la planta de producción hasta la obra. Su capacidad es de 5m³.

2.5.4 Compactador



Figura 2.4. Compactador Manual

En la compactación del rehincho de los cimientos, se utiliza las máquinas de compactación manual, porque tienen mejor maniobrabilidad entre los ellos, y el control de ejecución es mucho mejor.

2.6 Diseño de cimentación superficial (variante 1).

Durante el diseño de las cimentaciones superficiales, entendidas como base y cimiento propiamente dicho, es necesario llegar a determinar el área de la cimentación a partir de los aspectos geotécnicos, para lo cual será necesario garantizar que exista la seguridad adecuada contra la falla por capacidad de carga del suelo y que las deformaciones que se produzcan no dañen a la estructura. Determinada el área de la base se puede pasar a diseñar estructuralmente el cimiento a partir de la distribución de presiones de contacto que se asuma para el mismo, garantizando que el peralto del cimiento sea capaz como mínimo, de soportar las sollicitaciones de punzonamiento y cortante que se generen y que además se coloque el refuerzo necesario para tomar las tracciones que surgen en la cara inferior de la base del cimiento y las posibles tracciones que aparezcan en la cara superior del mismo.

Los cimientos superficiales fueron diseñados (Diseño Geotécnico y Estructural) por el programa Mathcad y también por DGCIM y DECIM. Los resultados aparecen en los anexos 2.2 y 2.3.

2.6.1 Capacidad de Carga en Roca.

Antes de que podamos expresar racionalmente la capacidad de carga de la roca, se requiere todavía mucho trabajo teórico, experimental, y estudios de campo, muy necesarios para brindar datos de la fisuración en una forma adecuada. Asumiendo que un macizo rocoso particular funciona como un medio elástico, altos valores de esfuerzos portantes pueden formar debajo de los bordes de la cimentación, pero el flujo plástico en roca y cimentaciones reducirá esta condición. Aunque algunas rocas aguantarán esfuerzos portantes muy altos, los valores permisibles son limitados por la resistencia de la estructura de la cimentación. (F.D.C. Henry, 1986)

En los nichos de información que existen sobre este tema, cuyos aspectos más relevantes están expuestos en el Capítulo 1 de este trabajo, se logró localizar diferentes enfoques para evaluar la capacidad de carga de la roca (Sower ,1978); (Muela Rodriguez, 2007)...

De todas las expresiones propuestas la expuesta en (Muela Rodríguez, 2007), es la que se utilizará en esta investigación para evaluar la capacidad de carga de la roca, por ser esta la más factible desde el punto de vista práctico, además los parámetros de los que depende son relativamente fáciles de obtener en obra y evalúa en una justa medida el estado de agrietamiento del macizo rocoso variable de gran influencia a la hora de estimar la capacidad portante de este material.

Para aplicar estas ecuaciones deben cumplirse una serie de condiciones iniciales las cuales se enumeran a continuación:

- La superficie de la roca es esencialmente horizontal sin problemas de inestabilidad lateral.
- La carga no tiene componente tangencial, o esta es inferior al 10% de la carga axial.
- En rocas sedimentarias los estratos deben ser horizontales o subhorizontales.

En el caso de estudio de este trabajo todas las condiciones anteriormente expuestas se cumplen, lo que posibilita el uso de estas expresiones. Según (Muela Rodríguez, 2006) en rocas duras, menos diaclasadas y poco alterada la presión admisible de servicio (q_d) se puede determinar:

$$q_d = K_{sp} \cdot q_u \quad \text{Ec 2.1}$$

Donde:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{a}{s}}} \quad \text{Ec 2.2}$$

s: Espaciamiento de las discontinuidades ($s > 300\text{mm}$)

B: Ancho del cimiento en metros. Debe cumplirse que $0.05 < s/B < 2$

a: Apertura de la discontinuidad($a < 5\text{mm}$ en juntas limpias, $a < 25\text{mm}$ en juntas rellenas con suelo o con fragmentos de roca alterada, siendo $0 < a/s < 0.02$)

Para evaluar la efectividad de este enfoque se elaboró una experimentación numérica, que tomó como base los datos de la cimentación del Hotel "La Estrella" (segunda etapa). Las variables que intervienen en el experimento así como sus niveles de variación se muestran en la tabla 2.6.

Variable	Descripción	Niveles de variación					
		1	2	3	4	5	6
B	Ancho del cimiento	0.8m	0.9m	1m	-	-	-
s	Espaciamiento entre las discontinuidades	200mm	400mm	800mm	1000mm	1200mm	1400mm
a	Apertura de la discontinuidad	10mm	15mm	20mm	-	-	-
q_u	Resistencia a compresión simple de la roca sana	1 MPa	5 MPa	10 MPa	-	-	-

Tabla 2-6 Niveles de variación de las variables que intervienen en la experimentación numérica

Con estos valores de las variables de entrada se implementó una herramienta usando como plataforma el MathCad versión 14 (Ver anexo #cual), para estudiar:

- Influencia de las variables ancho del cimiento, espaciamiento entre las discontinuidades, apertura de la discontinuidad y resistencia a compresión simple de la roca sana en los valores de la presión admisible de servicio (q_d).
- Relación entre los valores de capacidad de carga considerando la roca como suelo y aplicando las regulaciones de la Norma Cubana de Diseño Geotécnico de Cimentaciones, o como roca según la Ec. 2.1.

De los resultados obtenidos se pueden señalar los siguientes aspectos como los de mayor relevancia:

2.6.1.1 Influencia del ancho del cimiento (B) en los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_d)

En la figura 2.5 se puede apreciar como varía los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_d) para diferentes ancho de cimentación. Se puede identificar:

- Esta variable no tiene una influencia de peso en la magnitud de le presión admisible de servicio de la roca (q_d).
- Se establece una relación inversamente proporcional, que se justifica porque los incrementos de B se corresponde con condiciones de carga desfavorable, esto incrementa la probabilidad de fallo.
- A medida que se incrementa el espaciamento entre grietas (s) para diferentes valores de B, se incrementan los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_d). Esto es de esperar producto que se incrementa la salud del macizo y la roca presenta condiciones favorables de respuesta ante los niveles de cargas.

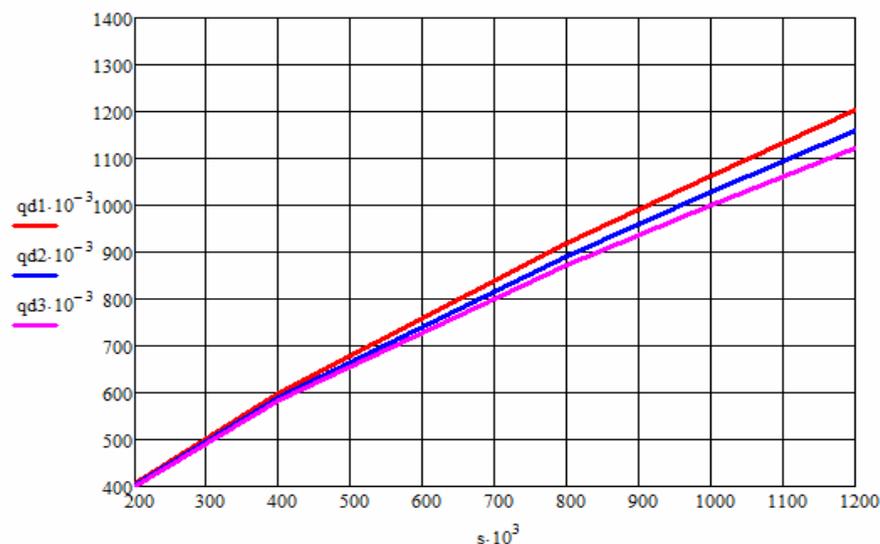


Figura 2.5 Influencia de B en los valores de q_d

2.6.1.2 Influencia de espaciamiento entre las discontinuidades (s) en los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_d)

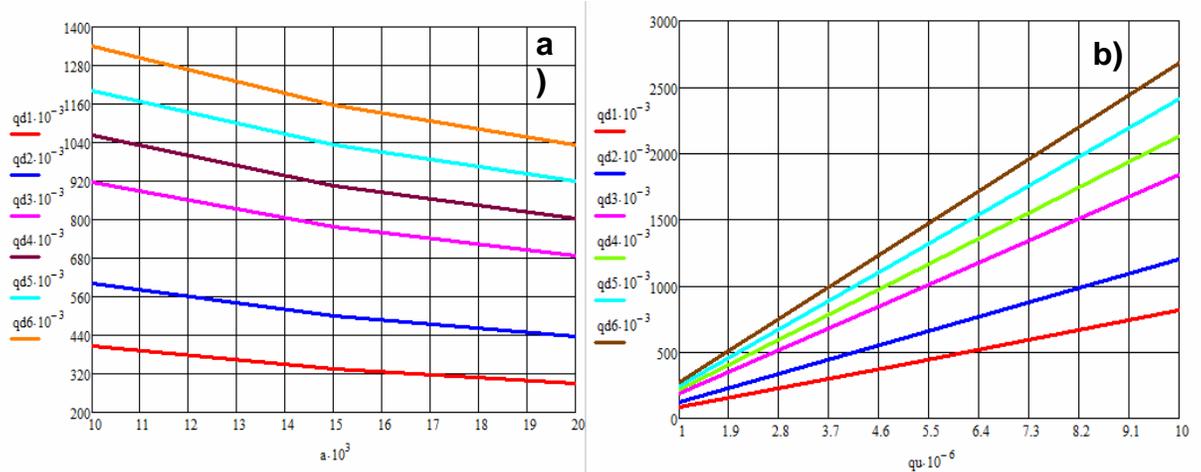


Figura 2.6 Influencia de (S) en los valores de (q_d).

- a) Para diferentes valores de (a)
- b) Para diferentes valores de q_u

En la figura 2.6 se puede apreciar que el espaciamiento entre discontinuidades tiene una relación inversa con la variable presión admisible de servicio de la roca (q_d). Esta relación se mantiene tanto para diferentes valores de ancho de grieta como para la resistencia a compresión simple de la roca sana, correspondiendo mayores valores de (q_d) a menores valores de ancho de grieta (a), mayores valores de (q_u) y mayores valores de (s).

2.6.1.3 Influencia de la apertura de la discontinuidad en los valores de presión admisible de servicio de la roca (q_d)

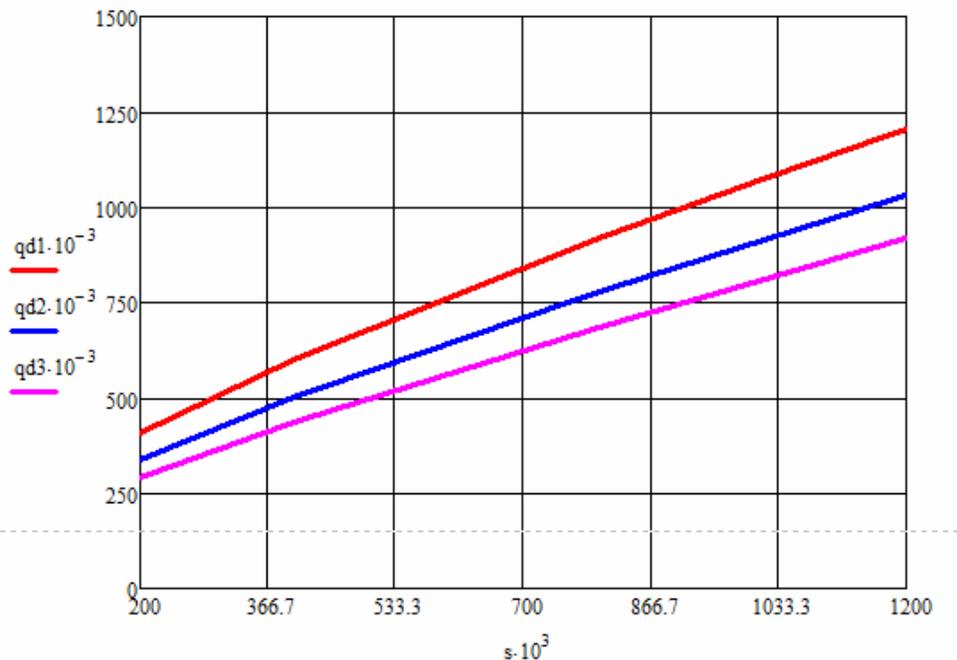


Figura 2.7 Relación entre (a) y (q_d)

Como se puede apreciar (ver figura 2.7) a medida que el ancho de la discontinuidad (a) disminuye, aumenta el valor de presión admisible de servicio de la roca (q_d), producto que valores pequeños de (a) indican que el medio puede considerarse como homogéneo, ya que la fricción entre las caras paralelas de la grieta aporta a la transferencia de carga, esto genera que los riesgos ante la posible falla disminuyan.

2.6.1.4 Comparación de los valores de capacidad de carga considerando la base como suelo o roca

Usando las herramientas MathCad para el diseño geotécnico de cimentaciones, se determinó para los parámetros físico mecánico de la roca en estudio, las condiciones de cargas dadas y el perfil geológico definido en el informe de la ENIA (ver anexo 1.3), los valores de capacidad de carga asociados a los anchos

de cimentación definidos en la Tabla 2.7. Los resultados se muestran a continuación:

Ancho del Cimiento (B) (m)	q_{br} (KPa)
0.8	6196.63
0.9	6273.14
1	6341.23

Tabla 2-7 Valores de q_{br} considerando la base como suelo

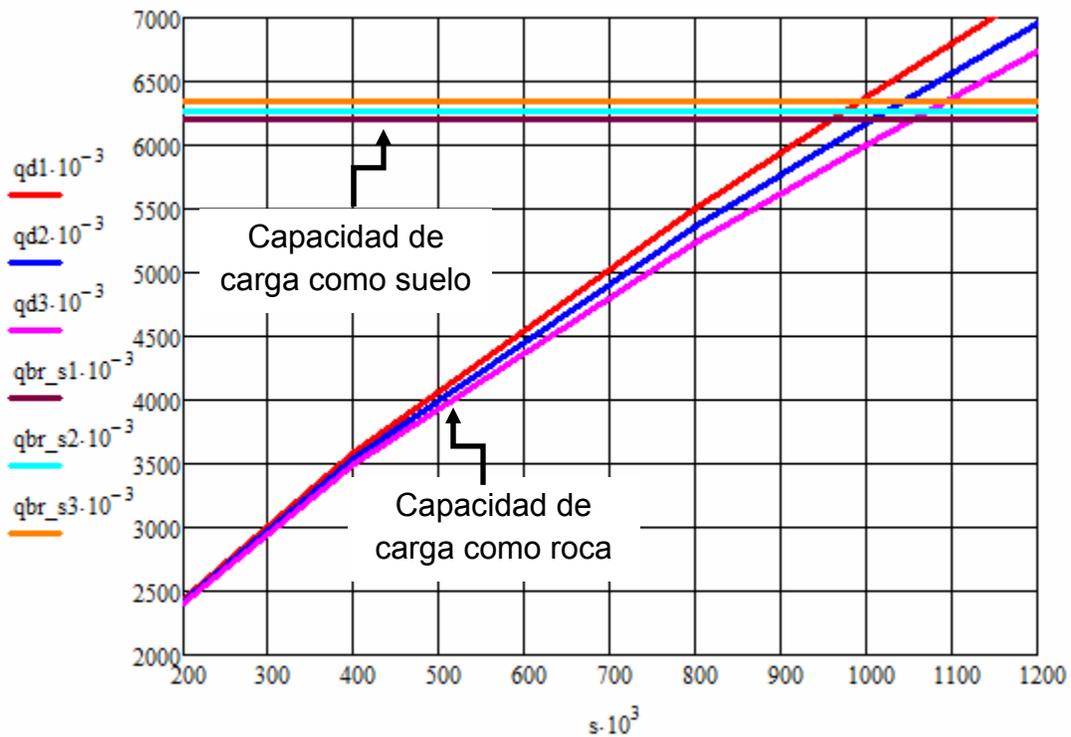


Figura 2.8 Valores de capacidad de carga considerando la base como suelo y como roca, para diferentes valores de ancho del cimiento

En la figura 2.8 se muestra para diferentes valores de espaciamiento entre grieta (s), como varía la capacidad de carga de la base considerándola como suelo o como roca. Los aspectos más relevantes a destacar son los siguientes:

- Considerando la base como suelo los valores de capacidad portante no son dependientes del espaciamiento entre grietas, ni del ancho de las mismas. Esto genera un comportamiento constante de (q_{br}), para diferentes valores de las variables anteriormente mencionadas. Este fenómeno en roca es de mucho cuidado ya que se conoce la notable influencia que tiene el ancho y la separación entre grietas en las respuestas desde el punto de vista de resistencia de los macizos rocosos.
- Los valores de capacidad de carga tienden aproximarse para espaciamientos grandes entre grietas. Esto tiene su lógica, ya que para valores grandes de (s), la roca está menos alterada, por tal razón las condiciones de trabajo in-situ se parecen a las logradas en el laboratorio. Es justo señalar que esta convergencia se logra para valores elevados de resistencia a compresión simple de la roca (por encima de 15 MPa). Para valores por debajo de 5 MPa de (q_u), nunca se logró la convergencia entre estos parámetros en ninguno de los casos estudiados.
- En rocas diaclasadas, muy alterada con espaciamiento entre grietas relativamente pequeños y ancho de grieta grandes, es un error calcular la base como suelo, las diferencias obtenidas en los casos estudiados demuestran que se sobrevalora en demasía la capacidad resistente del macizo rocoso, esto puede ocasionar el fallo estructural de la cimentación con los peligros que esto genera.
- El punto de coincidencia entre ambos modelos se localiza para espaciamiento entre grietas de alrededor 1m. Este punto se alcanza primero para valores más pequeños de ancho del cimient.

Con todos los resultados obtenidos del experimento numérico podemos concluir que para el proyecto de cimentación del hotel "La Estrella" en su segunda fase, la base se considerara como un suelo, producto de:

- El informe ingeniero – geológico no hace referencia a variables que son importante conocer para evaluar la capacidad resistente de la roca, como son espaciamiento entre las discontinuidades, y ancho de la discontinuidad.
- La roca del caso en estudio presenta una baja resistencia a compresión simple por debajo de 2.5 MPa.
- La roca está fuertemente diaclasada (RQD < 25%)
- La roca está muy meteorizada, presenta un grado de meteorización mayor que 4

2.6.2 Datos de los Estados de Cargas y parámetros físico-mecánicos.

A continuación se presentan los datos de experimentos y estudios hechos por la ENIA, y también los que se necesitan para introducir en el Mathcad, DGCIM y DECIM. Estos datos nos permiten evaluar la capacidad de carga y los esfuerzos que actúan en la base de la cimentación y en los cimientos.

ESTADOS DE CARGAS NORMATIVAS – EDIFICIO PRINCIPAL			
	N' (Kn)	H (Kn)	M(Kn.m)
CP	700	-	-
CU	150	-	-
CVext	-	15	25

Tabla 2-8. Las solicitaciones normativas para el Edificio Principal

El Edificio Principal es una estructura de un solo nivel en lo cual las solicitaciones actuantes predominan a compresión. Los valores de momento y cortante debidos al viento son pequeños, influidos por el gran área superficial que tiene el edificio, y como fue dicho antes, es de un solo nivel.

Las combinaciones de Cargas para cimentaciones superficiales según ACI-318-05 Ec. 9.2 y 9.4 Capitulo 5 se muestran seguidamente:

$$1,2CP + 1,6CU$$

$$1,2CP + 1,0CU + 1,6CVext.$$

Combinaciones	Normativo			Factorizado		
	N'	M	H	N'*	M*	H*
1.2CP + 1.6CV	850	0	0	1080	0	0
1.2CP + 1.0CV + 1.6CVext.	850	25	15	990	40	24

Tabla 2-9. Resumen de los estados de cargas para los cimientos superficiales.

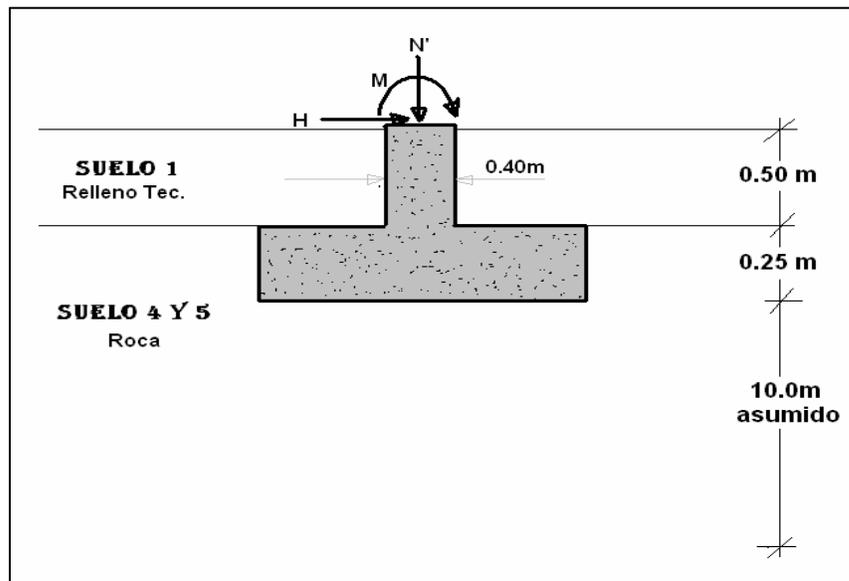


Figura 2.9. Diagrama representativo de la ubicación del cimiento en el perfil medio.

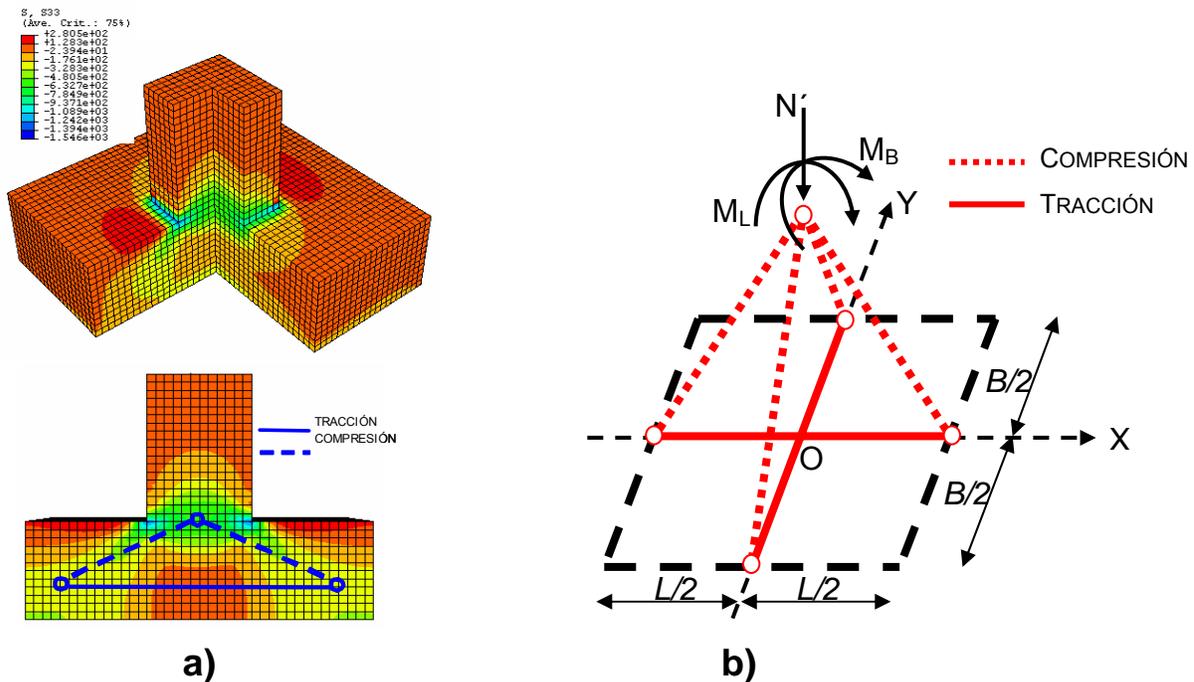


Figura. 2.10 Modelo para el análisis y diseño de cimientos aislados rígidos
a) Representación de los esfuerzos principales. (Software ABAQUS CAE. 6.4)
b) Armadura espacial equivalente (Broche, 2005).

En los perfiles longitudinales y transversales, los estratos de suelos 4 y 5 son mostrados separados, pero tienen los mismos índices físico-mecánicos, así que los trataremos a los dos como un suelo en el diseño. El suelo 4 que aparece por debajo del 5, no tiene representado en los perfiles un borde inferior. Se asumió un valor de 10m de profundidad de los dos estratos.

Se decidió cimentar de la forma en que se ve en la figura 2.9 con el plato embebido en la roca. Si se excavase aproximadamente 1m a cada lado de la base, nos daría más espacio para una mejor laborabilidad, pero estructuralmente es mejor como está en dicha figura, aprovechando la roca a los lados de la base para restringir los esfuerzos de tracción en el hormigón, y limitando la posibilidad de fisuración debido a estos esfuerzos. La figura 2.10 es una representación de la localización de los esfuerzos principales por el Software ABAQUS CAE.6.4.

Se aprovechó las novedades de una hoja de MathCAD y el programa DGCIM para el diseño geotécnico (1^{ro} y 2^{do} Estados Límites) y estructural de la cimentación. (Ver los resultados en Anexos 2.3 y 2.3)

	Suelo 1	Suelo 4 y 5
γ_1 (Kn/m ³)	20,5	17,4
ϕ (°)	36	39
C (KPa)	5	89
E (MPa)	30	100
μ	0,28	0,20

Tabla 2-10. Tabla de los parámetros físico-mecánicos para el diseño de los cimientos.

2.6.3 Modelos utilizados para el análisis y diseño de las cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones se encuentran sometidas a cargas actuantes, provenientes de la superestructura, producto de las cuales sufren, tanto ellos, como las bases sobre las que se apoyan, deformaciones, giros, desplazamientos, así como la aparición de esfuerzos interiores. Sin embargo, el aspecto de la respuesta del mismo, caracterizado por los rasgos anteriores, puede ser cualitativa y estructuralmente distinta, surgiendo así dos tipos de cimientos a los que le son característicos rasgos de comportamiento distintos determinando así, su modelación y su diseño.

Los cimientos superficiales en general pueden agruparse en:

Cimientos Flexibles: cuando la estructura de cimentación acompaña a la base durante el proceso de deformación de la misma, adaptando su forma a ella, por lo que en la base de la cimentación se generan flexiones.

Cimientos Rígidos: cuando la estructura de cimentación resulta prácticamente indeformable, si se comparan sus deformaciones con las de la base.

Para definir la frontera entre un cimiento rígido y uno flexible, algunos autores reducen el análisis a una simple comparación entre el peralte y el vuelo de la cimentación. Una forma más rigurosa de evaluar la rigidez relativa suelo cimiento es a partir de un modelo simple del comportamiento global de ambos, el cual ha sido utilizado por varios autores para las cimentaciones rectangulares Schultze, (1970); Meli Piralla, (1986), un resumen sobre este aspecto asumido como criterio en el capítulo 15 de la NC aparece en el Anexo 2.4.

También existe el **cimiento rígido masivo**, que debe tener valor de peralte tales que los esfuerzos que se generan en el elemento traccionado del modelo de bielas y tirantes sean asumidos por el hormigón. Por analogía al caso de determinación de la cuantía mínima para estos cimientos rígidos, igualando ese volumen que semeja un paraboloides elíptico a las fuerzas actuantes y operando Chagoyén, (2006), se puede obtener el peralte mínimo a partir del cual no es necesaria la colocación de armaduras para asumir los esfuerzos generados por las cargas externas en un cimiento rígido masivo.

$$h_L = \frac{6.37 \cdot F_L}{\phi \cdot B \cdot f_{ct}} \quad F_L = \frac{C_L}{d} \cdot \left[\frac{N'}{4} + \frac{M_L + H_L \cdot H_c}{L} \right] \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$h_B = \frac{6.37 \cdot F_B}{\phi \cdot L \cdot f_{ct}} \quad F_B = \frac{C_B}{d} \cdot \left[\frac{N'}{4} + \frac{M_B + H_B \cdot H_c}{B} \right] \quad \text{Ec. 2.4}$$

Los resultados del diseño geotécnico por DGCIM se muestran en las tablas resúmenes siguientes.

Cimiento Tipo	1 ^{er} Estado Límite (Estabilidad)				2 ^{do} Estado Límite (Linealidad)			
	L (m)	B (m)	Q _{bt} (Kn)	N' (Kn)	P (KPa)	R' (KPa)	L (m)	B (m)
	0,7	0,7	352,81	8,35	16,235	872,3	0,9	0,9
<i>Resumen de Cálculo de Asentamiento</i>								
	L (m)	B (m)	S (m)	S _{LIM} (m)	H _a (m)			
	0,9	0,9	0,03401	0,10	4,60			

Tabla 2-11. Resultados del diseño geotécnico por DGCIM

Los resultados del diseño geotécnico por Mathcad se muestran en las tablas resúmenes siguientes.

Cimiento Tipo	1 ^{er} Estado Límite (Estabilidad)				2 ^{do} Estado Límite (Linealidad)			
	L (m)	B (m)	Q _{bt} (Kn)	N'(Kn)	P (KPa)	R' (KPa)	L (m)	B (m)
Rígido	0,5	0,5	1302	1083	1745	1922	0,7	0,7
<i>Tabla Resumen de Cálculo de Asentamiento</i>								
	L (m)	B (m)	S (m)	S _{LIM} (m)	Ha (m)			
	0,7	0,7	0.0402	0,10	#			

Tabla 2-12. Resultados del diseño geotécnico por Mathcad

Diseño Estructural – Mathcad (Hoja de Mathcad desarrollada en Broche, 2005, Tesis Doctoral titulada “Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas aplicando técnicas de modelación numérica”, Ver Anexo 2.3).

$$L = B = 0.8 \text{ m}$$

d (punz.) (m)	d (cort.) (m)	Refuerzo en dirección L			Refuerzo en dirección B			Refuerzo Masivo
		Φ(mm) (# de barras)	e(cm)	d _L (cm)	Φ(mm) (# de barras)	e(cm)	d _L (cm)	h (m)
0,176	0,163	16 (7 barras)	11	7	16 (6 barras)	13	7,5	1,26 ≈ 1,3

Tabla 2-13. Resultados del diseño estructural por Mathcad

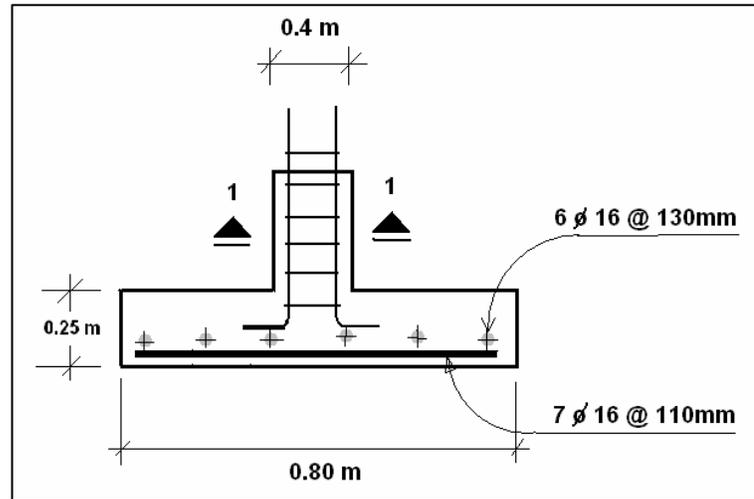


Figura 2.11. Esquema representativo del diseño de la cimentación superficial.

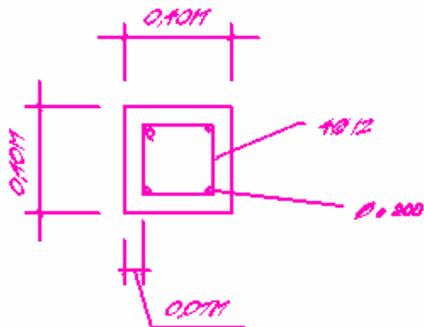


Figura 2.12 Sección 1-1 del pedestal del cimiento

Dentro del análisis de las cimentaciones superficiales, examinaremos el cimiento rígido y el rígido masivo.

2.7 Diseño de Cimentaciones Semi-Profundas

(Pilotes Cortos - variante 2).

2.7.1 Hipótesis de diseño.

En muchos casos, el pilotaje se empotra en la roca. Los valores de empotramiento típicos que se exigen oscilan entre uno y tres diámetros, dependiendo de la calidad de la roca.

Se puede decir que existen tres posibilidades. La elección de la alternativa correcta dependerá del tipo de pilote que se instale y del tipo de medio rocoso que se atraviese.

- 1) Suponer que la resistencia depende solo de la capacidad de la roca en la punta. Esta hipótesis que aparece en una primera aproximación como "obvia y del lado de la seguridad" no lo es tanto si se piensa en la posible alteración que haya podido producirse en el terreno como consecuencia del proceso constructivo. Así, por ejemplo, si no se ha limpiado el fondo de los detritus del proceso constructivo, si el grado de fracturación de la roca se ha incrementado como consecuencia de los golpes con el trépano, si se han producido caídas de materiales al fondo, etc, la capacidad del terreno no se puede movilizar y por lo tanto se pueden producir asentamientos importantes sin alcanzar la carga de hundimiento del medio.
- 2) Suponer que la resistencia depende de la capacidad de resistencia al corte de la roca, por el fuste. Esta hipótesis también puede resultar problemática de asumir en la medida en que la deformabilidad del hormigón y de la roca son distintas con lo que las distribuciones de cargas en el perímetro no son fáciles de definir. Incluso, parece ser que la resistencia por el fuste depende muy directamente del tipo de superficie

de contacto, rugosidad, anomalías, etc. Tanto de la "superficie del hormigón" como de la "superficie de la roca".

- 3) Suponer que la capacidad de la estructura se deriva de las dos componentes; fuste y punta. En este caso, dado que se tienen que movilizar en ambas superficies las deformaciones correspondientes, de manera que ambas puedan contribuir, los cálculos pueden dar resultados del lado de la inseguridad. Si se aceptan como válidos se deberían verificar mediante ensayos a escala real (en base de experiencias locales, en medios similares, bien documentadas) o incorporar coeficientes de seguridad más elevados. (Olalla et al, 1998).

2.7.2 Diseño Geotécnico (Carga resistente por estabilidad del pilote apoyado en roca)

En el diseño geotécnico de la cimentación superficial, se va a guiar por el primer criterio que se dio Olalla et al, 1998, estando en el lado de la seguridad. Resulta evidente que cuando un pilote logra apoyarse en un estrato de roca, toda la transmisión de carga se realiza por la punta del pilote siendo su capacidad resistente:

Método de los estados límites

$$Q_v^* = Q_p^* + Q_f^* \quad \text{Ec. 2.5}$$

$$Q_f^* = 0$$

$$Q_v^* = Q_p^* \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$Q_p^* = A_p \times R^* \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$R^* = \frac{Ks q \times \bar{R}}{\gamma_{gR}} \times dr \quad \text{Ec. 2.8}$$

A_p : área del pilote en punta

R^* ó R : resistencia a compresión no confinada de la roca, de cálculo (R^*) ó normativa (R)

\bar{R} : valor medio de la resistencia límite a compresión axial de la roca, en las condiciones de humedad natural.

K_{sq} : coeficiente que depende de la calidad de la roca

d_r : coeficiente que toma en cuenta lo que penetra el pilote en la roca

γ_{GR} : coeficiente de cálculo de la resistencia a compresión de la roca, igual a 1.6, utilizado en el método de los estados límites

$$d_r = \left(1 + 0.4 \frac{LE}{D} \right) \leq 3.5 \quad \text{Ec. 2.9}$$

LE: profundidad de embebimiento del pilote en la roca

D: diámetro del pilote para pilotes circulares. En cimientos cuadrados $D = b$

Los valores del coeficiente K_{sq} se definen en función del índice de calidad de la roca R.Q.D, el que se define como el porcentaje de recuperación de pedazos de núcleos de roca mayores de 10cm de longitud con respecto a la longitud del sondeo.

R.Q.D = (longitud de los pedazos de núcleos de más de 10cm / longitud del sondeo) $\times 100$

Las combinaciones de Cargas para pilotes según ACI-318-05 se muestran seguidamente:

1,4CP + 1,7CU

0.75(1,4CP + 1,7CU + 1,7CVext)

Combinaciones	Normativo			Factorizado		
	N'	M	H	N''	M^*	H^*
1,4CP + 1,7CV	850	0	0	1235	0	0
0.75 (1,4CP+1,7CV+1,7CVext.)	850	25	15	926	32	19

Tabla 2-14. Resumen de los estados de cargas para los pilotes.

$$d_r = \left(1 + 0.4 \frac{LE}{D} \right) = \left(1 + 0.4 \frac{1.5}{0.8} \right) = 1.75 \leq 3.5$$

$$A_p = \pi r^2 = 3.14 \times 0.4^2 = 0.503 \text{ m}^2$$

$$R^* = \frac{K_{sq} \times \bar{R}}{\gamma_{gR}} \times dr$$

$\bar{R} = 20 \text{ MPa}$ (20000 KPa), de tabla 2-2, Muelas, 1993.

$K_{sq} = 0.2$ (de tabla 2-1)

$$Q_p^* = 0.503 \times \frac{0.2 \times 20000}{1.6} \times 1.75 = 2200.6 \text{ Kn} = Q_v^*$$

Cada pilote tiene que cumplir con la siguiente condición:

$$N_p^* \leq Q_{vcg}^* - Q_{f_{neg}} \quad \text{Ec. 2.10}$$

Aunque C es menor a 15 Kpa, la fricción es muy alta y ese suelo es predominantemente friccional, por lo que no existe fricción negativa. ($Q_{f_{neg}} = 0$)

$$Q_{vcg}^* = \xi Q_{vc}^* \quad \text{Ec. 2.11}$$

$$Q_{vc}^* = Q_v^* / \gamma_s = 2200.6 / 1.15 = 1913.6 \text{ Kn}$$

$$Q_{vcg}^* = 1 \times 1913.6 = 1913.6 \text{ Kn} [\xi = 1 \text{ en rocas}]$$

$$N_p^* = N^* + Q_{relleno} [Q_{relleno} \approx \text{despreciable}] \quad \text{Ec. 2.12}$$

$$N^* = 1235 \text{ Kn} = N_p^*$$

$$1235 \leq 1913.6 \text{ Cuple.}$$

2.7.3 Diseño Estructural (por especificación)

La armadura longitudinal no será de diámetro inferior a 12 mm y el número de barras para pilotes ejecutados "in situ" debe ser 6 (5 excepcionalmente para pilotes de pequeño diámetro). La separación entre armaduras longitudinales no debe ser superior a 200 mm. Los estribos o la espiral deben ser de diámetro no inferior a $\frac{1}{4}$ del de la armadura longitudinal y su separación o paso no superior a 15 veces de dicha armadura. Debe tenerse en cuenta que en pilotes ejecutados "in situ" el recubrimiento no debe ser inferior a

70 mm y para ello deben disponerse separadores adecuados sujetos a la armadura transversal (Calavera, 2000).

- Armadura longitudinal = 12 mm
- Número de barras longitudinales = 6
- $\frac{1}{4}$ de la armadura longitudinal = $\frac{1}{4} \times 12 = 3$. Diámetro de estribo a utilizar es 6 mm, espaciados a $15 \times 12 = 180$ mm.

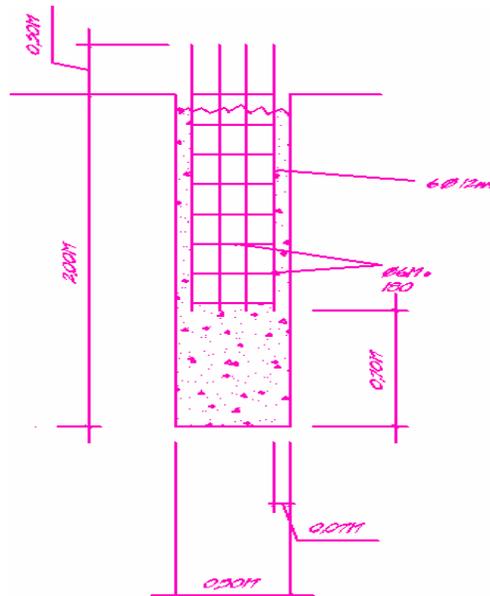


Figura 2.13 Diseño del pilote corto.

2.8 Conclusiones Parciales

Una vez definidos los aspectos técnicos que permita evaluar las alternativas de cimentación en la segunda etapa del Hotel "La Estrella", se puede concluir:

- De todas las expresiones propuestas para evaluar la capacidad portante de la roca, la expuesta en (Muela Rodriguez, 2007), es la que se utilizará en esta investigación, por ser la más factible desde el punto de vista práctico, además los parámetros de los que depende son relativamente fáciles de obtener en obra y evalúa en una justa medida el estado de agrietamiento del macizo variable de una influencia notable a la hora de estimar la capacidad resistente de la roca.

- Se puede apreciar que el espaciamiento entre discontinuidades tiene una relación inversa con la variable presión admisible de servicio de la roca (q_d). Esta relación se mantiene tanto para diferentes valores de ancho de grieta como para la resistencia a compresión simple de la roca sana.
- El ancho del cimientado (B) no tiene una influencia de peso en la magnitud de la presión admisible de servicio de la roca (q_d). Se establece entre estas variables una relación inversamente proporcional, que se justifica porque los incrementos de (B) se corresponde con condiciones de carga desfavorable, esto incrementa la probabilidad de fallo.
- A medida que el ancho de la discontinuidad (a) disminuye, aumenta el valor de presión admisible de servicio de la roca (q_d), producto que valores pequeños de (a) indican que el medio puede considerarse como homogéneo, ya que la fricción entre las caras paralelas de la grieta aporta a la transferencia de carga, esto genera una mejor respuesta de la roca ante las condiciones de cargas que le impone la superestructura.
- Considerando la base como suelo los valores de capacidad portante no son dependiente del espaciamiento entre grietas, ni del ancho de las mismas. Esto genera un comportamiento constante de (q_{br}), para diferentes valores de las variables anteriormente mencionadas. Este fenómeno en roca es de mucho cuidado ya que se conoce la notable influencia que tiene el ancho y la separación entre grietas en las respuestas desde el punto de vista de resistencia de los macizos rocosos.
- Los valores de capacidad de carga considerando la base como suelo o roca, tienden a aproximarse para espaciamientos grandes entre grietas. Esto tiene su lógica, ya que para valores grandes de (s), la roca está menos alterada, por tal razón las condiciones de trabajo in-situ se parecen a las logradas en el laboratorio.
- Cuando se utiliza la variante de cimentación superficial apoyada directamente sobre la roca, para los valores de peralte mínimo el cimientado se comporta estructuralmente como rígido, por la geometría del mismo y

por las propiedades deformacionales de la base. Esto justifica el uso de los procedimientos de diseño expuestos en (Broche, 2005) para este tipo de elemento en las dos variantes mostradas: Cimiento rígido de hormigón armado y Cimiento rígido - masivo.

- La variante cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca muestra un grupo de ventajas técnicas, tecnológicas y constructivas respecto al uso de pilotes.



CAPÍTULO III

Pleasant words are a honeycomb,
sweet to soul and healing to the bones.

Panal de miel son los dichos suaves;
suavidad al alma y medicina a los huesos.

Proverbs/Proverbios 16:24

Capítulo III: Variante de cimentación para el Hotel "La Estrella"
en su segunda etapa. Análisis Económico

3.1 Introducción.

Los factores que intervienen en el análisis de toda cimentación son de tipo técnico-económico y puede decirse que casi siempre el problema planteado tiene una respuesta técnica, aunque no siempre esta respuesta será satisfactoria desde el punto de vista económico, como consecuencia de lo cual no estaremos en presencia de una solución integral del problema planteado. [Carrazana et al, 1988].

De cualquier proyecto que se realice, es inevitable hacer una valoración del costo para ejecutarlo. En este trabajo de diploma el objetivo principal es elegir una variante más factible, que implica que se tiene que analizar las variantes detalladamente, y de este análisis se toma la decisión.

Con los análisis realizados en el capítulo II, donde se trataron temas referentes al diseño geotécnico y estructural de cimentaciones superficiales y profundas (pilotes), aisladas en su estado actual y a partir de criterios tales como, cimientos flexibles y rígidos, resistencia del hormigón a tracción, se hace necesario la elaboración del tercer capítulo; en él se realizará una valoración económica comparativa a partir del ejemplo real evaluado técnicamente en el capítulo anterior.

El objetivo de este capítulo es cuantificar desde el punto de vista económico los resultados técnicos obtenidos con anterioridad, a partir del análisis de una cimentación típica del Edificio Principal del hotel La Estrella en el Cayo Santa María.

3.2 Definición del esquema de presupuestación.

Cuando la edificación que se proyecta es de gran importancia, se justifica estudiar varias soluciones alternativas para la cimentación, ya que de ese modo se puede obtener una economía sustancial. Debe tenerse presente que del costo total de la cimentación, una parte se debe al consumo de materiales (hormigón y acero) y otra no menos importante al movimiento de tierra necesario, especialmente en los casos de estructuras con cimentación a profundidades del orden de 4 a 5m, en los que no se utilizan pilotes (Medina, 2005).

El análisis económico de las soluciones alternativas para la cimentación que dispone este trabajo se hará con la ayuda del PRECONS II apoyándose en una pequeña presupuestación de obra para la etapa de cimentación, que facilitará el cálculo de los costos directos de las diferentes variantes adoptadas en el análisis técnico de la cimentación.

El presupuesto de variante 1 se va a realizar por dos partes; por el análisis como Cimiento Rígido y luego como Cimiento Rígido Masivo. La hoja de Mathcad de Broche 2005, también da una solución de cimiento rígido masivo, y se aprovecha esta novedad para hacer el análisis comparativo, que será en un sentido como una tercera variante.

3.3 Secuencias constructivas de las variantes.

Se dispondrá de una secuencia de construcción, esta lista se ordena teniendo en cuenta las restricciones físicas y el grado de detalle de las actividades para su posterior utilización; dependerá del nivel de la programación que se va a realizar según la etapa de proyecto de organización de obra.

En las cimentaciones pueden ocurrir estructuralmente varias formas de fallos o roturas, provocadas por las diferentes sollicitaciones. Estos fallos y roturas se deben tener muy en cuenta para prevenirlas durante el proceso de diseño y construcción de las cimentaciones, ya que dada la ubicación de los cimientos en la obra, de presentarse éstas, jamás serían vistas, a diferencia de

otros elementos estructurales visibles y accesibles, en los que es más fácil realizar los diagnósticos correspondientes para su mantenimiento y reparación.

3.3.1 Cimentación Superficial – Cimiento Rígido.

Se destacará la secuencia constructiva específicamente para este tipo de cimentación y las reglas a seguir en el proceso. A continuación se señala la secuencia en detalle:

- Construcción de la valla de replanteo.
- Replanteo de ejes de los cimientos.
- Elaboración del acero para la base y pedestal.
- Excavación mecanizada en foso independiente para cada uno de los cimientos en relleno.
- Excavación mecanizada en foso independiente para cada uno de los cimientos en roca.
- Perfilado de la excavación entera.
- Colocación del sello de hormigón en la base de la cimentación.
- Colocación del refuerzo del cimiento.
- Hormigonado del plato del cimiento.
- Fraguado y curado. (12~24 horas).
- Encofrado del pedestal.
- Hormigonado del pedestal.
- Fraguado y curado. (12~24 horas).
- Desencofre del pedestal
- Rehincho entre cimientos y compactación manual.

La excavación se realizará mecanizada producto a la cantidad de cimientos que hay que ejecutar, logrando una mayor eficiencia de la obra en función del tiempo principalmente. Una vez concluida la excavación mecanizada se perfilará manualmente para luego verter un sello de 100mm de espesor y resistencia del hormigón a la compresión de 15MPa. Se elaborará y colocará el

acero teniendo en cuenta el recubrimiento establecido. El encofrado del pedestal se arriostrará correctamente contra las paredes del foso y la superficie del terreno para evitar deformaciones en los tableros o pérdida de verticalidad del pedestal. Todas las actividades de la ejecución del cimiento se deben realizar con mucho cuidado y precisión (conformando a las especificaciones del proyecto) para asegurar el correcto funcionamiento del mismo, dando cuenta que la estructura completa depende de su estabilidad. Se utilizará el químico para lograr una buena adherencia entre el plato y pedestal. Una vez concluidos estos trabajos y pasadas de 12 a 24 horas se procederá a desencofrar el pedestal para rehinchar de forma compactada entre los cimientos.

3.3.2 Cimentación Superficial – Cimiento Rígido Masivo.

La secuencia constructiva de construir cimientos rígidos masivos se destaca a continuación:

- Construcción de la valla de replanteo.
- Replanteo de ejes de los cimientos.
- Excavación mecanizada en foso independiente para cada uno de los cimientos en relleno.
- Excavación mecanizada en foso independiente para cada uno de los cimientos en roca.
- Perfilado de la excavación/foso.
- Colocación del sello de hormigón en la base de la cimentación.
- Hormigonado del plato del cimiento.
- Fraguado y curado. (12~24 horas).
- Encofrado del pedestal.
- Hormigonado del pedestal.
- Fraguado y curado. (12~24 horas).
- Rehincho entre cimientos y compactación manual.

3.3.3 Variante – 2 (Cimentación sobre Pilotes Cortos)

Pasos para la ejecución de los pilotes “in situ”.

1. Replanteo.
 2. Perforación.
 3. Limpieza
 4. Colocación de armadura de refuerzo
 5. Vertido del hormigón
 6. Corte y enrase.
- Ventajas y desventajas de los pilotes fundidos “in situ”.

Ventajas:

1. Se evita la necesidad de las áreas de fabricación y almacenaje.
2. No hace falta acero para el izaje.
3. La longitud del pilote se adapta al terreno.
4. Se pueden alcanzar mayores diámetros.
5. Se puede ensanchar su base (punta) y dar más rugosidad en el fuste lo que aumenta su capacidad portante.
6. No se producen desperdicios de hormigón durante su fabricación.
7. No se producen vibraciones que puedan afectar construcciones vecinas.

Desventajas:

1. Difícil control en su fabricación y puesta en obra del hormigón.
2. Su construcción es más lenta.

3.4 Análisis de soluciones técnicas por variantes.

- ❖ Variante de Cimiento Rígido. Haciendo uso de los nuevos conceptos del diseño estructural de cimientos superficiales aislados (incluido en el procedimiento de cálculo de la hoja de Mathcad, Broche 2005), el criterio de cimiento Rígido es el que más se ajusta al comportamiento real del cimiento proyectado, ya que el peralte asumido por necesidades

constructivas es superior al mínimo para un comportamiento rígido del elemento.

- ❖ Variante de Cimiento Rígido Masivo. Salvo en países que posean mano de obra muy barata y en cambio precios altos, comparativamente, para los materiales, las zapatas armadas resultan mas baratas cuanto más flexibles, es decir cuanto más alta sea la cuantía y menor el canto (h) (Calavera, 2000). Para países que el acero es muy caro (comparado con el hormigón) o escaso, esta variante probablemente saldría como más económico.
- ❖ Variante de Pilotes Cortos. Según las secuencias constructivas propuestas, esta variante es la que requiere menos técnica, y lo más probable es que lleve menos tiempo también. La ejecución de ella no requiere encofrado ni tiempo de curado intermedio. El acero de esta variante es por especificación, dado que el hormigón tiene mucha resistencia a compresión, y además, la posibilidad de pandeo en los pilotes está muy baja considerando el aporte del suelo, y el hecho de que este proyecto tiene cargas horizontales muy pequeñas.

3.5 Análisis de los resultados.

3.5.1 Determinación y comparación del consumo de materiales por variantes.

El presupuesto, sacado utilizando el PRECONS II, nos dio una valoración de los costos directos del ejecutar cada variante, los cuales se encuentran en los Anexo 3.1, 3.2 y 3.3. El suministro de acero y hormigón aparecen como actividades separadas al final de cada variante, porque dentro de las actividades relacionadas con la elaboración y colocación de acero y hormigón en el PRECONS II, no está incluido el precio de materiales. Esto nos resulta conveniente porque nos ayuda también a hacer análisis rápidos, y a sacar conclusiones de economía por variantes en función de los materiales. La figura 3.1 da una vista generalizada de los costos del hormigón y del acero en cada

variante, mientras la tabla 3-1 da una mejor precisión en función de los valores de los precios.

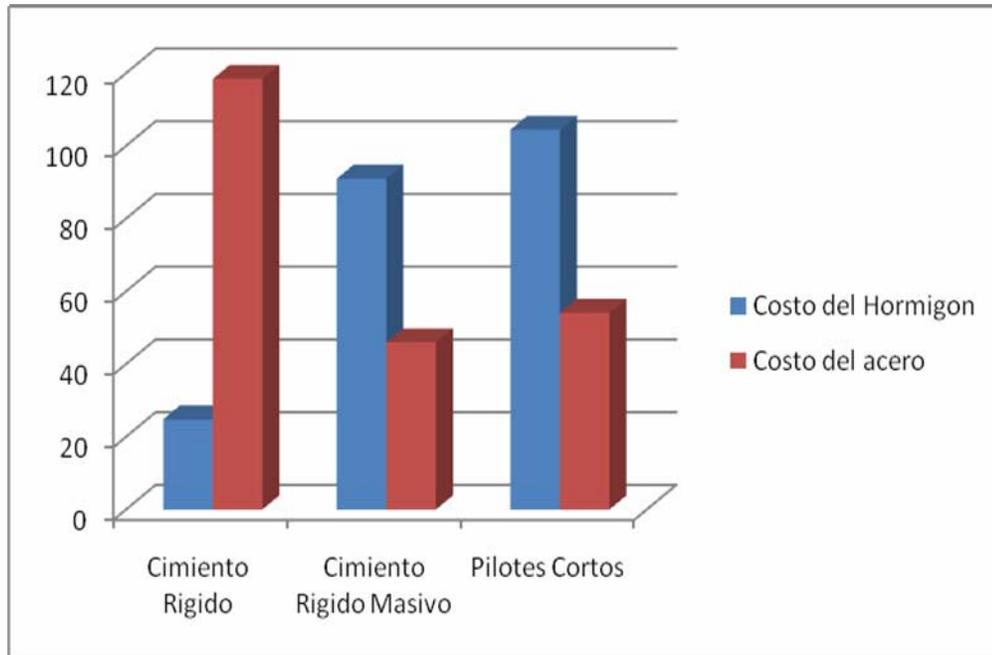


Figura 3.1. Gráfico comparativo del costo del hormigón y el acero para cada variante.

	Pilotes Cortes	Cimiento Rígido Masivo	Cimiento Superficial - Cimiento Rígido
Suministro de Hormigón	104.42	90.98	24.81
Suministro de Acero	54.04	45.92	118.41

Tabla 3-1. Costo del hormigón y el acero para cada variante.

Un resumen de los pesos (tonelada) calculados de acero por variante de diseño se muestra en la tabla 3-2 y se grafican en la figura 3.2 para una mejor percepción del gasto de acero por variante estudiada. El cimiento rígido utiliza un 119% más de acero que el pilote corto. El suministro de acero para el pilote

corto y el cemento rígido masivo (que son casi lo mismo valor) son por especificación, por eso son muy pequeños.

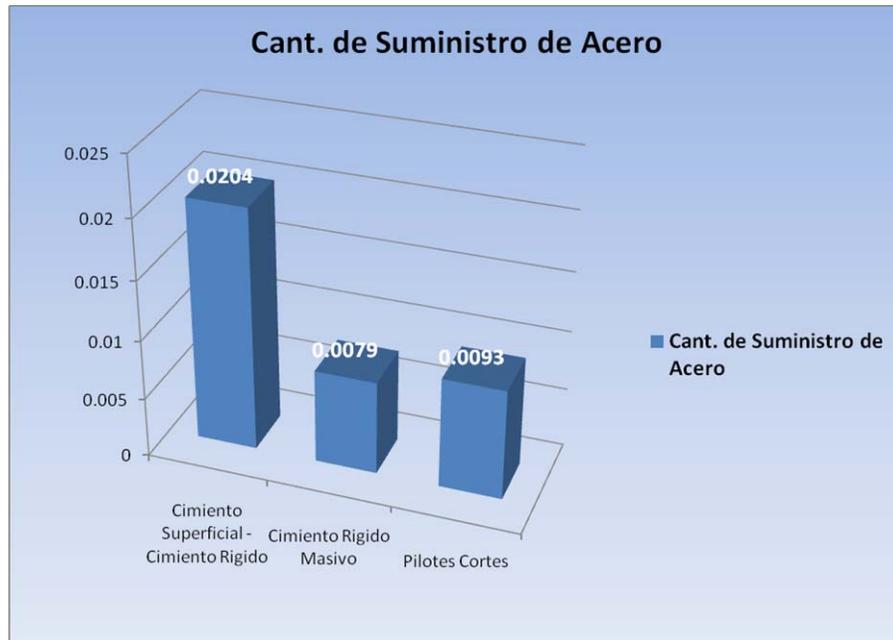


Figura 3.2. Cantidad de consumo de acero (ton) por variante

CONSUMO DE ACERO		
VARIANTE	U/M	CANTIDAD
Cimiento Rígido	ton	0.0204
Cimiento Rígido Masivo	ton	0.0079
Pilotes Cortos	ton	0.0093

Tabla 3-2: Consumo de acero por variante

Al analizar el valor del costo de materiales para cada variante (figura 3.3), se da cuenta que el costo de materiales para el pilote excede lo de los otros dos por un porcentaje mínimo.. El costo de los materiales aportó más que mano de obra y equipos al costo general de la construcción de los cimientos. De hecho el costo de materiales

representa un 91% del costo total para el cimiento rígido, 86% del costo total para el cimiento rígido masivo, y, 62% del costo total para el pilote corto.

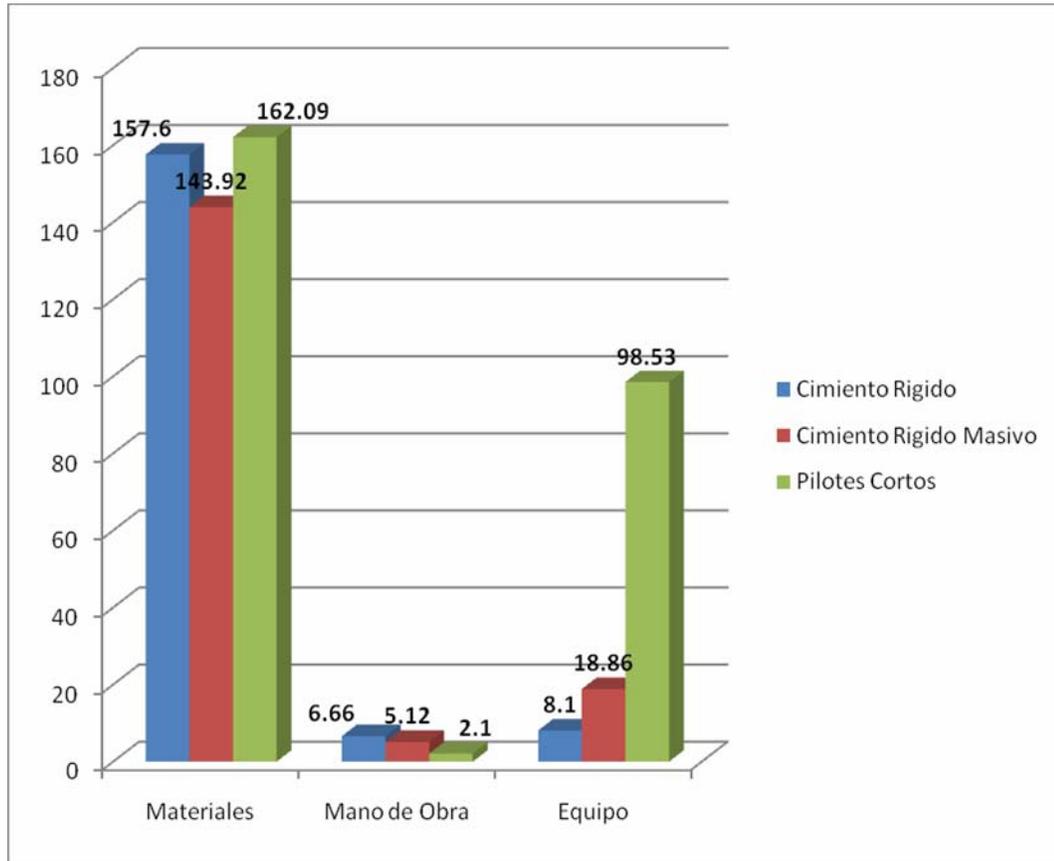


Figura 3.3 Grafico comparando los costos directos para cada variante.

3.6 Conclusiones Parciales.

Una vez concluido este análisis se pueden arribar a un grupo de conclusiones desde el punto de vista económico que le permite al proyectista tomar decisiones en cuanto a la variante de cimentación a proponer. Según los resultados de este capítulo, se ha logrado definir que:

- Los costos directos de las tres alternativas evaluadas inclinan la balanza para la variante de cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca, por sus bondades técnicas, tecnológicas y constructivas.
- Por lo general, el costo de material supera al de mano de obra y equipo, y en muchos casos por un porcentaje elevado. (Para Cimiento Rígidos de hormigón armado – 91%; Cimiento Rígido Masivo – 86%; Pilotes Cortos – 62%)
- En el costo total de la etapa de cimentación de las variantes analizadas, la componente fundamental la definen los costos directos de materiales, la cual representa algo más que el 77% del total y el que menos aporte tiene, es el costo directo de equipos que representa un 2 % del total.
- La correcta definición del modelo de comportamiento del cimiento superficial aislado no sólo tiene una influencia desde el punto de vista técnico, sino que también repercute en el aspecto económico, los resultados vinculados al análisis de costo así lo demuestran.



??

Conclusiones

- En los trabajos (Ibañez, 2001); (Quevedo 2002) y (Broche, 2005), se encuentra desarrollada toda la información teórica y las herramientas de diseños necesarias para enfrentar un estudio comparativo de dos alternativas de cimentación para la segunda etapa del Hotel “La Estrella”, cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca y pilotes.
- Al seleccionar como variante la cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca, se genera un grupo de incertidumbre alrededor de considerar la base como suelo o roca. Para dar respuestas a estas interrogantes se justifica una experimentación numérica que permita la identificación de un grupo de recomendaciones dirigidas a la etapa de proyecto.
- De todas las expresiones propuestas para evaluar la capacidad portante de la roca, la expuesta en (Muela Rodríguez, 2007), es la que se utilizó en esta investigación, por ser la más factible desde el punto de vista práctico, además los parámetros de los que depende son relativamente fáciles de obtener en obra y evalúa en una justa medida el estado de agrietamiento del macizo variable de una influencia notable a la hora de estimar la capacidad resistente de la roca.
- Considerando la base como suelo los valores de capacidad portante no son dependiente del espaciamiento entre grietas, ni del ancho de las mismas. Esto genera un comportamiento constante de (q_{br}) , para diferentes valores de las variables anteriormente mencionadas. Este fenómeno en roca es de mucho cuidado ya que se conoce la notable influencia que tiene el ancho y la separación entre grietas en las respuestas desde el punto de vista de resistencia de los macizos rocosos.
- Los costos directos de las tres alternativas evaluadas inclinan la balanza para la variante de cimentación aislada apoyada directamente sobre la roca, por sus bondades técnicas, tecnológicas y constructivas.

- Por lo general, el costo de material supera al de mano de obra y equipo, y en muchos casos por un porcentaje elevado. (Para Cimiento Rígidos de hormigón armado – 91%; Cimiento Rígido Masivo – 86%; Pilotes Cortos – 62%)

Recomendaciones

- Para mejorar la factibilidad de la variante de pilotes cortos, es recomendable buscar una maquina de perforación de 60 o 70cm. La maquina disponible solo perfora diámetros de 30cm, 50cm, y 80cm. Un pilote de 50cm no cumple con la condición $N_p^* \leq Q_{vcg}^*$, y usando un pilote de 80cm cumple, pero en el lado de no ser económico.
- Es más factible trabajar con las Normas Cubanas que las Normas Americanas, porque los americanos diseñan para secciones más pequeñas con mas acero, que a ellos resultan más económico. Para las condiciones de Cuba, es recomendable trabajar con secciones más grandes con menos ace.



Bibliografía

1. ACI-318-05: *Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI. Detroit. 2005
2. Badillo, E. y Rodríguez, A., (1972), *Mecánica de suelos*, Pueblo y Educación
3. Bermúdez, G. y López Jimeno, C., (Mayo-Junio 2000), *Revista EXPLOWORLD*, Pilar, págs. 1, 2, 4, 10,11
4. Blanco, R., (1981), *Mecánica de Roca*, Editorial Oriente, (págs. 78-85)
5. Broche Lorenzo, J. L., Dr. Ernesto Chagoyén Méndez. Tutor – TD (2005), *Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas aplicando técnicas de modelación numérica*, UCLV (Const.) Villa Clara. Cuba.
6. Broche Lorenzo, Jorge L. “Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas aplicando técnicas de modelación numérica”. Dr Ing. Ernesto Chagoyen Méndez, tutor –TGC. UCLV (Const). 113 pág. 2005.
7. Carrazana Gómez, R., Rubio Casanovas, (1988), M., *Técnicas Básicas de Construcción. Infraestructura*, Editorial Científico-Técnica. La Habana. pág. 355
8. Das, B.M., (2001), *Principios de ingeniería de Cimentaciones, Parte 1*, International Thompson Editores
9. Duran, J. (Dr. Arq.), (2007), *El terreno y el Estudio Geotécnico Programa de formación Permanente del Arquitecto C.S.C.A.E. – CAT*, Catedrático de Construcción, España.
10. Expósito Santana, H., (2001), *Economía de la Construcción*, Santa Clara: UCLV.
11. Henry, F.D.C., (1986), *The Design and Construction of Engineering Foundations*, Chapman and Hall Ltd., Second Edition, (pags. 328-330)

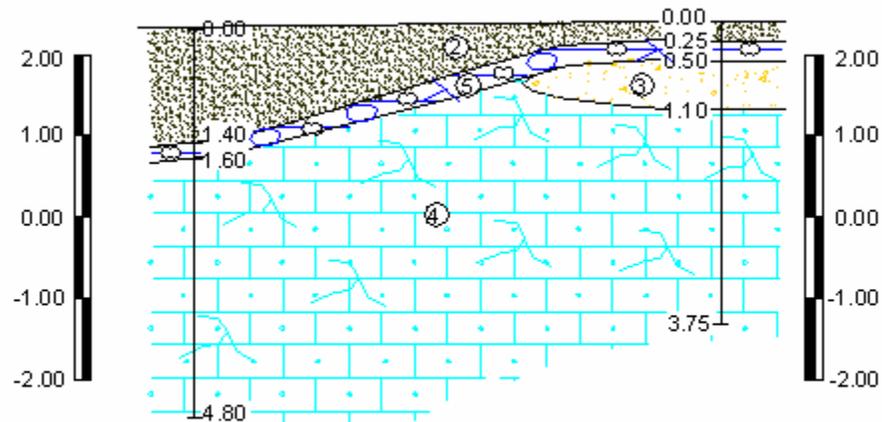
12. <http://www.katodos.com/doctos/b19c25f24c3d593f7a3860ecc857362c.doc>
13. Ibáñez, L. O. "Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación matemática." Dr. C. Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo, tutor -- TGC. UCLV (Const). 113 pág. 2001.
14. Jorge Mario Roldán C. Ingeniero Geólogo (May 2000), *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology* - "Recent developments in rock support estimates by the RMI", vol. 6, No. 1, (pags. 1-19)
15. Medina Torri, F.; Ruiz Alejo, L. "Hormigón Estructural II. Segunda Parte" 1ra Edición. Editorial Félix Varela. La Habana. Cuba. 2005
16. Meli Piralla, R., (1986), *Diseño Estructural, Edición Revolucionaria*. Ciudad de la Habana. pág. 582.
17. Muelas Rodríguez, A. (1993): "Manual de Mecánica del Suelos y Cimentaciones"
18. Norma Cubana, *Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales, Capítulo 15*
19. Norma Cubana, *Norma para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales, Oficina Nacional de Normalización, Ciudad de Habana. 2nda Edición*
20. Notario, R., Espinet, S., Orta, P., et al, (1987), *Economía de la Construcción, Editorial ISPJAE, Ciudad de La Habana, (págs. 181-185)*
21. Olalla Marañón, D.C., et al, (Febrero 1998), *Curso sobre Últimos Avances en Ingeniería Geotécnica, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Publicas (CEDEX), Madrid, España, págs. 347-348.*
22. Orta Amaro, P. A., (1987), *Manual para la elaboración de proyecto ejecutivo: Presupuesto de obra, Santa Clara: UCLV. pág. 158.*
23. Orta Amaro, P.A. (Dr. Ing.), (2005), *Tecnología de Construcción de las Explanaciones, UCLV*

24. Quevedo Sotolongo, G. "Aplicación de los Estados Limites y la Teoría de Seguridad al diseño geotécnico en Cuba." TDC; UCLV (Const). 161 pág. 2002.
25. Ruiz, J., (2000), *Calculo de Estructuras de Cimentación*, INTEMAC S.A. (Instituto Técnico de Materiales y Construcciones), 4ta Edición
26. Sowers, George B. y Sowers, George F., (1972), *Introducción a la Mecánica de de Suelos y Cimentación*, Editorial Limusa, S.A. México.
27. Tomilson, M. J. (1986): *Foundation design and construction*. M. Tomilson. Longman 5ta edición.
28. www.concretonline.comPatologíasencimentacionesRellenosestructurales.mht



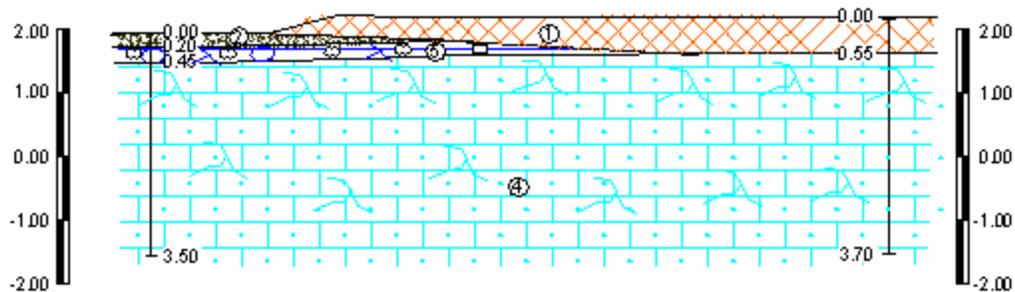
Anexo 1.1
Perfiles Ing. Geológicos

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (I)



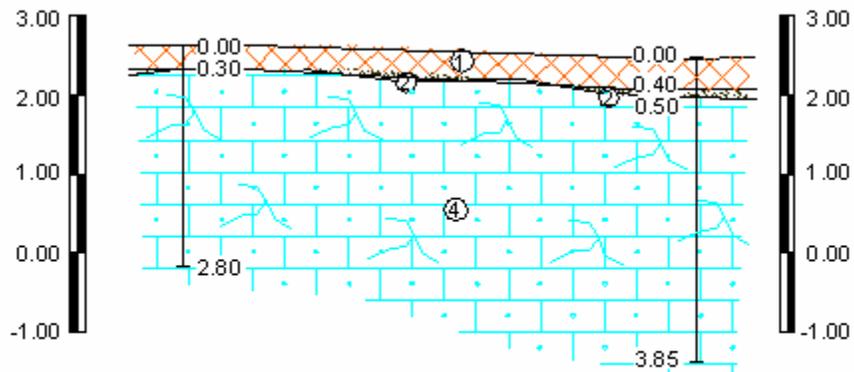
Cala	30	29
Cota	2.32	2.42
Profundidad	4.80 m	3.75 m
Distancia	32.70 m	

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (II)



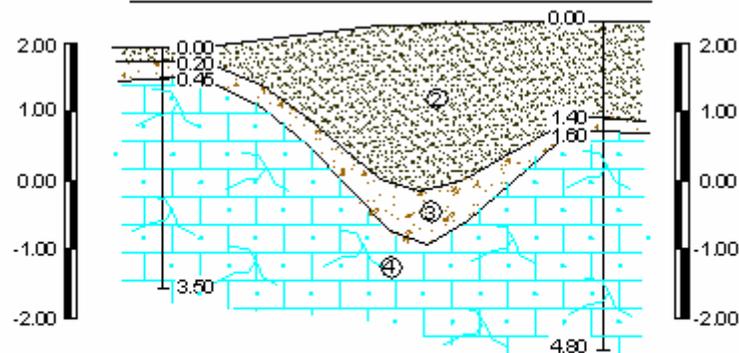
Cala	31	34
Cota	1.94	2.18
Profundidad	3.50 m	3.70 m
Distancia	58.00 m	

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - III



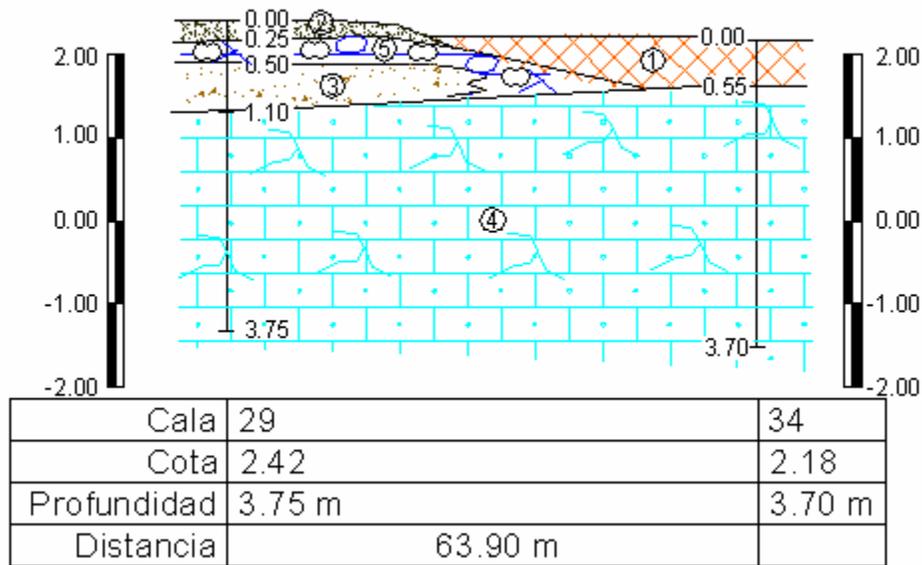
Cala	32	33
Cota	2.63	2.47
Profundidad	2.80 m	3.85 m
Distancia	31.95 m	

PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - V

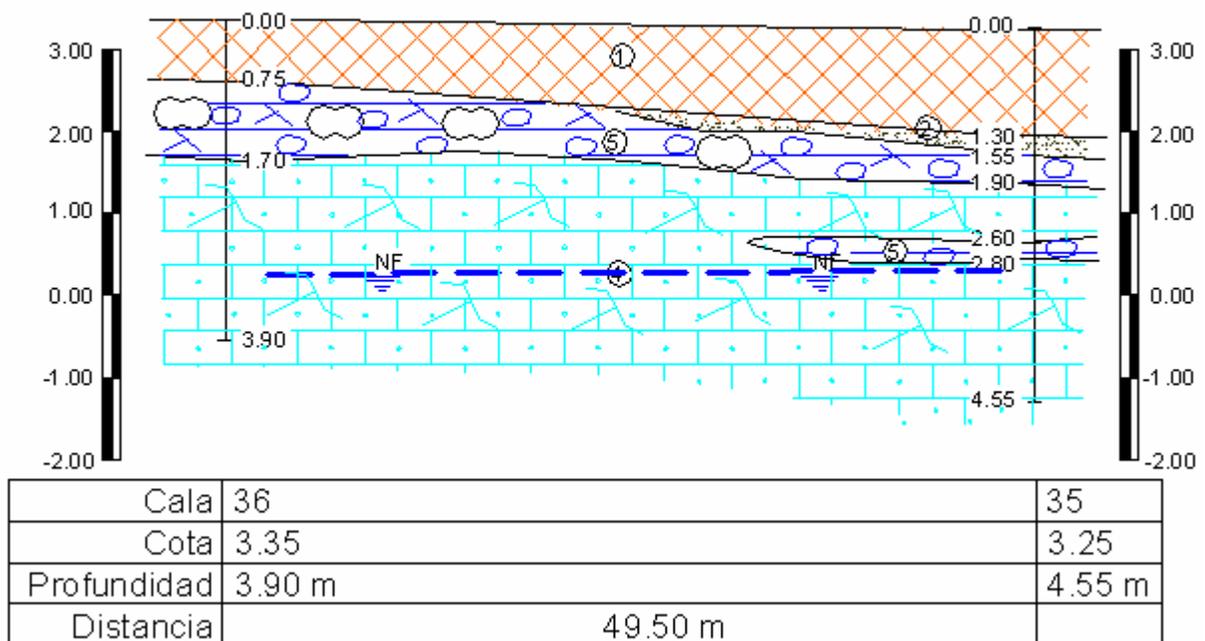


Cala	31	30
Cota	1.94	2.32
Profundidad	3.50 m	4.80 m
Distancia	63.90 m	

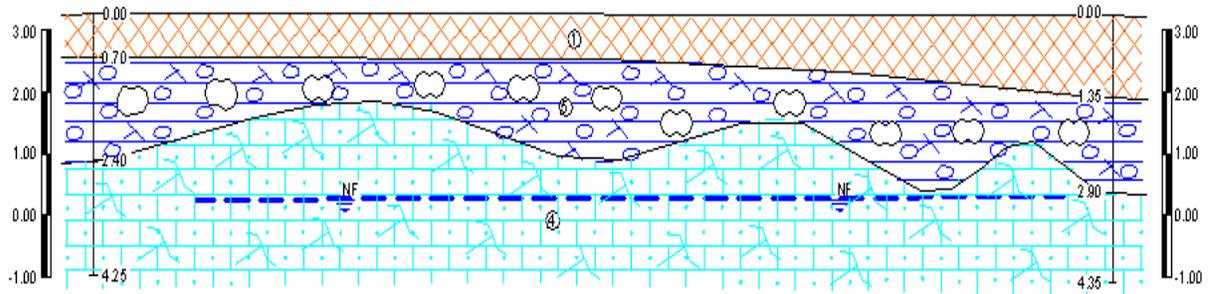
PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - (V)



PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (VI)

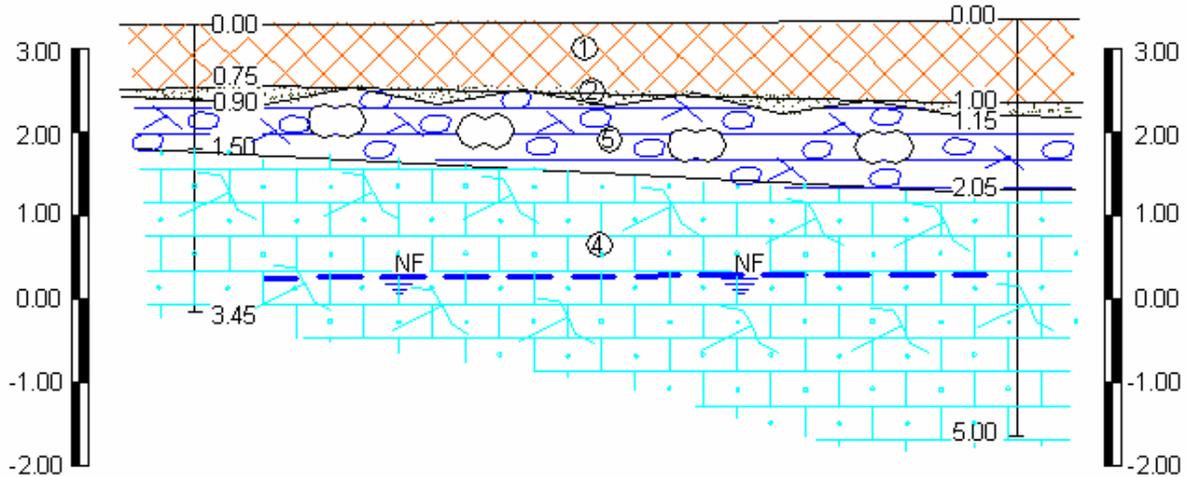


PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (VII)



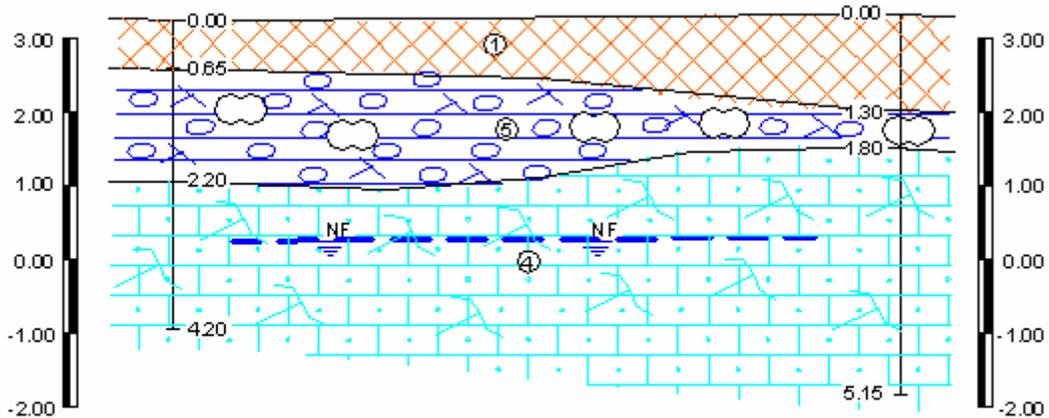
Cala	37	38
Cota	3.27	3.25
Profundidad	4.25 m	4.35 m
Distancia	113.90 m	

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (VIII)



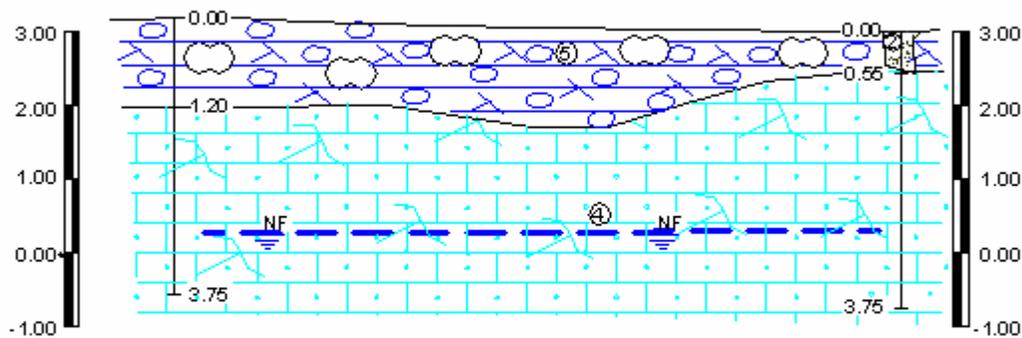
Cala	39	40
Cota	3.30	3.36
Profundidad	3.45 m	5.00 m
Distancia	49.50 m	

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (X)



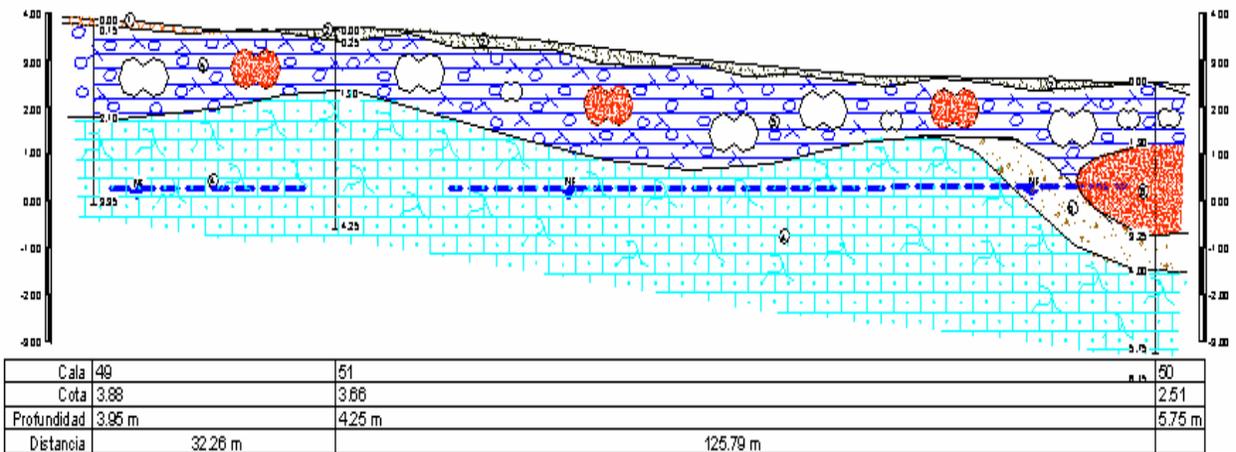
Cala	42	43
Cota	3.25	3.32
Profundidad	4.20 m	5.15 m
Distancia	49.50 m	

PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (X)

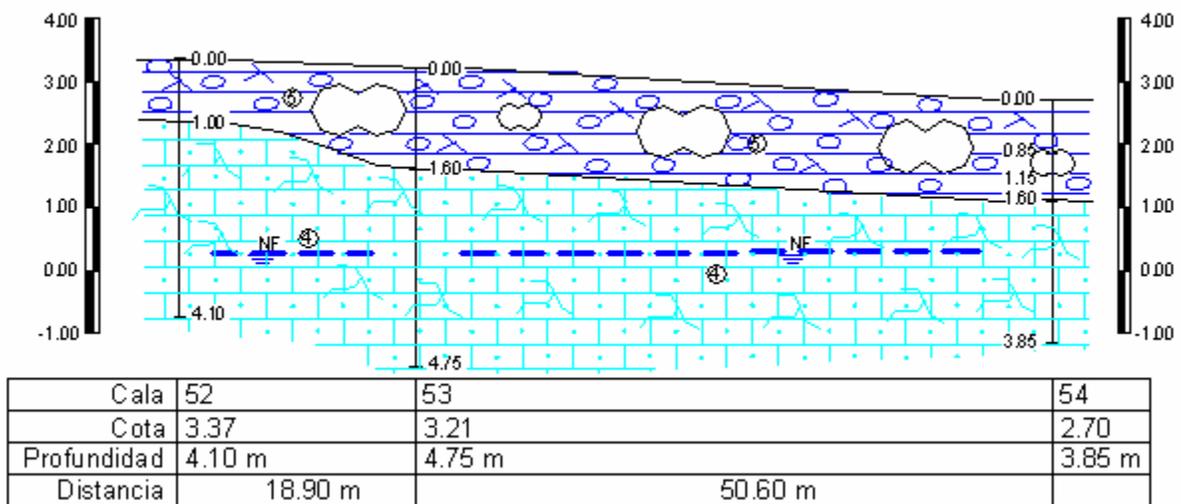


Cala	47	48
Cota	3.19	2.97
Profundidad	3.75 m	3.75 m
Distancia	49.50 m	

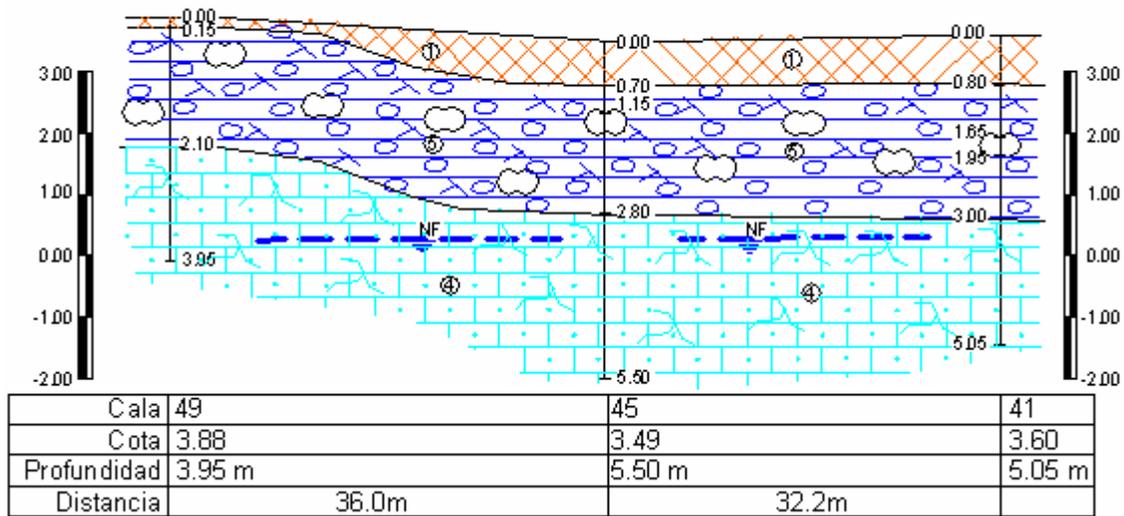
PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (XI)



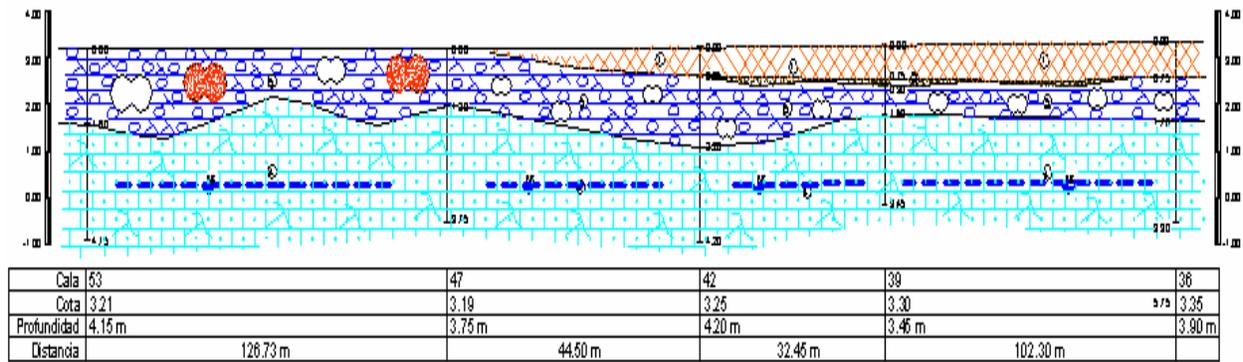
PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL - (XII)



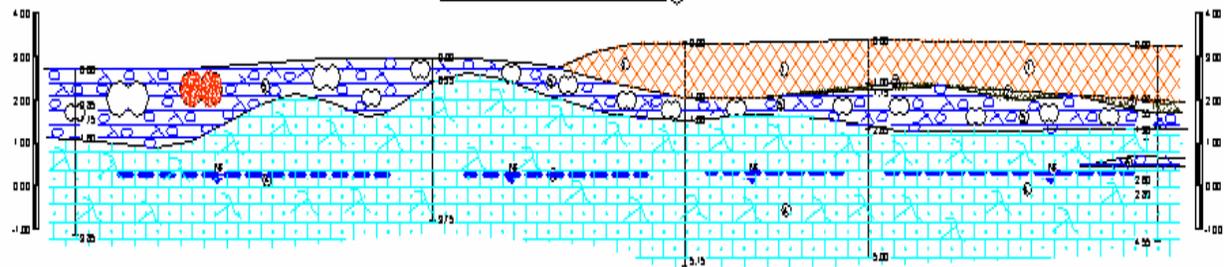
PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - (XIII)



PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - (IV)

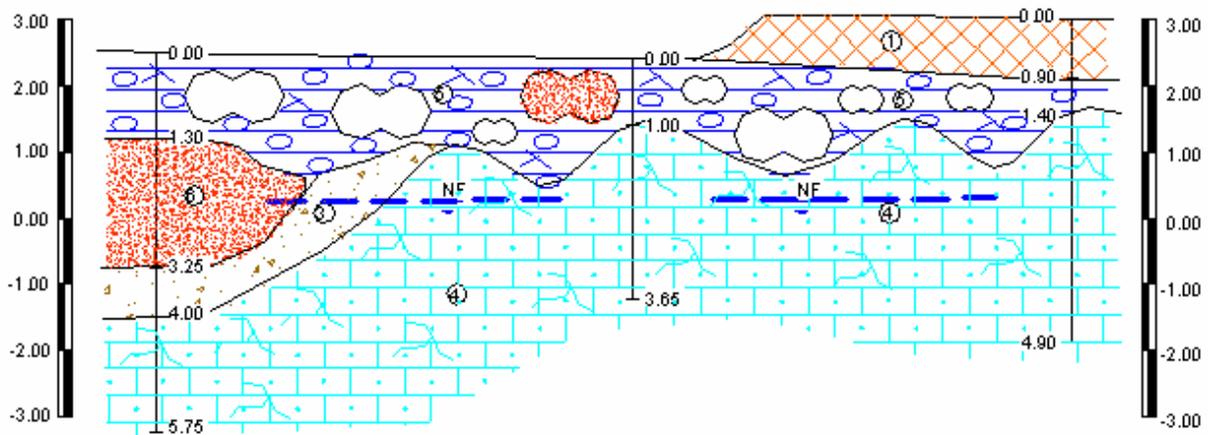


PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - (XV)



Cala	54	48	40	40	35
Cota	2.70	2.97	3.32	3.36	3.25
Profundidad	3.85 m	3.75 m	5.15 m	5.00 m	4.55 m
Distancia	126.73 m	44.50 m	32.45 m	5.00 m	102.30 m

PERFIL GEOTÉCNICO TRANSVERSAL - (XVI)



Cala	50	46	44
Cota	2.51	2.42	3.01
Profundidad	5.75 m	3.65 m	4.90 m
Distancia	36.0m	32.2m	

Simbología

Relleno grueso arenoso, carbonatado, limoso, con abundantes fragmentos de roca caliza, en estado medio y de seco, color blanco-beige. H = 0 ~ 1.35 m.

Arena fina, algo limosa, carbonatada, vítrea, cementada, muy alterada por la perforación, con pequeñas graúas de leziabiles, se recibe la no cementada, en estado muy de seco, color blanco-beige. H = 0 ~ 0.75 m.

Roca Coaglomerado de calareita y caliza recristalizadas con perforación, de dureza blanda y media, fragmentada y discontinua, alterada por perforación, con oquedades pequeñas aueces oxidada, color pardo, osado y beige. H = 0 ~ 3.00 m.

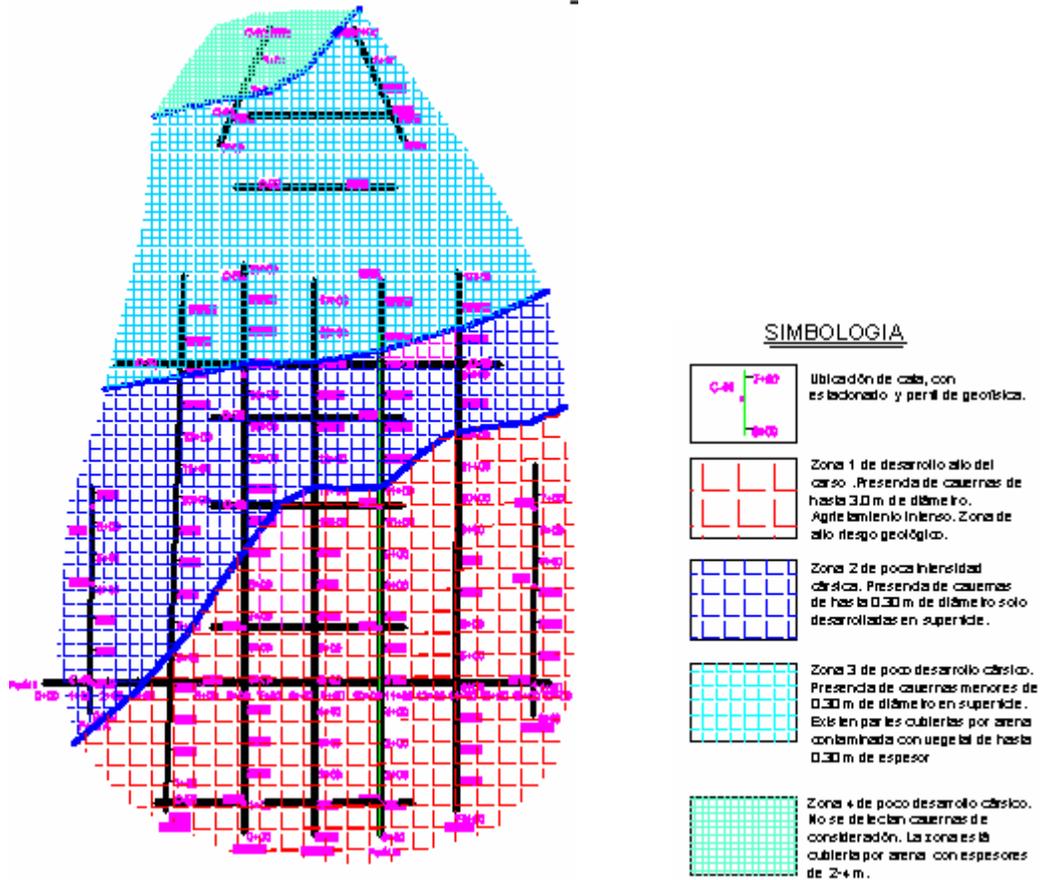
Arena fina y mediana, con tamizada con materia orgánica y restos de vegetal en estado medio y de seco, color pardo. H = 0 ~ 0.25 m.

Roca calcareita fracturada y fragmentada, alterada por la perforación, con intercalaciones de siltos, por partes muy saia, alterada por la perforación, blanda y muy blanda, color beige.

Arena mediana y gruesa, aluvial, con graúas pequeñas, con tamizada con materia orgánica, en estado suelto, color pardo amarillito. H = 0 ~ 1.95 m.

Anexo 1.2

Plan de límites entre zonas cársticas





Anexo 1.3
Informe del suelo adelantado



EMPRESA NACIONAL DE INVESTIGACIONES APLICADAS
UNIDAD DE INVESTIGACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN VILLA CLARA

Santa Clara, martes 10, abril 2007.

“Año 49 de la Revolución”.

OBRA: HOTEL “LA ESTRELLA”. SEGUNDA ETAPA. (INVESTIGACIÓN).

OBJETOS DE OBRA: TEATRO DE ANIMACIÓN Y EDIFICIO PRINCIPAL.

SITUACIÓN: CAYO SANTA MARÍA. CAYERÍA NORTE. VILLA CLARA.

COORDENADAS: 702 410.30 E, 315 572.60 N.

ASUNTO: INFORME INGENIERO GEOLÓGICO PARCIAL ADELANTADO.

Manteniendo la estrategia de trabajo establecida para esta investigación Ingeniero-geológica, consistente en realizar entregas parciales de información en la medida que van concluyendo los trabajos de campo y laboratorio, se elabora este Informe Operativo Parcial Adelantado sobre el Edificio Principal y el Teatro de Animación de la Zona Este del Hotel La Estrella, en Cayo Santa María.

Los trabajos realizados para alcanzar la información solicitada en la Tarea Técnica de Investigaciones Aplicadas confeccionada por el Msc Ing. L. G. Cabrera Trujillo. Director de Proyecto. Emproy VC, sobre caracterización físico mecánica de la litología del lugar y recomendaciones de cimentación, entre otros aspectos, incluyeron: la perforación de 26 calas enumeradas desde C-29 hasta C-54, cuyas coordenadas y elevación se indican en los modelos Reportes geotécnico y Litológico de Calas (Teatro de Animación de C-29 a C-34 y de C-35 a C-54 en el Edificio Principal), de entre 3.45 y 5.75 m de profundidad, con espaciamentos aproximados entre 30 y 50 m (ver anexo N° 3 de perfiles ingeniero geológicos), 1200 m de perfiles geofísicos (por métodos geoelectricos), con 9 perfiles transversales con dirección Norte-Sur espaciados a alrededor de 20 m y otro tanto con dirección Oeste- Este o longitudinales espaciados



entre 20 y 40 m, el levantamiento topográfico de estos laboreos y el correspondiente trabajo de gabinete.

Las evaluaciones de los resultados alcanzados en esta zona del Edificio Principal permiten clasificarla como heterogénea tanto en planta como en profundidad, con presencia de seis capas o estratos, incluyendo el relleno técnico colocado en algunas terrazas, cuya distribución ha variado con relación a la fecha en que se ejecutaron los trabajos de campo, y el relleno de las cavernas. Todo esto se muestra en los anexos N° 2 y N° 4 de Perfiles Ingeniero -Geológicos y Reportes Geotécnico y Litológico de calas en ese orden y se describen como sigue:

1. Relleno gravo arenoso, carbonatado, limoso, con abundantes fragmentos de roca caliza, en estado medio y denso, color blanco beige. H = 0.00 -1.30 m. $N_{SPT} = 55$.
2. Arena mal graduada, fina y media, contaminada con materia orgánica y restos de vegetal, en estado suelto a denso, color beige. H = 0.00 -3.00 m. $N_{SPT} = 20$.
3. Arena limosa con gravas, de grano fino y medio, untuosa, carbonatada, cementada, con fragmentos de calcarenita débil, alterada por la perforación, en estado muy denso, color blanco-beige. H = 0.00 - 0.75 m. $N_{SPT} = 75$.
4. Roca calcarenita fracturada y alterada por la perforación, con dureza entre muy blanda y media, por partes con poros y oquedades pequeñas, también intercalada con roca conglomerado en algunas zonas, en ocasiones foliada con láminas finas, otras con intercalaciones de suelo, de color beige y blanco beige. RQD = 21%.
5. Roca Conglomerado de Caliza y Calcarenita recristalizadas con pedernal, generalmente de dureza media, aunque en algunas partes se encuentra mucho menos dura, de textura fina, fragmentada, con manifestaciones cársicas constituídas fundamentalmente por lapies, oquedades, bloques sueltos y también cavernas, oxidada, color pardo, rosado y beige. H = 0.00 - 3.25 m. RQD = 11%.

6. Arena media y gruesa, aluvial, con gravas pequeñas, contaminada con materia orgánica, en estado suelto, color pardo amarillento. Se presenta rellenando cavernas y oquedades. H = 0.00 -1,95 m. $N_{SPT} = 7$.

El espesor de la capa N° 5 conjuntamente con la densidad y dimensiones de las evidencias cársticas en la misma son los responsables de la heterogeneidad manifiesta en esta estratigrafía, cuya topografía no es abrupta y difícil de establecer en este estudio al existir relleno técnico.

El nivel freático oscila con el NMM, aunque en algunas zonas se encuentra deprimido hasta casi un metro, el mismo se indica en los perfiles ingeniero geológicos en su condición más desfavorable, sin embargo sólo interferirá en caso de implementarse cimentaciones indirectas o profundas.

Los parámetros físico-mecánicos medios por capa útiles para el diseño de las cimentaciones son:

Capa N°	SUCS	γ_f (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (grados)	E (Mpa)	μ	N_{SPT}	Kv (MN/m ³)	R's (kPa)	Kf (mm/min)	RQD %
1 Relleno	GM	20.5	5	36	30	0.28	>50	300			---
2	SP-SM	15.0	5	30	0.12H	0.33	20	100		2.394	---
2(comp)	SP-SM	16.0	---	34	0.14H	0.30	>30	140			---
3	SM	17.5	82	44	0.30H	0.29	55	290		1.080	---
4 y 5	Roca	17.4	89	39	100	0.20	---	300	500	0.492	21 Y 11

Donde H es profundidad media de la capa en centímetros (cm) y los parámetros de relleno corresponden al 95% de compactación con energía estándar del material de la cantera "Sierrezuela".

Se asignan a la capa N° 5 los parámetros de la capa N° 4, debido a su pequeño espesor en partes del área y a su discontinuidad con presencia de cavernas y oquedades en otras, para los casos en que la misma no sea rebasada y se considere en el análisis, aclarando que los valores asignados corresponden a las tablas de la Metodología Bieniawski y la Metodología de Jan Fousek para el caso de la capacidad

de carga de la roca, y extrapolados de otros estudios realizados en la zona conjuntamente con tablas de la bibliografía internacional para el coeficiente de balasto correspondiente a placa de un pie cuadrado, el coeficiente de permeabilidad y los valores físico-mecánicos medios útiles para el diseño de la cimentación.

Los valores de permeabilidad de la roca se refieren al estrato de calcarenita, pues el valor para la roca conglomerado será mucho menor cuando se presente sin discontinuidades y con fenómenos cárnicos pequeños sin intercomunicación, y mucho mayor cuando las cavernas y oquedades se comuniquen y existan muchas discontinuidades como se observa al sureste del área, con desplomes que permiten conocer de escorrentías subterráneas en esa zona que no debieran obstruirse evitando inundaciones en el lugar.

La variación tanto de la litología como del tipo de estructura impide hacer un análisis o valoración general de la cimentación desde el punto de vista geotécnico, por lo que el mismo se hace atendiendo a la distribución en planta del carso coincidente con el espesor del estrato N° 5 en que se genera el mismo.

En toda el área, ahora cubierta con relleno técnico de diferentes espesores, con excepción del entorno de la cala N° 30, se presenta subyaciendo este relleno roca conglomerado de caliza arenosa y organógena recristalizadas, con lentes de pedernal, presencia de carso, discontinuidades y restos de la capa vegetal arenosa desbrozada sobre la misma, cuyos espesores en correspondencia con la densidad e intensidad de las manifestaciones cárnicas varían, permitiendo subdividirla en cuatro sub-zonas, según puede apreciarse en el plano de "Límites entre zonas cárnicas" correspondiente al anexo N° 5, las que se describen a continuación:

- I. Zona de alto desarrollo cársico, con presencia de cavernas de hasta 3.00 m de diámetro, por partes derrumbadas, y agrietamiento intenso; con alto riesgo geológico.
- II. Zona de desarrollo medio alto del carso, con presencia de cavernas de hasta 0.50 m de diámetro y poco agrietamiento.

- III. Zona de oquedades pequeñas, inferiores a 0.30 m de diámetro, desarrolladas en casquete de roca conglomerado de pequeño espesor ubicado en superficie.
- IV. Zona cubierta por arena con espesores entre 2 y 3 m, prácticamente sin presencia del estrato de roca conglomerada, en forma de casquete sobre la calcarenita, donde se desarrolla el carso.

Atendiendo a esta zonificación y a la litología mostrada en los perfiles, el área correspondiente al Teatro de Animación se puede considerar apta para cimentar esta estructura aún cuando las terrazas de relleno técnico descansen parte en roca relativamente indeformable, zona III, y parte sobre el estrato N° 2 de arena fina uniforme con espesores variables, según resultados de estudios geofísicos de hasta alrededor de 3.00 m, zona IV, cuya densidad y comportamiento mecánico deben mejorar con relación a sus condiciones en la etapa de investigación una vez colocada y compactada la terraza técnicamente controlada, que según experiencias anteriores casi se duplica el N_{SPT} ; en este sentido resulta también favorable el rápido acomodo de estos suelos friccionales en los que gran parte de su asentamiento ocurre en la etapa constructiva.

Para el caso de los diferentes objetos que componen el Edificio Principal podrán valorarse dos variantes de cimentaciones fundamentales:

- apoyadas o empotradas en el relleno técnico según las exigencias propias de la estructura, pero sin descartar el lente rocoso con manifestaciones cársicas intrascendentes en la zona norte del área.
- apoyadas o empotradas en el estrato N° 4 de roca calcarenita, rebasando el casquete cársico siempre que exista incertidumbre en cuanto a la continuidad y carsificación del mismo bajo el área del cimiento.

Para la parte norte del Edificio Principal, correspondiente a la primera variante, en las zonas II y III, resulta válido cualquier tipo de cimentación superficial o profunda, aislada o corrida, mientras que para la zona I debe descartarse el casquete con manifestaciones cársicas por la erraticidad de su comportamiento y el nivel de incertidumbre siempre presente en cualquier investigación, no obstante para el caso de



cargas lineales y superficiales podrá optarse por cimientos también lineales y superficiales, de manera que salven los vacíos correspondientes a dichas cavernas, evitando fallos o derrumbes de zonas débiles; o combinados con cimentación indirecta que alcance la capa N° 4 de calcarenita sana.

Para los casos de construcciones costeras expuestas permanentemente al aerosol marino con altos contenidos de ión cloro y sobre todo para cimientos semi-profundos muy próximos o en contacto con el agua de mar es recomendable utilizar hormigones con resistencia característica de 30 MPa cuyos contenidos de cemento por metro cúbico siempre superan los 300 kg, con relaciones agua/cemento no mayores de 0.40 y aditivos tipo G, reductores de agua de alto rango y retardadores de fraguado, según norma C-494-m de la ASTM.

Observando el desarrollo de las isolíneas de resistividad se concluye que existe un nivel de agrietamiento marcado por los procesos de intemperismo y carsificación con dirección predominante NO-SE, el carácter incipiente de estos procesos motiva que no se aprecien zonas de agrietamiento que sean de interés para proyecto.

El grado sísmico de la zona es de 6 en la escala MSK. Los eventos sísmicos han sido los de menor influencia en el área. La zona delimitada como de alto riesgo geológico constituye la excepción de lo planteado, en la misma pueden tener lugar desplomes de cavernas de hasta 2.0 m y el incremento sísmico debe ser mayor al propuesto.

Cualquier duda o aclaración relacionada con lo expuesto anteriormente, que respondiendo a la solicitud de estudio enviada por proyecto trata de abarcar toda la información por ellos requerida, apoyada en resultados de trabajos de campo en el área y en parcelas cercanas y también en tablas y metodologías de códigos internacionales, podrá ser comunicada a los firmantes para su esclarecimiento.



<p>Ing. Raimundo Fco. Pérez Delgado Especialista Superior de Proyecto e Ingeniería Grupo Ingeniería Geológica UIC. INVESCONS. Villa Clara</p>	<p>Ing. Miguel Silverio Navarrina Especialista Superior de Proyecto e Ingeniería Grupo Ingeniería Geológica UIC. INVESCONS. Villa Clara</p>
--	--

<p>Tec. Rubén Hernández Rodríguez Especialista A de Proyecto e Ingeniería Especialista Principal de Ingeniería Geológica UIC. INVESCONS. Villa Clara</p>	<p>Tec. Pedro O. Treto Hernández Especialista A de Proyecto e Ingeniería Especialista Principal de Ingeniería y Desarrollo UIC. INVESCONS. Villa Clara</p>
---	---

NOMENCLATURA

SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	
γ_f	Densidad Húmeda	kN/m ³
C	Cohesión	kPa
ϕ	Ángulo de Fricción Interna	(°) grados
E	Módulo de Deformación	MPa
μ	Coeficiente de Poisson	Adimensional
N _{SPT}	Número de golpes cada 30 cm de penetración	U
H	Espesor o potencia de estrato	m
H	Profundidad media de la capa	cm
RQD	Recuperación de testigos mayores o iguales a 10 cm	%
K _v	Módulo de balasto vertical	kN/m ³
R's	Capacidad de carga de la roca	kPa
k _f	Coeficiente de Permeabilidad	mm/min



Anexo 2.1
Tarea Técnica de Investigación

TAREA TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN APLICADA

FECHA: 12.12.2006

PROYECTO : HOTEL “ LA ESTRELLA. SEGUNDA ETAPA. ZONA ESTE“.
ETAPA : PROYECTO EJECUTIVO.

UBICACIÓN : CAYO SANTA MARÍA. CAYERÍA NORTE DE LAS VILLAS.

CÓDIGO:

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURA.

I.- DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

El hotel “La Estrella. Segunda Etapa. Zona Este” ubicado al este del Hotel “La Estrella. Primera Etapa” ocupará un área aproximada de 290 000 m². El proyecto se divide en tres zonas: La más occidental conocida como el “Pueblo”, seguidamente al este la zona “Remedios” y al este la zona de “Santiago”. En el centro uniendo las dos zonas se encuentra el Edificio Principal con un área aproximada de 45 000 m².

A continuación se realiza una descripción general de la estructura de los objetos de mayor importancia en la obra:

- a) Edificio Principal: Posee una estructura de 1 nivel, formada por cimentación aislada, zapatas corridas, columnas de hormigón armado de secciones transversales que varían entre 0,30 m x 0,30 m hasta 0,80 m x 0,80 m, vigas de hormigón armado de longitudes y secciones transversales diferentes, vigas de madera laminar o metálicas galvanizadas contra el ambiente marino, pisos estructurales y entrepisos constituidos por losas spiroll de 0,20 m de espesor, cubiertas variadas: spiroll, prelosas, “In situ”, madera laminada, etc.
- b) Bungalows. Están constituidos por 22 objetos de 3 niveles. Cimentación directa (aislada) en roca, pilarotes en arenas (calcarenita perforable) y balsa sobre rellenos técnicos. El apoyo de los muros en caso de la cimentación con pedestales será con vigas de hormigón armado prefabricadas o “in situ”. Los muros serán de hormigón de 0,15 m de espesor, columnas prefabricadas, vigas prefabricadas. Los entrepisos y cubierta serán de deck metálico galvanizado con carpeta de hormigón cooperante (niveles 1, 2 y 3) y losas prefabricadas (para el caso del nivel 0 cuando es sobre pedestales). La terminación de la cubierta será con estructura de madera o metálica galvanizada apoyada sobre la losa de hormigón.

- c) Parrilladas, Acuabar, Club Infantil y resto de los objetos: Estructura formada por cimentación aislada, zapatas, muros de bloques, columnas y vigas de hormigón prefabricadas, cubierta plana de spirroll, cubiertas de madera (con guano) o metálica. Todos estos objetos son de 1 solo nivel.

II.- DATOS SOBRE LAS SOLICITACIONES ACTUANTES

Edificio Principal: Solicitaciones actuantes (predominio de la compresión) sobre un pedestal.

SOLICITACIONES NORMATIVAS	
Solicitud	Valor
M	2 500 kg-m
N'cp	70 000 kg
N'cu	15 000 kg
V	1 500 kg

Edificio Principal (Teatro de animación): Solicitaciones actuantes (predominio de la Flexión) sobre un pedestal.

SOLICITACIONES NORMATIVAS	
Solicitud	Valor
M	25 000 kg-m
N'cp	15 000 kg
N'cu	5 000 kg
V	5 000 kg

Bungalow: Solicitaciones actuantes (máximas) sobre un pedestal.

SOLICITACIONES NORMATIVAS	
Solicitud	Valor
M	4 500
N ['] cp	50500
N ['] cu	8500
V	1500 kg

Leyenda

- M = Momento flector normativo.
N[']cp = Fuerza axial a compresión debido a la carga muerta normativa.
N[']cu = Fuerza axial a compresión debido a la carga viva normativa.
V = Fuerza cortante normativa.

III.- SOLICITUD DE INFORMACIÓN

Para ejecutar la proyección estructural de la cimentación del conjunto de objetos se necesita realizar una investigación ingeniero-geológica del área representada en el plano PLA E 01 2001 (Tarea Técnica de Investigación Aplicada. Replanteo de Calas).

La información requerida debe brindar las siguientes características físico-mecánicas (normativas y de cálculo) de los diferentes estratos del suelo, así como cualquier anomalía que se verifique durante los sondeos:

- Angulo de fricción interna (ϕ)
- Cohesión (c).
- Peso específico húmedo o natural
- Módulo de Poisson (μ)
- Módulo de deformación general (E_o)
- Módulo de balasto vertical y horizontal a diferentes profundidades.
- Clasificación S.U.C.S.
- NSPT (Número de golpes por cada 30 cm de penetración).
- Índice de poros (e).
- Porosidad del suelo (n).
- Velocidad de infiltración (Vf) en todos los estratos (mm/min).

En presencia de roca:

- RQD y grado de interperismo del material rocoso.
- Determinar mediante ensayo "In situ" los parámetros de resistencia a compresión simple de la roca y cortante.
- Módulo de deformación.
- Diámetro de cavernas, rumbo y buzamiento.
- Fallas, diaclasas, etc.
- Clasificación del macizo rocoso (RMR, Barton, etc.)
- Interrelación de las manifestaciones cársticas con las aguas subterráneas en la construcción de la cimentación.
- Determinar rellenos de oquedades en caso de existir.

También se brindarán los siguientes resultados: Recomendaciones de tipos de cimentación, grado sísmico (acorde con la norma NC-46-1999), condiciones de trabajo de la cimentación de acuerdo con la clasificación obtenida, fluctuaciones del nivel freático, **niveles máximos de las penetraciones del mar** y recomendación del tipo de cemento y aditivos a usar, en el caso de las cimentaciones profundas o semiprofundas en contacto con el agua de mar.

En el plano PLA E 01 2001, adjunto a esta documentación escrita, se recomienda un replanteo de calas y de zonas de ensayos de placa de acuerdo a la importancia de los objetos, cargas actuantes y a la topografía existente. Los ensayos de placa se realizarán como mínimo a la profundidad de 1,50 m y la investigación ingeniera geológica estará apoyada por los estudios geofísicos en el área. El número de calas en cada objeto se ajustará a partir de la información que brinde la Investigación Geofísica de Detalle debido a la posibilidad de existencia de cavernas de diámetros variables y considerables, según investigaciones preliminares que aparecen en los informes: "Estudio de Factibilidad Ingeniero Geológico. Zona Este de la Unidad la Estrella" y el informe: "Geofísica Zona Este La Unidad La Estrella", ambos del 20 de noviembre del 2006 .

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'L. G. Cabrera Trujillo', is written over a horizontal line.

MSc. Ing. L. G. Cabrera Trujillo.
Director de Proyecto .
EMPROY VC.



Anexo 2.2
Diseño Geotécnico en Mathcad

1er Estado Limite. (Estabilidad)

Datos

Profundidad de Cimentacion. $d := 0.5$

Peso especifico del suelo por encima del nivel de cimentación.

$\text{Gamma} := 20.5$

$\text{Gamma} = 20.5$

Peso especifico del suelo por denajo del nivel de solera o cimentación.

$\text{Gamma1} := 17.4$

Angulo de Friccion Interna del suelo. $\phi_n := 39$

Cohesion $C := 89$

Rectangularidad de la cimentacion. $\text{rect} := 1$

Coefficiente de Seguridad Adicional **1.3**
CONSULTAR NORMA

Estados de Cargas

Carga Permanente	$N1 := 700$	$H1 := 0$	$M1 := 0$
Carga Temporal Larga Duración	$N2 := 150$	$H2 := 0$	$M2 := 0$
Carga Temporal Corta Duración	$N3 := 0$	$H3 := 0$	$M3 := 0$
Carga Especial de Viento	$N4 := 0$	$H4 := 15$	$M4 := 25$

Combinaciones de Cargas (Ver bien cual es la combinacion que se va a usar)

Normativas.

$N := N1 + N2$ $N = 850$

$H := H1 + H2 + H4$ $H = 15$

$M := M1 + M2 + M4$ $M = 25$



De Cálculo.

$$\begin{aligned} N_m &:= N1 \cdot 1.2 + N2 \cdot 1.6 & N_m &= 1.08 \times 10^3 \\ H_m &:= H1 \cdot 1.2 + H2 \cdot 1.0 + H4 \cdot 1.3 & H_m &= 19.5 \\ M_m &:= M1 \cdot 1.2 + M2 \cdot 1.0 + M4 \cdot 1.3 & M_m &= 32.5 \end{aligned}$$

***** Cálculo de las Características Físico Mecánicas Minoradas para $\alpha=95\%$, EN DEPENDENCIA DEL TIPO DE SUELO, CONSULTAR NORMA *****

$$\Gamma_{gt\phi} := 1.10 \qquad \Gamma_{gg} := 1.03 \qquad \Gamma_{gc} := 1.0$$

$$\begin{aligned} b_{exc} &:= \text{excentricidad}(0.5, 0.5, N, H, M) \\ b_{exc} &= 0.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{des} &:= \text{Deslizamiento}(0.5, 0.5, N_m, H_m, M_m, tg\phi_m) \\ b_{des} &= 0.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{brF} &:= q_{brfinal}(tg\phi_m, b_{qbt}, l_{qbt}, H_m, M_m, N_m) \\ q_{brF} &= 8.02212 \times 10^3 \end{aligned}$$

$$qbtF := qbtfinal(bqbt, lqbt, ex_qbt)$$

$$Nc_qbt := Nm + 20 \cdot bqbt \cdot lqbt \cdot d$$

$$qbtF = 1.30235 \times 10^3$$

$$Nc_qbt = 1.0825 \times 10^3$$

$$bqbt = 0.5$$

$$lqbt = 0.5$$

2do Estado Limite. (Linealidad)

Datos

Coefficientes γ_{c1} y γ_{c2} .
CONSULTAR NORMA

$$\Gamma_{c1} := 1.4 \quad \Gamma_{c2} := 1.4$$

Coefficiente de fiabilidad K
CONSULTAR NORMA

$$\underline{K1} := 1$$

Coefficiente que toma en cuenta la
influencia de la longitud de la cimentacion.
CONSULTAR NORMA

$$Kz := 1$$

Combinación de carga, Normativas

$$\underline{N1} := 700$$

$$\underline{N2} := 150$$

$$Nd := N1 + N2 \quad Nd = 850$$

$$Md := M1 + M4 \quad Md = 25$$

$$Hd := H1 + H4 \quad Hd = 15$$

****Calculo de las características físico mecánicas del suelo para $\alpha=85\%$, DEPENDE DEL TIPO DE SUELO, CONSULTAR NORMA ****

$$\underline{\Gamma_{gtg\phi}} := 1.10$$

$$\underline{\Gamma_{gg}} := 1.03$$

$$\underline{\Gamma_{gc}} := 1.0$$

$$\underline{\phi_m} := \text{atan} \left(\frac{\tan \left(\phi_n \cdot \frac{\pi}{180} \right)}{\underline{\Gamma_{gtg\phi}}} \right) \cdot \frac{180}{\pi}$$

$$\Gamma_{gg} = 1.03$$

$$\underline{C_m} := \frac{C}{\underline{\Gamma_{gc}}}$$

$$C_m = 89$$

$$\phi_m = 36.35929$$



$\text{blineal} := \text{base}_2(\text{tg}\phi_{m2})$

$\text{blineal} = 0.7$

$\text{llineal} := \text{blineal} \cdot \text{rect}$

$\text{RFin} := \text{Linealidad}(\text{tg}\phi_{m2}, \text{blineal}, \text{llineal})$

$\text{RFin} = 1.9218 \times 10^3$

$\text{blineal} = 0.7$

$\text{llineal} = 0.7$

$P := \frac{Nd + 20 \cdot \text{blineal} \cdot \text{llineal} \cdot d}{\text{blineal} \cdot \text{llineal}}$

$P = 1.74469 \times 10^3$

2do Estado Limite. Cálculo de Asentamientos

Datos

Dimensiones finales de la base

$\text{bS} := \text{if}(\text{blineal} > \text{bqbt}, \text{blineal}, \text{bqbt})$

$\text{bS} = 0.7$

$\text{IS} := \text{bS} \cdot \text{rect}$

$\text{IS} = 0.7$

Cantidad de estratos por debajo del nivel de cimentación y hasta la potencia activa

$\text{ne} := 1$

$i := 1.. \text{ne}$

Presion Real actuante

$\text{PS} := \frac{Nd + 20 \cdot \text{bS} \cdot \text{IS} \cdot d}{\text{bS} \cdot \text{IS}}$

$\text{PS} = 1.74469 \times 10^3$

Modulo de General de Deformacion (E) para cada estrato

$\text{Gamma1} = 17.4$

$\text{Es}_i :=$

100000
100000

$$P_{prima} := PS - \text{Gamma1} \cdot d \quad P_{prima} = 1.73599 \times 10^3$$

Calculo de la Potencia Activa que se Produce para Pprima

***** Determinar Jz *****

$$m(\text{hp}, \text{bb}) := \frac{\text{hp}}{\text{bb}}$$

$$Jz1(x) := (-0.2073 \cdot x^5 + 1.3225 \cdot x^4 - 3.2901 \cdot x^3 + 4.0938 \cdot x^2 - 2.8057 \cdot x + 1.1237)$$

$$Jz1(1.5) = 0.14308$$

$$Jz2(x) := 0.3428 \cdot x^{-1.8312}$$

$$Jz2(3) = 0.04585$$

$$Jz3(x) := 0.4243 \cdot x^{-1.9621}$$

$$Jz3(20) = 1.18829 \times 10^{-3}$$

$$H_a := \sum_{i=1}^{ne} H_i$$

$$H_a = 1.2$$

$$bS = 0.7$$

***** Potencia activa *****

$$\sigma_{zg} := \text{Gamma} \cdot (d) + (\text{Gamma1}) \cdot H_a$$

$$\text{Gamma} = 20.5$$

$$\sigma_{zg} = 31.13$$

$$\text{Gamma1} = 17.4$$

$$P_{prima} = 1.73599 \times 10^3$$

$$\sigma_{zp} := P_{prima} \cdot Jz(m(H_a, bS))$$

$$\sigma_{zp} = 211.79252 \quad 0.2 \cdot \sigma_{zg} = 6.226$$

----- Si no cumple con la condicion $\sigma_{zp} < 0.2 \sigma_{zg}$, hay que subir y ajustar la profundidad de la H_a , en los valores de H_i que estan arriba hasta que de la condicion



Esta es la ecuación que creo viene en el Schulze/Semmer, y se puede compara ambos valores de Slineal

Ecuación de Schleicher

$$w := 0.79 \quad v := 0.3 \quad E = \blacksquare$$

$$S(Ppr) := \left[w \cdot (1 - v^2) \right] \cdot \frac{Ppr \cdot bS}{E}$$

$$S(Pprima) = \blacksquare$$

$$S(Pprima) \cdot 100 = \blacksquare$$

Anexo 2.3 Diseño Estructural en Mathcad

Diseño Estructural de las cimentaciones aisladas superficiales

Fichero para el dimensionamiento estructural de las cimentaciones aisladas rectangulares considerando una DISTRIBUCION LINEAL VARIABLE EN FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS y siguiendo las recomendaciones del codigo ACI-318-02.

1. Sección de definición de unidades.

$$\begin{matrix} \text{MPa} := 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} & \text{kPa} := 10^2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} & \text{kN} := 10^2 \text{kgf} & \text{tf} := 10^3 \cdot \text{kgf} \end{matrix}$$

2. Datos Generales.

$$i := 1..5$$

Dimensiones del Pedestal + Dimensiones del Plato

$$lc := 0.40\text{m}$$

$$L := 0.8\text{-m}$$

$$df := 0.75\text{-m}$$

$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$bc := 0.40\text{-m}$$

$$B := 0.8\text{-m}$$

$$Hc := 0.75\text{-m}$$

$$\text{recub} := 7.0\text{-cm}$$

2. Aportes de los materiales.

$$f'_c := 30\text{-MPa}$$

$$f_y := 300\text{-MPa}$$

$$f_r := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}$$

$$f_r := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}$$

$$f_r = 3.396\text{MPa}$$

3. Estados de Carga Normativos.

- Carga Permanente

$$Ncd := 700\text{kN}$$

$$McdL := 0$$

$$HcdL := 0$$

$$McdB := 0$$

$$HcdB := 0$$

- Cargas Temporales

$$Ncu := 150\text{-kN}$$

$$McuL := 0$$

$$HcuL := 0$$

$$McuB := 0$$

$$HcuB := 0$$

$$N_{cv} := 0$$

$$M_{cvL} := 25 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{cvL} := 15 \cdot \text{kN}$$

$$M_{cvB} := 0 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$H_{cvB} := 0 \cdot \text{kgf}$$

$$j := 1..2$$

- **Combinación de Carga # 1: (1.4 CD+1.6 CL)**

$$N_{m1} := 1.2 \cdot N_{cd} + 1.6 \cdot N_{cu}$$

$$M_{mL1} := 1.2 \cdot M_{cdL} + 1.6 \cdot M_{cuL}$$

$$H_{mL1} := 1.2 \cdot H_{cdL} + 1.6 \cdot H_{cuL}$$

$$N_{m1} = 1080 \text{ kN}$$

$$M_{mL1} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{mL1} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{mB1} := 1.4 \cdot M_{cdB} + 1.7 \cdot M_{cuB}$$

$$H_{mB1} := 1.4 \cdot H_{cdB} + 1.7 \cdot H_{cuB}$$

$$M_{mR1} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{mR1} = 0 \text{ kN}$$

$$Exc_Cal(L1, B1, N_{m1}, H_{m1}, M_{m1}) := \frac{M_{m1} + H_{m1} \cdot H_c}{N_{m1} + \gamma_{prom} \cdot B1 \cdot L1 \cdot d_f}$$

$$em_1 := Exc_Cal(L, B, N_{m1}, H_{mL1}, M_{mL1})$$

$$em_1 = 0$$

- **Combinación de Carga # 2: 1.2 CP+1.0 CU+1.6 CV)**

$$N_{m2} := 1.2 \cdot N_{cd} + 1.0 \cdot N_{cu} + 1.6 \cdot N_{cv}$$

$$M_{mL2} := 1.2 \cdot M_{cdL} + 1.0 \cdot M_{cuL} + 1.6 \cdot M_{cvL}$$

$$H_{mL2} := 1.2 \cdot H_{cdL} + 1.0 \cdot H_{cuL} + 1.6 \cdot H_{cvL}$$

$$N_{m2} = 990 \text{ kN}$$

$$M_{mL2} = 40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{mL2} = 24 \text{ kN}$$

$$M_{mB2} := 1.2 \cdot M_{cdB} + 1.0 \cdot M_{cuB} + 1.6 \cdot M_{cvB}$$

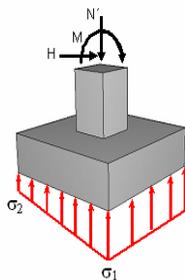
$$H_{mB2} := 1.2 \cdot H_{cdB} + 1.0 \cdot H_{cuB} + 1.6 \cdot H_{cvB}$$

$$M_{mB2} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$H_{mB2} = 0 \text{ kN}$$

$$em_2 := Exc_Cal(L, B, N_{m2}, H_{mL2}, M_{mL2})$$

$$em_2 = 0.058 \text{ m}$$



6. Peralto Rígido

$$Cl := \frac{L - lc}{2}$$

$$Cl = 0.2 \text{ m}$$

$$Cb := \frac{B - bc}{2}$$

$$Cb = 0.2 \text{ m}$$

$$drigidoL := \frac{Cl}{2}$$

$$drigidoL = 0.1 \text{ m}$$

$$drigidoB := \frac{Cb}{2}$$

$$drigidoB = 0.1 \text{ m}$$

$$drigido := \text{if}(drigidoL \leq drigidoB, drigidoL, drigidoB)$$

$$drigido = 0.1 \text{ m}$$

7. Peralto en cimientos flexibles. Criterio de PUNZONAMIENTO.

$$dpunz_1 = \begin{matrix} 0.164 \\ 0.176 \end{matrix} \text{ m}$$

$$dpunz := \max(dpunz)$$

$$dpunz = 0.176 \text{ m}$$

8. Peralto en cimientos flexibles. Criterio de CORTANTE.

ANÁLISIS DE LOS CIMIENTOS CON EL MODELO RÍGIDO CIMIENTO DE HORMIGÓN ARMADO

$$dcál := \text{if}(dpunz \geq dcort, dpunz, dcort) \quad dcál = 0.176 \text{ m}$$

$$\text{Criterio}_1 := \text{if}(dpunz \geq dcort, \text{"PUNZONAMIENTO"}, \text{"CORTANTE"})$$

$$\text{Criterio}_1 = \text{"PUNZONAMIENTO"}$$

$$dcálríg := \text{if}(dcál \leq drigido, drigido, dcál)$$

$$dcálríg = 0.176 \text{ m}$$

- Refuerzo en la dirección de L

$$AaL_{RIG_i} = \begin{matrix} 11.364 \\ 13.468 \end{matrix} \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraL_RIG}} := 16 \text{ mm}$$

$$AaL_{RIG} := \max(AaL_{RIG_i}) \quad AaL_{RIG} = 13.468 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{barraL_RIG}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraL_RIG}}, AaL_{RIG})$$

$$N_{\text{barraL_RIG}} = 7$$

$$EspL_{RIG} := \text{Espaciamiento}(B, N_{\text{barraL_RIG}}, \text{recub})$$

$$EspL_{RIG} = 11 \text{ cm}$$

$$DL_{L_RIG} := \text{DistanciaLibre}(B, N_{\text{barraL_RIG}}, EspL_{RIG})$$

$$DL_{L_RIG} = 7 \text{ cm}$$

- Refuerzo en la dirección de B

$$AaB_{RIG_i} := \text{RefRigB}(Nm_i, HmB_i, MmB_i, L, B, d_{\text{cálrig}})$$

$$AaB_{RIG_i} = \begin{matrix} 11.364 \\ 10.417 \end{matrix} \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraB_RIG}} := 16 \text{ mm}$$

$$AaB_{RIG} := \max(AaB_{RIG_i})$$

$$N_{\text{barraB_RIG}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraB_RIG}}, AaB_{RIG})$$

$$N_{\text{barraB_RIG}} = 6$$

$$EspB_{RIG} := \text{Espaciamiento}(L, N_{\text{barraB_RIG}}, \text{recub})$$

$$EspB_{RIG} = 13 \text{ cm}$$

$$DL_{B_RIG} := \text{DistanciaLibre}(L, N_{\text{barraB_RIG}}, EspB_{RIG})$$

$$DL_{B_RIG} = 7.5 \text{ cm}$$

CIMIENTO RÍGIDO-MASIVO

$$d_{\text{cálrig}} = 0.176 \text{ m}$$

$$h_{\text{RigMas}_i} := \text{PeraltoMasivoRigido}(L, B, Nm_i, HmL_i, MmL_i, HmL_i, MmL_i, d_{\text{cálrig}})$$

$$h_{\text{RigMas}_i} = \begin{matrix} 1.157 \\ 1.26 \end{matrix} \text{ m}$$

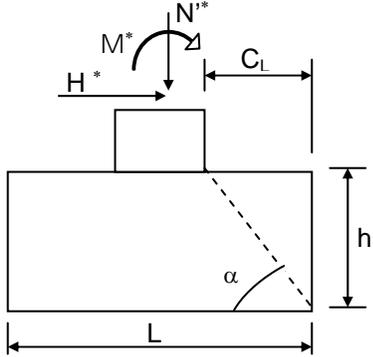
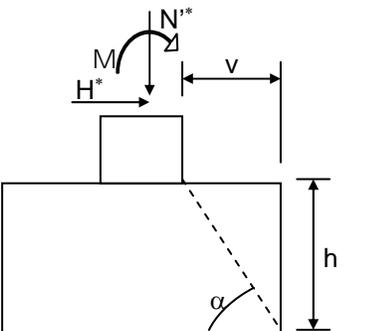
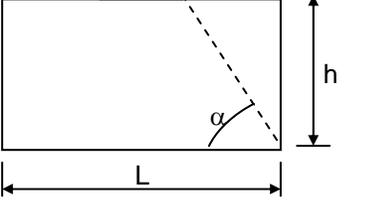
$$h_{\text{RigMas}} := \max(h_{\text{RigMas}_i})$$

$$h_{\text{RigMas}} = 1.26 \text{ m}$$

ANEXO 2.4

Resumen de criterios para definir el comportamiento del cimiento como Flexible y Rígido.

Criterios geométricos.

CODIGO	ESQUEMA	CRITERIO
NC-53-83-83		<ul style="list-style-type: none"> ▪ $h \leq C_L \rightarrow$ Cimiento Flexible ▪ $h > C_L \rightarrow$ Cimiento Rígido.
EH-98		<ul style="list-style-type: none"> ▪ $h \leq v/2 \rightarrow$ Cimiento Flexible ▪ $h > v/2 \rightarrow$ Cimiento Rígido.
ACI-318-99		<ul style="list-style-type: none"> ▪ $h_t \leq 4/5v \rightarrow$ Elemento normal ▪ $h_t > 4/5v \rightarrow$ Elemento a flexión de "gran peralte" <p>NOTA: Se trata como viga pared, considerando el pandeo lateral y una distribución no lineal de las deformaciones.</p>

<p><i>Euro Código</i></p>		<ul style="list-style-type: none">▪ $h \leq 0.667v \rightarrow$ <i>Cimiento Flexible</i>▪ $h > 0.667v \rightarrow$ <i>Cimiento Rígido</i>
---------------------------	--	---

Anexo 3.1

PRESUPUESTO DEL CIMIENTO SUPERFICIAL - CIMIENTO RIGIDO

COSTOS DIRECTOS POR EL PRECONS II (REGLON DE VARIANTES)							
CODIGO	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD	CANT.	UM	COSTOS DIRECTOS			COSTO TOTAL
				MATERIALES	MANO DE OBRA	EQUIPO	
CIMIENTO SUPERFICIAL-CIMIENTO RIGIDO							
012122	Excavacion mecanizada del foso en relleno	0.32	m ³	0	0.06	0.42	0.1536
012163	Excavacion mecanizada del foso en roca	0.16	m ³	0	0	1.47	0.2352
301102	Barras de aros poligonales hasta 5 dobleces (Ø10mm)	0.0028	t	373.84	111.81	0	1.35982
301305	Barras rectas (Ø16mm)	0.01332	t	373.84	11.01	0	5.126202
301402	Barras dobladas (Ø12mm)	0.00425	t	373.84	37.8	0	1.74947
305106	Colocacion y ensamblaje aros poligonales en pedestales (Ø10mm)	0.0028	t	5.1	191.1	0	0.54936
305301	Colocacion y ensamblaje de barras rectas o dobladas hasta Ø16mm	0.01757	t	12.95	91.97	0	1.8434444
013701	Perfilado del foso en roca blanda	3.04	m ²	0	0	1.81	5.5024
046523	Colocacion del sello de hormigon	0.064	m ³	2.3	3.09	0.62	0.38464
041324	Hormiganado del plato del cimiento	0.16	m ³	0	2.04	8.03	1.6112
311311	Encofrado del pedestal	0.8	m ²	6.68	2.47	0	7.32
042325	Hormiganado del pedestal	0.08	m ³	0	1.91	7.49	0.752
014211	Rehincho y compactacion manual	0.24	m ³	4.28	5.05	1.28	2.5464
	Suministro de Hormigon	0.24	m ³	103.39			24.8136
	Suministro de Acero	0.02037	t	5813.06			118.4120322
	TOTAL						172.3593686

Anexo 3.2

PRESUPUESTO DEL CIMIENTO RIGIDO MASIVO

COSTOS DIRECTOS POR EL PRECONS II (REGLON DE VARIANTES)							
CODIGO	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD	CANT.	UM	COSTOS DIRECTOS			COSTO TOTAL
				MATERIALES	MANO DE OBRA	EQUIPO	
CIMIENTO RIGIDO MASIVO							
012122	Excavacion mecanizada del foso en relleno	0.32	m ³	0	0.06	0.42	0.1536
012163	Excavacion mecanizada del foso en roca	0.704	m ³	0	0	1.47	1.03488
301102	Barras de aros poligonales hasta 5 dobleces (Ø10mm)	0.0016	t	373.84	111.81	0	0.77655435
301403	Barras dobladas (Ø16mm)	0.0063	t	373.84	19.8	0	2.479932
305106	Colocacion y ensamblaje aros poligonales en pedestales (Ø10mm)	0.0016	t	5.1	191.1	0	0.3137238
305301	Colocacion y ensamblaje de barras rectas o dobladas hasta Ø16mm	0.0063	t	12.95	91.97	0	0.660996
013701	Perfilado del foso en roca blanda	5.76	m ²	0	0	1.81	10.4256
046523	Colocacion del sello de hormigon	0.064	m ³	2.3	3.09	0.62	0.38464
041324	Hormiganado del plato del cimiento	0.832	m ³	0	2.04	8.03	8.37824
311311	Encofrado del pedestal	0.48	m ²	6.68	2.47	0	4.392
042325	Hormiganado del pedestal	0.048	m ³	0	1.91	7.49	0.4512
014211	Rehincho y compactacion manual	0.144	m ³	4.28	5.05	1.28	1.52784
	Suministro de Hormigon	0.88	m ³	103.39			90.9832
	Suministro de Acero	0.0079	t	5813.06			45.923174
	TOTAL						167.8855802

Anexo 3.3
PRESUPUESTO DEL CIMIENTO SOBRE PILOTES CORTOS

COSTOS DIRECTOS POR EL PRECONS II (REGLON DE VARIANTES)							
CODIGO	DESCRIPCION DE ACTIVIDAD	CANT.	UM	COSTOS DIRECTOS			COSTO TOTAL
				MATERIALES	MANO DE OBRA	EQUIPO	
	<i>PILOTES CORTOS</i>						
301101	Barras de aros poligonales hasta 5 dobleces (Ø6mm)	0.00214	t	409.94	191.21	0	1.286461
301303	Barras rectas (Ø12mm)	0.00716	t	373.84	13.64	0	2.77319436
305105	Colocacion y ensamblaje aros poligonales en pedestales (Ø6mm)	0.00214	t	5.1	356.53	0	0.7738882
305323	Colocacion y ensamblaje de barras rectas (Ø12mm)	0.00716	t	7.85	29.15	0	0.264809
025111	Hormigando en suelo duro hasta 7m diametro	1.01	m ³	0	0.62	97.55	99.1517
	Suministro de Hormigon	1.01	m ³	103.39			104.4239
	Suministro de Acero	0.0093	t	5813.06			54.04401882
						TOTAL	262.7179714