

CAPITULO I

DISEÑO TEORICO METODOLOGICO

1.1.- INTRODUCCIÓN

Primeramente como introducción al tema especificaremos los términos usados en el título del presente proyecto de grado.

Predicción.- es una expresión que anticipa aquello que, supuestamente, va a suceder. Se puede predecir algo a partir de conocimientos científicos, relevaciones de algún tipo, hipótesis o indicios. En este caso particular para el asentamiento de suelos granulares mediante una fórmula semi empírica.

Todo suelo debe ser identificado, clasificado antes de ser sometido a un ensayo, los suelos granulares:

Son los suelos que no poseen ninguna cohesión, y consisten en piedras, gravas, arenas y limos.

Los factores que intervienen en la formación de los suelos granulares podríamos resumirlos en los siguientes:

- a) Materia de origen, o roca madre, de la cual se ha originado el suelo;
- b) el agua;
- c) la topografía del lugar;
- d) el clima de la región;
- e) la Temperatura;
- f) los organismos existentes, y
- g) el ser humano.

Cuando actúa una carga vertical sobre la superficie del terreno, se presenta **el asentamiento**, esto no es del todo sorprendente porque, como se sabe por mecánica, el esfuerzo provoca deformación y la aplicación de la carga provoca desplazamiento. Se debe recordar, sin embargo, que el suelo se puede asentar por razones diferentes a las cargas externas:

- 1 – Consolidación por su propio peso.
- 2- Desecación natural o debido a algún proceso industrial.
- 3- Inundaciones.
- 4- Ataque químico.
- 5- Descomposición orgánica natural o a causa de algún agente externo.
- 6- Hundimiento regional provocado por el bombeo de agua.
- 7- Sismos, voladuras o vibraciones.
- 8- Alivio de esfuerzos por excavación o construcción de un túnel en la vecindad.
- 9- Bombeo de agua para alguna construcción cercana.
- 10- Movimientos tectónicos.
- 11- Erosión subterránea o derrumbes.

El asentamiento provocado por las cargas superficiales, se atribuye tradicionalmente a las causas siguientes:

Asentamiento inicial.- Se debe al cambio en los esfuerzos cortantes en la masa de suelos, esta deformación es análoga a la flexión de una viga, ocurre con rapidez, el volumen del cuerpo que soporta la carga permanece virtualmente inalterado. A medida que el área cargada se asienta, la superficie alrededor de ésta se eleva en una cantidad que equilibra el volumen de hundimiento.

Compresión inmediata.- También conocida como “compresión inicial”, se observa en los suelos no saturados debida a una reducción rápida del volumen de vacíos. Los esfuerzos a la compresión la provocan y va acompañada por un rápido incremento de los esfuerzos efectivos. En los suelos parcialmente saturados, al aumentar la compresión, el grado de saturación se incrementa y cuando alcanza casi el 90%, pueden aumentar las presiones en el agua de los poros, estas presiones de poro harán que se reduzca la compresión posterior y se incrementen los esfuerzos efectivos, cuando la compresión es lenta, de modo que su velocidad tiene un significado práctico, se conoce como “consolidación”.

Compresión o consolidación primaria.- Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables, es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen. A medida que avanza la consolidación, se disipan las presiones de poro, la consolidación primaria comienza justo después de la compresión inicial y termina, por definición, cuando las presiones de poro son insignificantes.

Compresión o consolidación secundaria.- La causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes, esta fase comienza cuando las presiones de poro se vuelven aproximadamente cero y se supone que continúa para siempre. Se debe a la deformación lenta de los contactos entre las partículas de arcilla que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema de esfuerzos principales desiguales, sin embargo, *se cree que las arenas y otros suelos granulares no están sujetos a consolidación secundaria.*

Las cuatro se pueden predecir como entidades separadas mediante estimaciones y luego sumarlas para tener el gran total. La relación entre el movimiento del suelo y la estabilidad de las estructuras asociadas a éste, es bastante compleja, primero que nada, existen diferentes mecanismos que puedan producir movimientos en el suelo y además hay muchos tipos de estructuras, cada una con un diferente potencial para resistir el movimiento de la masa del suelo o ser afectadas por la misma. Es importante estar conscientes que las condiciones de un suelo pueden cambiar, algunas veces en alto grado, desde antes de la construcción, durante e incluso después de ésta, la predicción de tales cambios representa la tarea más difícil para el proyectista. Existen métodos por medio de los cuales se pueden estimar el grado y el ritmo del asentamiento de los cimientos, (para asentamientos en suelos granulares se trabaja con la máxima carga permisible) debido a ciertos mecanismos, estas estimaciones resultan bastante confiables siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo:

- a) Sean una representación razonable de las condiciones reales.
- b) Tengan probabilidad de persistir a lo largo del período de vida de la obra.

Métodos semi empírico.- Como su nombre lo dice ("semi-empírico"), este método contiene una parte basada en teoría y una parte basada en datos obtenidos experimentalmente (laboratorio). La simplificación introducida en el nivel semiempírico consiste en suponer que el comportamiento experimental depende exclusivamente de la base teórica y las fórmulas están basadas para la aplicación de la misma.

Así se introduce el concepto que tiene cada una de las partes del título del proyecto viendo la correlación que tiene uno del otro y entendiendo mejor a que se refiere el tema.

1.2. JUSTIFICACION

La elaboración del proyecto va en pro de la población además del beneficio de evitar posibles fallas constructivas y distorsiones humanas como también contribuye a la ingeniería civil a seguir en el camino de la mejora constructiva y el análisis profundo en las características de los suelos previo a la ejecución de algún proyecto.

Si bien lo que más se estudia son los asentamientos en suelos cohesivos (arcillosos) que tienen una deformación considerable a largo plazo no se toma en cuenta que en suelos granulares la deformación es más grande en un tiempo mucho más corto es por esto que se debe tener mucho cuidado y amerita un estudio investigativo para evitar o predecir dichos asentamientos para tomar las precauciones necesarias.

Debido a que no existen métodos racionales sencillos para la estimación o predicción de asentamientos, se han desarrollado una serie de métodos, como ser el método semi empírico.

1.3.- SITUACION PROBLEMICA

Si bien se hacen los análisis de asentamientos, la mayoría de los libros estudian a los mismos pero en suelos cohesivos, donde ya existen metodologías diversas que se enfocan en este análisis.

Los asentamientos en suelos cohesivos, son pequeños pero que ocurren a lo largo de muchos años, es decir se pueden predecir asentamientos durante el primer año, los cinco, diez hasta veinte años, esta predicción revela que los asentamientos causan fallas en las estructuras que son de mucha importancia y que son necesarias estudiarlas para prevenir dentro de un potencial cálculo estructural todos los movimientos.

El asentamiento en suelos granulares, poco estudiados, pero que son también de mucha importancia, ya que ocurren en tiempos muy cortos, pero que son de magnitudes considerables y que merecen ser estudiados -algunos asentamientos ocurren de inmediato- pero pese ser cortos muchas veces son mayores de los que ocurren en suelos arcillosos.

La ciudad de Tarija, tiene todo tipo de suelos, en su mayoría suelos cohesivos, pero su conformación en depósitos en muchas zonas, estos se encuentran en capas delgadas, por lo que en una excavación superficial casi siempre encuentras un estrato de suelo granular y que hay que estudiar, ya que se confirma asentamientos de buena magnitud en construcciones realizadas en zonas bien identificadas de la ciudad.

Esta confirmación hace necesario el estudio técnico de los asentamientos en suelos granulares, bajo las construcción correspondientes.

1.3.1.- PROBLEMA

El subsuelo de la ciudad de Tarija, contiene un estrato de suelo granular y pese a ello se observan asentamientos considerables que causan confusión, ya que existe la creencia de que si el suelo es granular este no sufrirá asentamientos, siendo los resultados diferentes a los estimados. El suelo granular tiene asentamientos instantáneos de magnitud considerable.

¿Se pueden evitar los asentamientos repentinos en suelos granulares, mediante un estudio basado en un método semi-empírico?¹

1.4.-OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar en la ciudad de Tarija una zona donde predomine el suelo granular y hacer el estudio necesario en la misma donde se cree que podrían elaborarse construcciones de gran magnitud, para un análisis de la estimación de asentamientos que se encuentre basado fundamentalmente en un método semiempírico, que se adecue a la zona y que proponga una técnica de mejora a considerar por los ingenieros en el diseño de las obras civiles.

1.4.2.- OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar la zona donde se efectuará el estudio apropiado, señalando la zona general, sub-zonas de la misma, los puntos y los pozos que las componen.
- Idealizar una estructura de 1-2-4-6-8-10 plantas utilizando el programa de CYPECAD, para calcular sus asentamientos en cada zapata, mediante el método semiempírico escogido (SCHMERTTMAN).
- Adecuar las dimensiones de las zapatas iniciales, para obtener asentamientos no diferenciales en cada planta determinando un valor porcentual del área incrementada en función al área inicial.
- Hacer un análisis comparativo entre las sub zonas y zona en general de características tales como asentamientos iniciales, asentamientos corregidos, niveles freáticos, esfuerzos admisibles, dimensiones iniciales, dimensiones corregidas, áreas iniciales, áreas incrementadas, gráficas, profundidades de cimentación, para luego hacer el análisis de ventajas y desventajas de los resultados obtenidos.

¹ *Pregunta a realizarse en el presente proyecto resultado del problema en análisis.*

1.5.- HIPOTESIS

“Si se hace el análisis de asentamientos en suelos granulares mediante método semi empírico entonces se podrá evitar los asentamientos repentinos en suelos granulares”.²

1.6.- DISEÑO METODOLOGICO

1.6.1.-METODO (ANALITICO – DESCRIPTIVO)

El método que se realizará en el presente proyecto será el analítico-descriptivo en el cual se harán bastantes observaciones en el comportamiento de los suelos granulares de diferentes lugares en una determinada zona con distintas acciones de carga utilizando fórmulas sustentadas en teorías científicas, analizando y comparando los resultados para tener la mejor opción para concretizar los cálculos, resultados y recomendaciones.

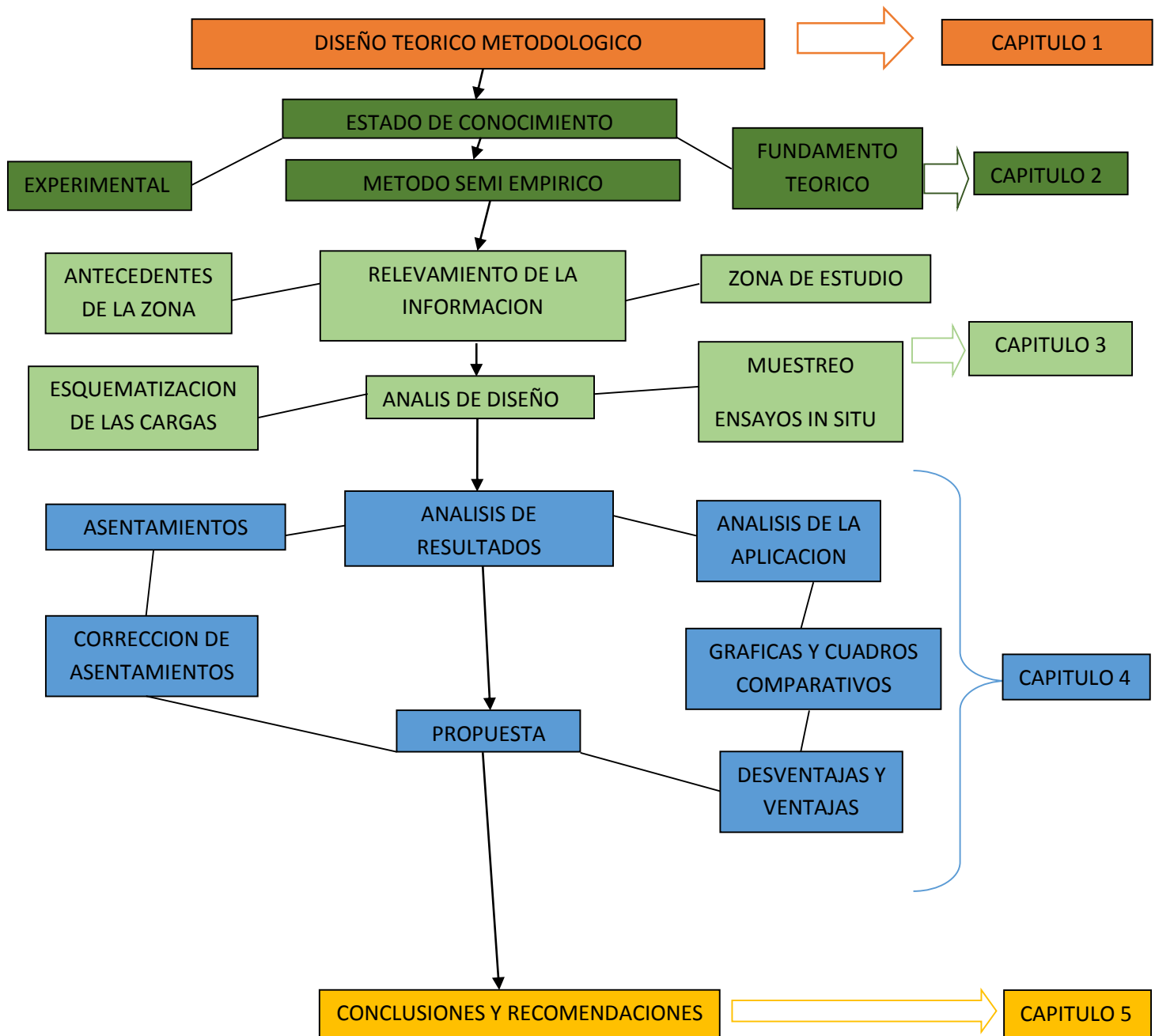
1.6.2.-MEDIOS

Los medios a utilizarse van a ser el laboratorio de suelos disponible en la universidad y tanto así como en los diferentes laboratorios disponibles en la ciudad si es necesario, ensayos in situ, uso de software, libros de investigación, internet, material de muestra de los lugares donde se efectuara el estudio, consultas a ingenieros más entendidos en la materia, corroboración y corrección de ensayos de laboratorio, maquinaria para excavaciones, gente de apoyo para el uso de SPT, cámara fotográfica para certificación y apoyo en todo el transcurso de la elaboración del proyecto.

² Respuesta a la pregunta efectuada en la nota 1

1.7.- ESQUEMA LOGICO ESTRUCTURAL

Cuadro 1.1.- Esquema lógico estructural



Fuente.- Propia

1.8.-TECNICAS

Asentamiento de suelo arenoso:

(Uso del factor de influencia de la deformación unitaria).El asentamiento de suelos granulares también se evalúa usando un factor de influencia semi empírico propuesto por Schmertmann y Hartman. De acuerdo con este método, se requiere primero la evaluación de la variación aproximada del **módulo de elasticidad**³ con la profundidad. La evaluación se hace con los números de penetración estándar o resistencias de penetración de cono. El estrato de suelo se divide en varias capas y se calcula el asentamiento de cada una. La suma de los asentamientos de todas las capas es igual al asentamiento total.

Ec.1 1.- Fórmula de asentamiento por método Schmertman

$$\delta = C_1 * C_2 * \Delta p * \sum_0^{2 \text{ o } 4B} \left(\frac{I_z}{E} \right) * \Delta z$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

1.8.1.-Método SHCHMERTMAN:

Factor empírico por profundidad:

Ec.1 2.- Factor Empírico por profundidad

$$C_1 = 1 - 0,5 * \left[\frac{p'_o}{\Delta p} \right]$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Factor empírico por

deformación lenta:

Ec.1 3.- Factor Empírico por deformación lenta

$$C_2 = 1 - 0,2 * \log_{10} \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

t.- periodo en años para el cual

el asentamiento debe calcularse

E.- Modulo de elasticidad

Ec.1 4.- Correlación Módulo de elasticidad con resistencia de cono

$$\text{Tridimensional } E = 2,5 * q_c$$

Fuente.-Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

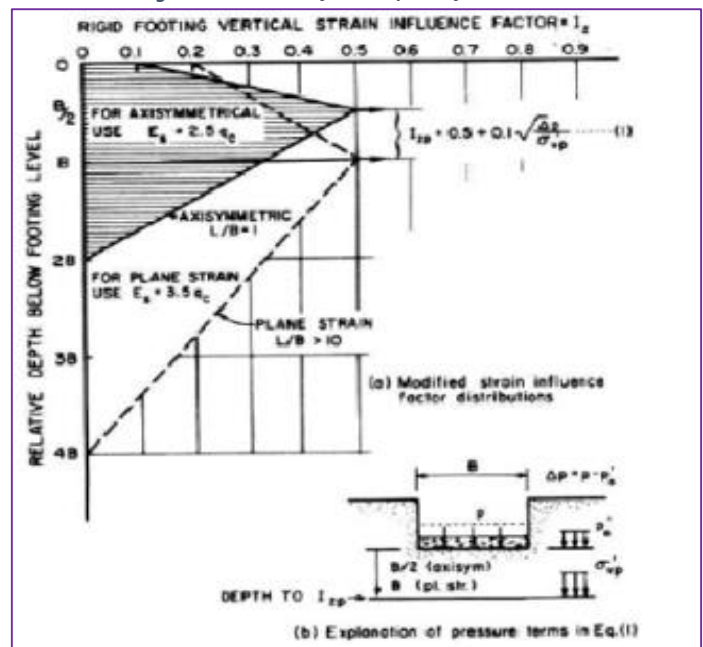
q_c (cono) – Si se usa SPT



$$q_c = 4 * N_{SPT} \text{ según Mayerhof.}$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Fig 1.1.- Factor de Influencia por Deformación Iz



Fuente.- Ingeniería de Fundaciones; Autor Tomlinsom

Ec.1 5.- Correlación resistencia de cono con N° de golpes SPT

³ Parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico al aplicarle una fuerza.

CAPITULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO

2.1.- ANTECEDENTES HISTORICOS SOBRE ASENTAMIENTOS

Si hacemos una retrospectiva sobre escritos antiguos de construcciones por romanos, egipcios y mayas, se tiene ya una clara evidencia de la importancia que le daban a las obras de tierra y sobre la tierra. Cabe recalcar construcciones como ser la dinastía Chou de China (3000 años antes de Cristo), daban instrucciones claras de cómo hacer los caminos y los puentes, además se puede citar la **Gran Muralla China, las pirámides de Egipto, las pirámides de Chichén Itza** y otras enormes y notables obras que hoy contemplamos con admiración, son ejemplos claros de los conocimientos que se tenían en la antigüedad.

Figura 2.1.- Gran Muralla china



Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

Figura 2.2.- Pirámides de Chincen Itza



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz

Figura 2.3.- Pirámides de Egipto



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz

Pirámides de Egipto

Asimismo, en Egipto hace 2000 años antes de Cristo ya se utilizaba la piedra de construcción para cilindros de estructuras pesadas erigidas sobre suelos suaves. La superficie exterior del cilindro era alisada para que presentara poca resistencia a la penetración lo que indica que ya tenían nociones acerca de la fricción y rozamiento, así que los romanos y egipcios ya ponían atención a ciertas propiedades de los suelos en estabilidad de cimentaciones.

*El proyecto se enfoca en asentamientos de cimentaciones y es importante saber la historia de los mismos.¹

Asociadas a siglos pasados se encuentran obras construidas sobre suelos comprensibles que han tenido hundimientos (**asentamientos**) fuertes bajo cargas de catedrales, torres y campanarios. Podemos citar como ejemplos:

El Domo de Konigsberg, en Prusia, cimentado sobre una capa de suelo orgánico en el año 1330, capa que descansa sobre otra de 18 m de limo arcilloso, cuya consolidación gradual y continua no ha podido terminar, teniendo ya más de 5m de asentamiento.

Figura 2.4.- El Domo de Konigsberg



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz

La Torre de Pisa en 1174 comenzó a ladearse al construirse la tercera galería de las ocho que tiene la estructura los trabajos se detuvieron para modificar los planos y luego se terminó la torre de 55 m de alto en 1350. Ya en 1910 la torre en su punto más alto tenía un desplome de 5 m. La investigación del subsuelo muestra que la estructura fue cimentada sobre una corona de concreto sobre una capa de arena de 11m de espesor, la cual descansa sobre una capa de arcilla de 8m de grueso la cual se ha ido consolidando gradualmente debidos a las presiones transmitidas por la estructura la cual se denomina hoy en día como la torre inclinada de pisa.

Figura 2.5.- La Torre de Pisa



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz

¹ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

*Los asentamientos vistos son por consolidación lo que indica que el suelo cohesivo tuvo un asentamiento gradual en el tiempo lo que diferencia con el presente proyecto, el cual estudia los asentamientos inmediatos sobre suelos no cohesivos.²

En Venecia, Italia el Rialto, un puente en arco simple construido en 1591 es ejemplo de cimentación sobre suelo suave y pantanoso.



Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

Otra obra asociada a cuidados de cimentaciones vendría a ser en siglo XVII el famoso mausoleo Taj-Mahal en India, que comenzó en 1632 y terminó en 1650, este mausoleo necesitó cuidados especiales en su cimentación debido a su



Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

proximidad al río, por lo que emplearon cilindros de mampostería hundidos en suelo a intervalos cercanos para que el mausoleo descansara en una firme cama.

A partir de los siglos XVII y XVIII se volvió a tomar interés sobre el estudio del suelo fue aquí que aparecieron renombrados autores que aportaron a los estudios de los suelos.

“Es necesario ponderar lo evidente para poder predecir lo probable y tomar decisiones adecuadas”³

² Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

³ Crespo Villalaz ; Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Crespo Villalaz (pag.16)

* Desde tiempos remotos hasta la actualidad se siguen estimando o prediciendo resultados lo que corrobora la palabra “predicción” en el proyecto ya que son estimaciones que tratan de llegar al resultado más confiable en función a datos obtenidos en campo y en laboratorio.⁴

2.2.-MECANICA DE SUELOS

2.2.1.-GENERALIDADES

Mecánica de suelos es la rama de la Mecánica que trata la acción de las fuerzas sobre la masa de suelos.

*Precisamente lo que observará en el proyecto al ejercer fuerza sobre las zapatas y las mismas se transmitan al suelo.⁵

Recientemente se han incorporado la terminología de “**Geotecnia**”⁶ e “Ingeniería Geotécnica” donde se están tomando en cuenta principios y aplicación de Mecánica de suelos, Geología y Mecánica de Rocas

* Es necesario conocer la geología del terreno en cual se emplazará el proyecto y obtener un perfil geotécnico de la zona en estudio.⁷

Hoy en día los ingenieros tiene que ser conscientes de la importancia que tiene el estudio de las condiciones del subsuelo cuando se diseñan estructuras de cierta importancia, ya que con ello se conlleva dos cosas: *Seguridad y economía.*

“Quien solo conoce la teoría de la Mecánica de los Suelos y carece de experiencia práctica, puede ser un peligro público”⁸

⁴ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

⁵ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

⁶ Es la rama de la Ingeniería civil e ingeniería geológica que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales provenientes de la Tierra

⁷ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

⁸ Dr. Karl V. Terzaghi ; Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Autor Crespo Villalaz (pag.17)

2.2.2.-TIPOS DE SUELOS

De acuerdo con el origen de sus elementos los suelos se dividen en dos grandes grupos: *Suelos de origen*, se da por desintegración física o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos y los otros serán los suelos orgánicos.

En suelos orgánicos son muy normal las zonas pantanosas donde la vegetación acuática llega a formar depósitos de gran espesor de poco peso cuando están secos y tienen color café oscuro.

GRAVAS

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son por lo tanto, redondeadas. Como material suelto *suele encontrarse en lechos de ríos*, en los márgenes y en los conos de deyección de ríos. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7,62 cm (3") hasta 2mm.

ARENAS

La arena es el nombre que se le da a los minerales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas y cuyas partículas varían entre 2mm y 0,05 mm de diámetro.

Las arenas con las gravas suelen encontrarse en un depósito, *la arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Si se le aplica una carga en su superficie se comprimen casi de manera instantánea.*

* Asentamiento inmediato.⁹

LIMOS

Los limos son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras o limo orgánico, como el que suele

⁹ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de los limos esta entre 0,05mm y 0,005mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. La permeabilidad de los limos es muy baja y su compresibilidad es muy alta, son considerados muy pobres para cimentar.

ARCILLAS

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con menor diámetro de 0,005mm y su masa tiene la propiedad de volverse plástica al mezclarse con agua. Algunas entidades consideran arcillas a partículas menores a 0,002 mm.

Las arcillas son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicarles una carga en su superficie se contraen lentamente. (Consolidación)

*Lo contrario con suelos granulares que su compresión es inmediata.¹⁰

Cuadro 2.1.- Sistema de Clasificación Unificado y AASHTO

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm
	Arena: 4.75 mm a 0.075 mm
	Limo y arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm
	Arena: 2 mm a 0.05 mm
	Limo: 0.05 mm a 0.002 mm
	Arcilla: <0.002 mm

Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos: Autor Braja M.Das

2.2.3.- SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

Una característica que diferencia a los suelos es la cohesión.

Debido a ella los suelos se clasifican en “cohesivos” y “no cohesivos”.

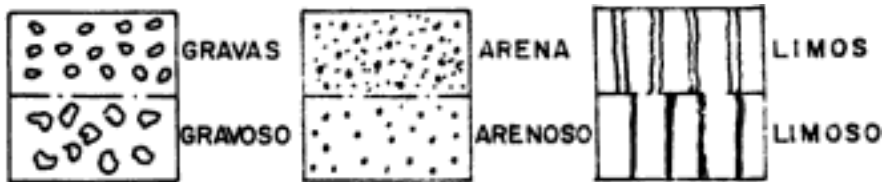
¹⁰ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas.

Los **suelos no cohesivos** son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.

Mostramos en las siguientes figuras símbolos empleados para representar a los suelos:

Figura 2.8.- Nomenclaturas de suelos



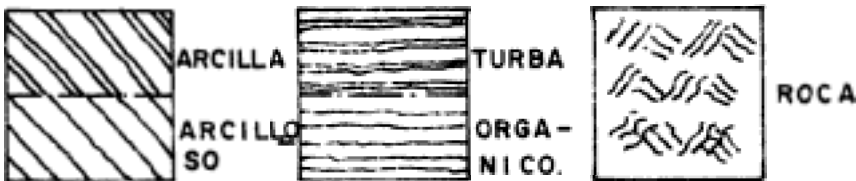
G R A V A S

A R E N A S

L I M O S

Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos: Autor Braja M.Das

Figura 2.9.- Nomenclaturas de suelos (2)



Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos Autor Braja M.Das

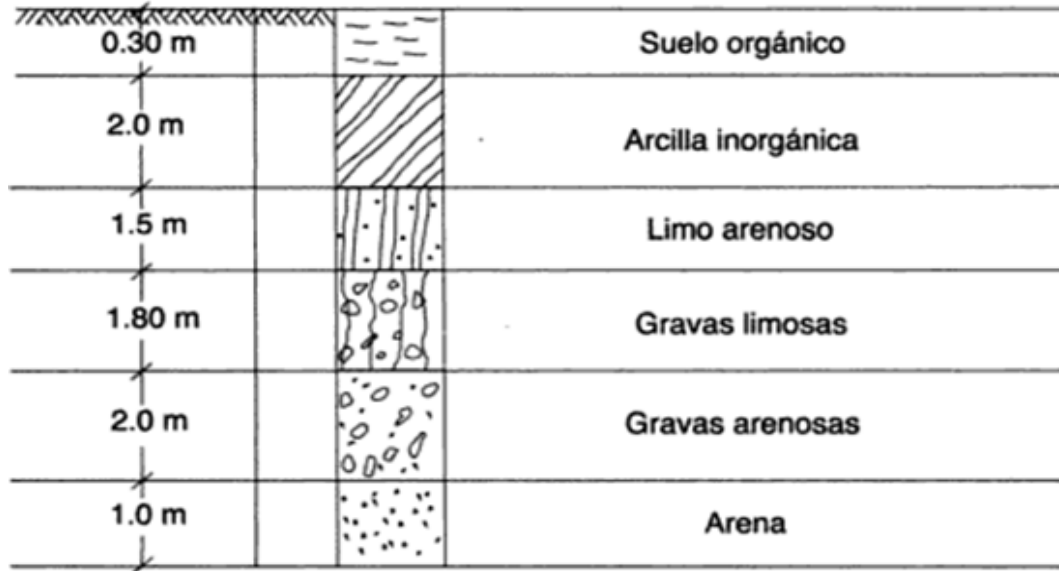
CON LOS SIMBOLOS ANTERIORES SE PUEDEN HACER COMBINACIONES COMO;

Figura 2.10.- Combinaciones de símbolos



Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos; Autor Braja M.Das

Figura 2.11.- Estratigrafía de un sondeo



Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos; Autor Braja M.Das

2.3- PROCEDIMIENTO PARA MUESTREO DE SUELO

Se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo durante una exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las “*muestras alteradas*”¹¹ pero representativas generalmente se usan para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

- 1) Análisis granulométrico
- 2) Determinación de los límites líquido y plástico
- 3) Peso específico de los sólidos del suelo (aparente)
- 4) Determinación del “contenido orgánico”¹²
- 5) Clasificación del suelo

* En el caso del proyecto utilizaron muestras alteradas.¹³

¹¹ Es aquella muestra que está constituida por material disgregado o fragmentado en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de estructura y humedad in situ

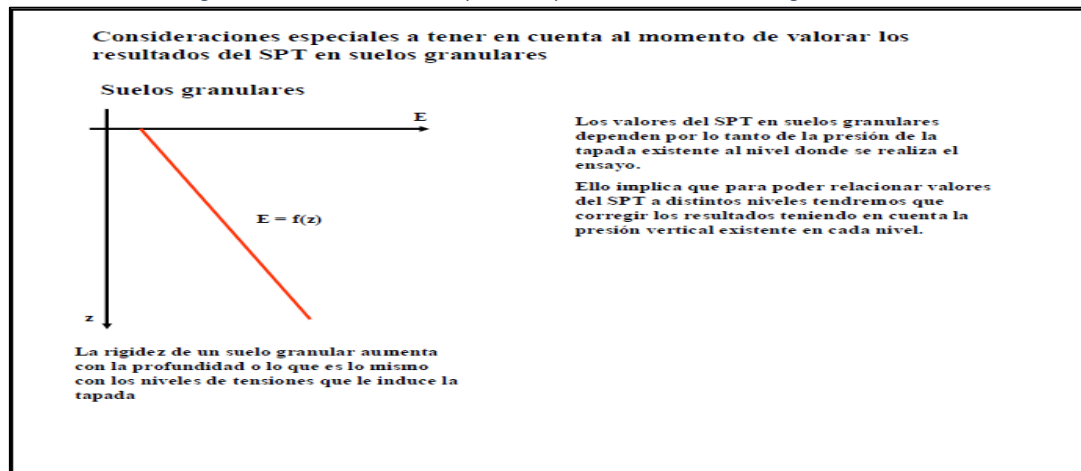
¹² Es el producto de la descomposición química de las excreciones de animales y microorganismos, de residuos de plantas o de la degradación de cualquiera de ellos tras su muerte.

¹³ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

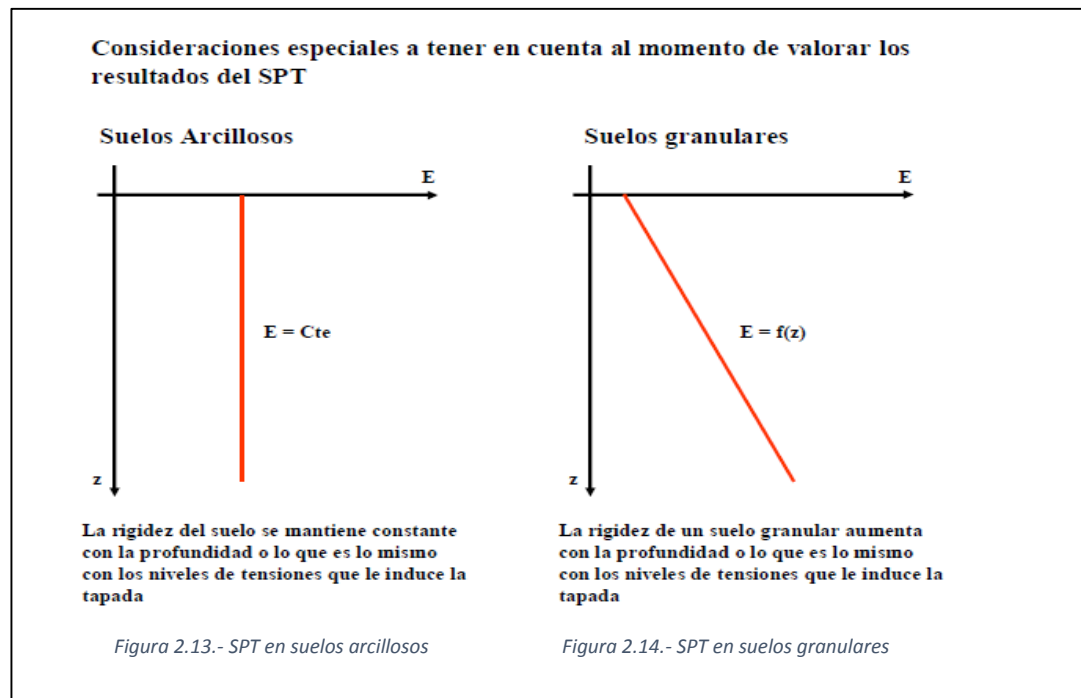
* El contenido orgánico debido a que es una capa delgada dentro de la zona de estudio no lo evaluaron en el proyecto.¹⁴

2.4.-CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LOS ENSAYOS DE SPT EN SUELOS GRANULARES

Figura 2.12.- Consideraciones importantes para evaluar SPT en suelos granulares



Fuente.- http://virtual.urbe.edu/librotexto/622_1_DEL_1/indice.pdf



Fuente.- http://virtual.urbe.edu/librotexto/622_1_DEL_1/indice.pdf

¹⁴ Univ. Salinas López, Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

2.5.- RELACION ENTRE EL VALOR DE N DE LA PRUEBA DE PENETRACION NORMAL Y LA RESISTENCIA A LA PENETRACION q_c DEL CONO HOLANDES

Cuadro 2.2.- Relaciones de valores del SPT

N_{corr}	En arenas		ϕ Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	Descripción	Compacidad relativa		
0 — 4	Muy floja	0 — 15 %	28°	100
5 — 10	Floja	16 — 35 %	28 — 30	100 — 250
11 — 30	Media	36 — 65 %	30 — 36	250 — 500
31 — 50	Densa	66 — 85 %	36 — 41	500 — 1000
> 50	Muy densa	86 — 100 %	> 41	> 1000

Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos; Autor Braja M.Das

Cuadro 2.3.- Relación SPT con “ q_c ”

Tipo de suelo	$\frac{q_c}{N}$ (kg/cm ²)	$\frac{q_c}{N}$ (ton/pie ²)
Arena y limo	1.5 a 3.5	1.5 a 3.5
Arena fina a media	3.5 a 5.0	3.5 a 5.0
Arena gruesa	5.0 a 7.5	5.0 a 7.5
Grava	7.5 a 15.0	7.5 a 15.0

Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos; Autor Braja M.Das

Cuadro 2.4.- Relación SPT con q_c (2)

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas de limo y arena con algo de cohesión	2.00
Arenas limpias finas a medias y arenas algo limosas	3.00 — 4.00
Arenas gruesas y arenas con algo de gravas	5.00 — 6.00
Gravas y gravas arenosas	8.00 — 10.00

Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

- q_c está en kg/cm² y N es el número de golpes del SPT.

*En el proyecto toman un valor establecido por Mayerhof el cual sugiere “ $Q_c=4N$ ” este es un valor que se utiliza y se aplica en muchos libros así que da la confiabilidad para su utilización.¹⁵

¹⁵ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

2.6.- CONCEPTO DE ESFUERZO EFECTIVO

Primeramente definiremos que es la presión de poro en un suelo (u) que es un volumen dado de suelo, las partículas de sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas, los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos como se ilustra en la figura 2.18. Este valor lo utilizamos para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos¹⁶, la capacidad de carga de cimentaciones, estabilidad de taludes. Los ingenieros deben conocer la naturaleza de la distribución de esfuerzos de un suelo a lo largo de una sección transversal dada su **estratigrafía**¹⁷

Es decir que fracción de esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cual es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo.

A esto se denomina *presión efectiva*.

Fuente.- Ingeniería Geológica; Autor Luis Gonzales de Vallejo

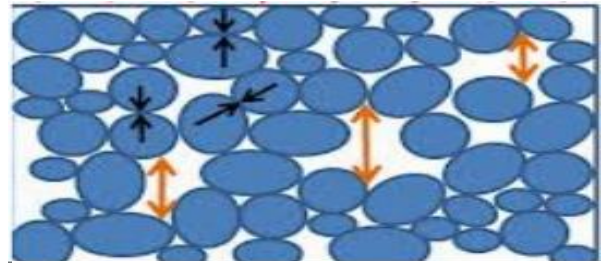


Figura 2.15.- Esfuerzo efectivo

Figura 2.16.- Carga en el suelo



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

Figura 2.17.- Estratigrafía



Fuente.- Ingeniería Geológica
Autor Luis Gonzales de Vallejo

Figura 2.18.- Presión de poro-Esfuerzo de sobrecarga y esfuerzo efectivo



Fuente.- Ingeniería Geológica; Autor Luis Gonzales de Vallejo

¹⁶ Parte superficial de la corteza terrestre, biológicamente activa, que proviene de la desintegración o alteración física y química de las rocas y de los residuos de las actividades de seres vivos que se asientan sobre ella.

¹⁷ Rama de la geología que trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias estratificadas, y de la identificación, descripción, secuencia, tanto vertical como horizontal; cartografía y correlación de las unidades estratificadas de rocas.

2.7.- CONCEPTO DE MODULO DE ELASTICIDAD

Toda tensión induce una deformación. Tal vez esta máxima de la mecánica de medios continuos se nos asemeje hoy una obviedad, pero no siempre ha sido así. En la antigüedad se consideraba que los sólidos eran indeformables (Euclides) al igual que los líquidos (Arquímedes).

Las leyes de equilibrio del sólido se basan precisamente en asumir su no deformabilidad.

No es hasta el siglo XVII cuando, surgido el concepto de presión debido a Pascal, aparece el concepto de deformación de un cuerpo sólido. Robert Hooke (1635-1703) científico pluridisciplinar y uno de los fundadores de la Royal Society de Londres, postuló los fundamentos de la mecánica de los sólidos deformables cuando, siendo solo un ayudante de Robert Boyle, estableció un modelo que relacionaba la tensión ejercida sobre un muelle y su deformación, y que puede extenderse a cualquier cuerpo considerado elástico.

De hecho, el concepto elasticidad se aplica, en consecuencia, a los cuerpos para los que se verifica una relación de proporcionalidad directa, constante y lineal entre la **tensión**¹⁸ a que se les somete y la **deformación**¹⁹ que experimentan.

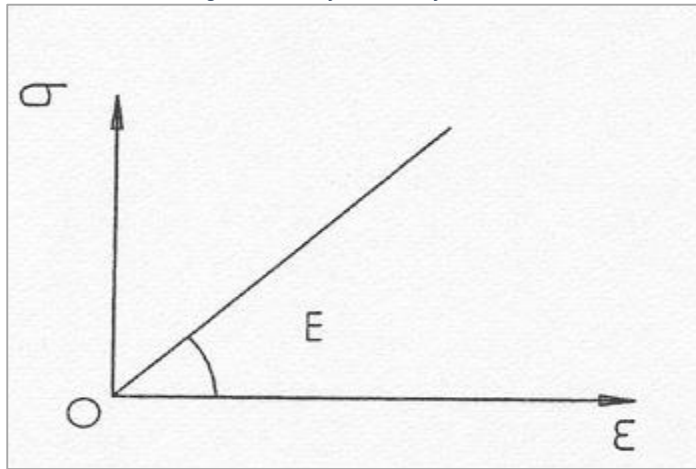
2.7.1.- MÓDULO DE YOUNG Y COEFICIENTE DE POISSON

La ley de elasticidad de Hooke o ley de Hooke, originalmente formulada para casos del estiramiento longitudinal, establece que el alargamiento unitario (ϵ) que experimenta un material elástico es directamente proporcional a la fuerza aplicada F:

¹⁸Es la fuerza interna aplicada, que actúa por unidad de superficie o área sobre la que se aplica aumentando su elongación.

¹⁹ Es el cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo.

Figura 2.19.- Esfuerzo Vs deformación



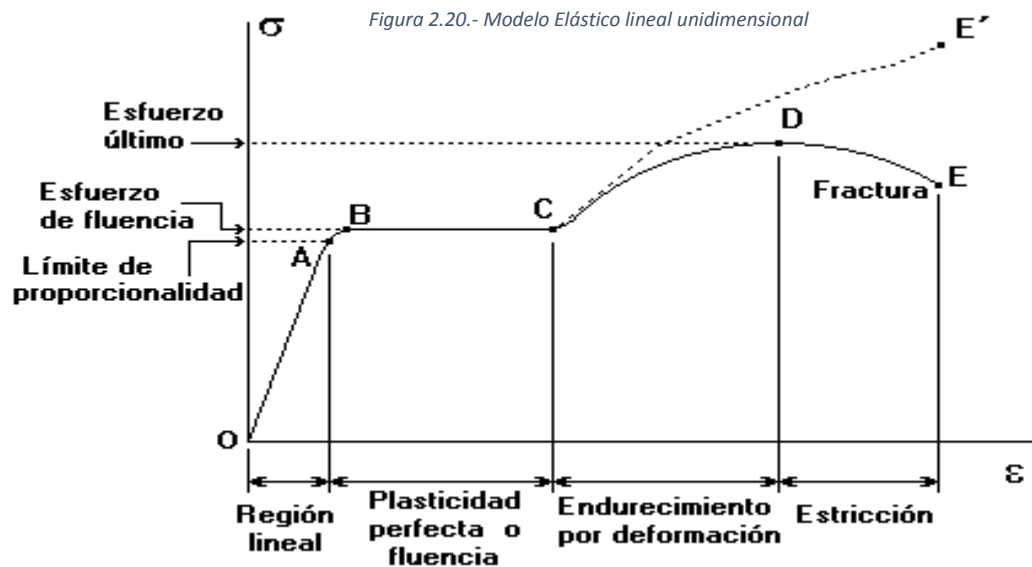
Ecuación 2.1.- Deformación Unitaria

$$\epsilon = \frac{\delta}{L} = \frac{F}{AE}$$

Fuente.-- Ing. De Cimentaciones
Autor Delgado Vargas

Fuente.- Ingeniería de Cimientos; Autor Delgado Vargas

Siendo δ el alargamiento, L la longitud original, E el módulo de Young (característica intrínseca del material), y A la sección transversal de la pieza estirada. La ley se aplica a materiales elásticos hasta un límite, el denominado límite elástico. Más allá de la tensión a la cual corresponde dicho límite (punto A del siguiente gráfico) deja de cumplirse el criterio de proporcionalidad lineal entre la presión ejercida y la consecuente deformación.



Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimientos; Autor Braja M.Das

El módulo de deformación (E) fue definido por el matemático inglés Thomas Young (1773-1829) para explicar el papel de la elasticidad de las arterias en la circulación de la sangre.

El módulo de Young no basta, sin embargo, para definir completamente un material que se comporta según la “**elasticidad lineal**”.²⁰ Tomando el paradigma de un hilo sometido a tensión, el hilo se alarga estrechándose al tiempo; si se asume que no hay variación del volumen total, la magnitud de esa deformación diametral es proporcional al alargamiento relativo de forma que:

$$\frac{d\phi}{\phi} = \nu \frac{dl}{l} \quad \nu = - \frac{d\phi}{dl}$$

Ecuación 2.2.- coeficiente de Poisson
Fuente.- Ing. De Cimentaciones Autor Delgado Vargas

Donde “ ν ” es el denominado coeficiente de Poisson (1781-1840, físico y matemático discípulo de Lagrange).

Para muchas situaciones de proyecto es habitual limitar las sollicitaciones a las que se ve sometido el terreno al campo **elástico**²¹, dado que bajo esta premisa la *predictibilidad* del comportamiento del terreno requiere de un conocimiento relativamente simple del mismo. *Por lo general, esta condición se cumple en suelos granulares sometidos a tensiones moderadas, y para suelos coherentes en los que no se supere la tensión de sobre consolidación.*

En suelos coherentes en los que las tensiones aplicadas superan dicho umbral, las deformaciones deben ser descritas en el campo **plástico**²², para lo cual se adopta en la mayoría de los casos el modelo de la consolidación.

²⁰ Es el estudio de sólidos elásticos lineales sometidos a pequeñas deformaciones de tal manera que además los desplazamientos y deformaciones sean "lineales"

²¹ Es aquel material que puede ser deformado pero que siempre vuelve a su estado/forma original.

²² Material que, mediante una compresión más o menos prolongada, puede cambiar de forma y conservar esta de modo permanente.

2.8.-PRESIONES TOTALES, INTERGRANULARES Y NEUTRAS.

Las presiones que actúan en las masas de suelos saturados se dividen en dos tipos: a) aquellas presiones que se transmiten directamente de grano a grano del suelo, y b) las que actúan contra el fluido que llena los poros del mismo. Las primeras son conocidas como presiones intergranulares o presiones efectivas, y las segundas como presiones neutras o presiones de poro.

Esta separación de los estados de esfuerzos en las masas de suelos es un aspecto muy importante en la Mecánica de Suelos porque únicamente las presiones intergranulares o efectivas son las que producen cambios en el volumen de la masa del suelo.

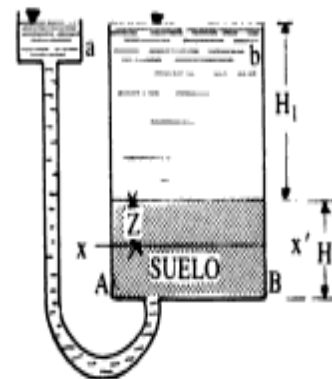
La cantidad ($\gamma_{sat} - \gamma_w$) se conoce como peso volumétrico sumergido, que como ya se sabe, se expresa como γ' ; por lo tanto:

$$p_i = \gamma' * z$$

Ecuación 2.3.- Peso específico Sumergido
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Lo que significa que cuando no hay flujo de agua la presión intergranular en suelo sumergido es igual al peso volumétrico sumergido por la altura de suelo arriba del plano considerado.

Figura 2.21.- Presiones en un suelo



Fuente.- Principios de la Ingeniería de Cimentos; Autor Braja M.Das

*En el proyecto llevaran a cabo presiones efectivas en suelos saturados donde el concepto de peso específico sumergido γ' , es muy importante.²³

2.9.-TEORIA DE LA CONSOLIDACION

Los suelos al igual que los otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre de ellos. Sin embargo si se considera que la mayoría de los materiales son elásticos, la relación que existe entre esfuerzos y deformaciones es más complicada.

²³ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

En los materiales cohesivos la deformación que sufre el suelo bajo una carga no se presenta inmediatamente como sucede en los materiales elásticos ya que para el reacomodamiento de sus partículas que es parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo y si el agua constituye la mayor parte de los fluidos y es poco permeable, la expulsión de dicha agua requiere mucho tiempo.

*Es necesario conocer las deformaciones en este tipo de suelo, porque la dimensión de asentamiento se efectúa en gran magnitud y en mayor tiempo que el elástico que es el que estudian en el presente proyecto.²⁴

2.10.- CONSOLIDACION Y PRE CONSOLIDACION DE UN SUELO

Se denomina **consolidación de un suelo** a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

Los suelos normalmente consolidados son aquellos suelos que nunca estuvieron sometidos a presiones efectivas mayores que las actuales.

Los suelos pre consolidados son aquellos que alguna vez estuvieron sometidos a presiones efectivas mayores que las actuales.

Compresión o consolidación primaria. Se debe a la reducción gradual del volumen de vacíos bajo esfuerzos efectivos variables, es un cambio lento provocado por los esfuerzos de compresión bajo la influencia de las presiones de poro que resisten una reducción más rápida de volumen. A medida que avanza la consolidación, se disipan las presiones de poro, la consolidación primaria comienza justo después de la compresión inicial y termina, por definición, cuando las presiones de poro son insignificantes.

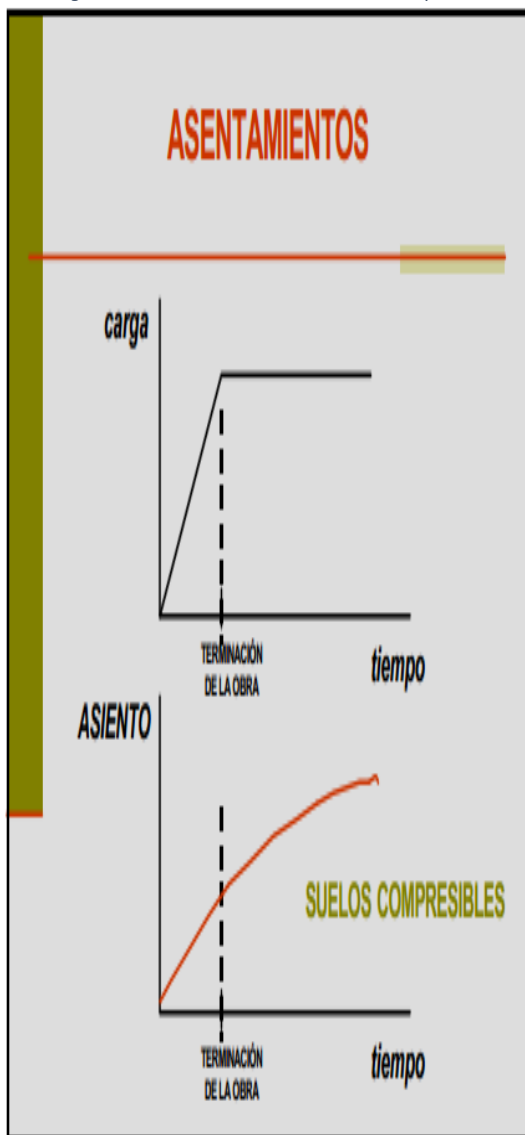
Compresión o consolidación secundaria. La causa es la reducción gradual de volumen del suelo bajo esfuerzos efectivos constantes, esta fase comienza cuando las

²⁴ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

presiones de poro se vuelven aproximadamente cero y se supone que continúa para siempre. Se debe a la formación lenta de los contactos entre las partículas de arcilla que se encuentran bajo la influencia de los esfuerzos cortantes, creados por un sistema de esfuerzos principales desiguales, sin embargo, *se cree que las arenas y otros suelos granulares no están sujetos a consolidación secundaria.*

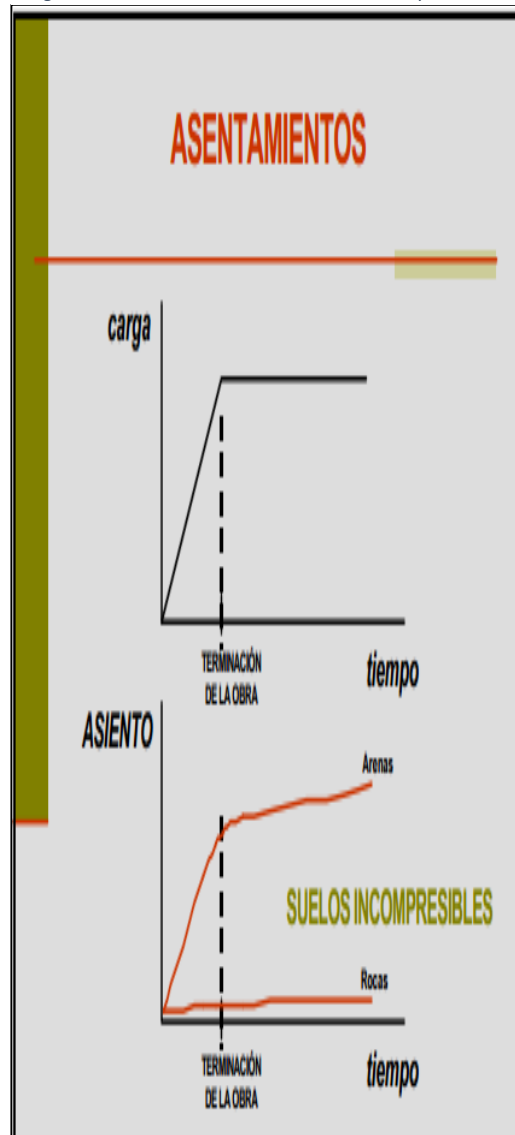
Como se puede observar en la figura 2.22 el asentamiento en suelos no cohesivos es de gran magnitud en poco tiempo a diferencia de los suelos comprensibles, figura 2.23.

Figura 2.22.- Asentamientos en suelos comprensibles



Fuente.- <http://www.slideshare.net/454958/fundaciones-superficiales-02#btnNext>

Figura 2.23.- Asentamientos en suelos incompresibles



Fuente.- <http://www.slideshare.net/454958/fundaciones-superficiales-02#btnNext>

2.11.-CIMENTACIONES

2.11.1.-OBJETO

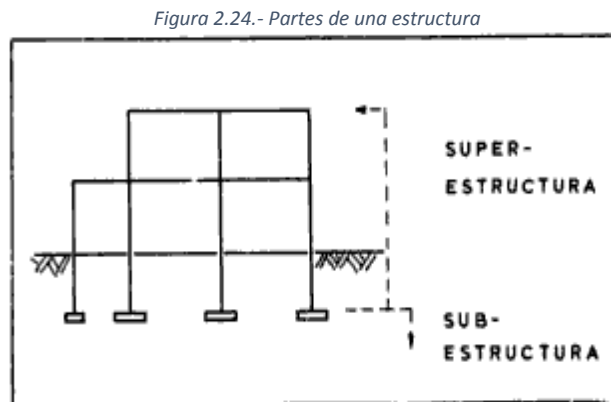
El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamiento, o con asentamientos tolerables ya sean uniformes o diferenciales.

2.11.2.- PARTES DE UNA ESTRUCTURA

Se pueden distinguir dos partes que son principales:

La superestructura y la subestructura.

La superestructura en caso de edificios, es la parte del edificio formada por losas, muros, columnas, etc. La subestructura es la parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas de esta al suelo de cimentación.



Fuente.- Mecánica de suelos y Cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

*Interesa en mayor magnitud la sub estructura porque las dimensiones de la misma tendrán una influencia determinante en el asentamiento del suelo como también es necesario conocer la superestructura y tener seguridad de las cargas que se transmitirán al suelo.²⁵

2.11.3.- TIPOS DE CIMENTACION

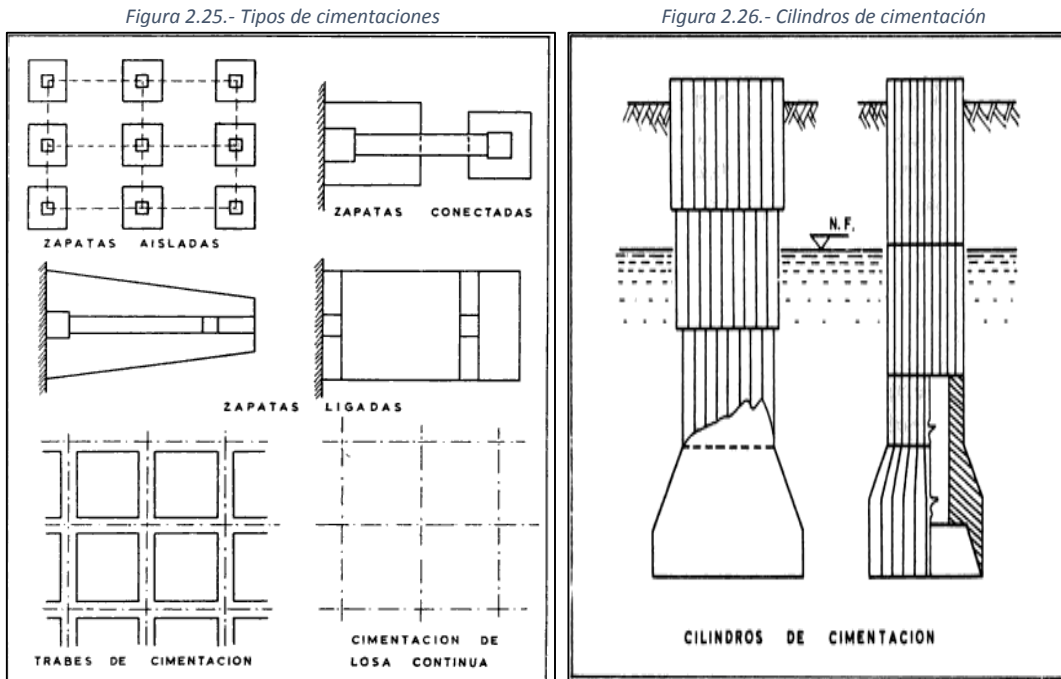
Las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos tipos, las cimentaciones directas y las indirectas. Una cimentación directa es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando en el mediante el ensanchamiento de su sección transversal con el fin de reducir el esfuerzo

²⁵ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

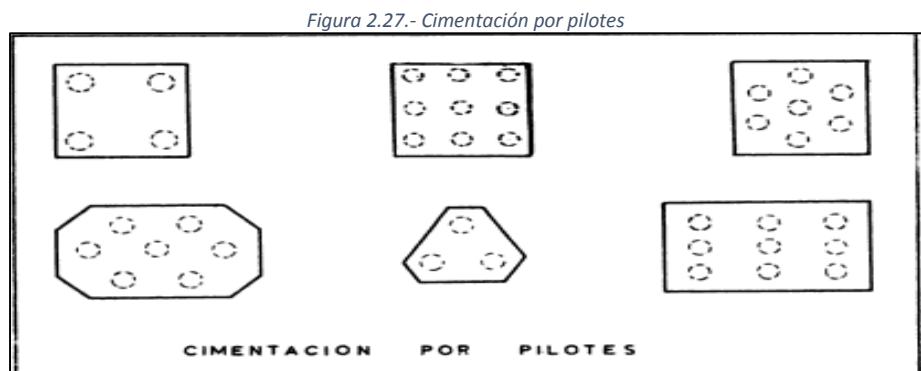
unitario que se transmite al suelo, como ser las *zapatas aisladas*, las zapatas conectadas, las zapatas ligadas y losas de cimentación.

*En el proyecto utilizarán zapatas aisladas (cimentación directa).²⁶

Una cimentación indirecta es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como ser pilotes, cilindros ya que el suelo resistente se encuentra a gran profundidad.



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz (pag.17) Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz (pag.17)



Fuente.- *Mecánica de suelos y Cimentaciones*; Autor Crespo Villalaz (pag.17)

²⁶ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

Para poder escoger una buena cimentación se debe seguir una secuencia de:

- a) Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y las características del subsuelo.
- b) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los **asentamientos probables**
- c) Preparación de anteproyectos para diferentes tipos de cimentación.
- d) Selección del tipo de cimentación más adecuado cumpliendo con:
 - Tipo de suelo
 - Rapidez de la construcción
 - .Adaptabilidad
 - Economía

*La determinación de la cimentación en el proyecto viene dada mediante el paquete estructural **CYPECAD** ya que no es del análisis propio del proyecto calcular la estructura, cabe recalcar que el programa requiere el esfuerzo admisible del terreno el cual se encuentra en los cálculos del proyecto de acuerdo a los ensayos realizados.²⁷

2.11.4.- PARAMETROS DEL DISEÑO MEDIANTE PROGRAMA DE CYPECAD

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas, sometidas a acciones horizontales y verticales, para viviendas, **edificios** y proyectos de obra civil.

La utilización de **CYPECAD**²⁸ garantiza la máxima fiabilidad de cálculo, el mejor diseño de planos y muchos factores de diseño y resultados.

CYPECAD Cimentaciones, el programa específicamente diseñado para facilitar el cálculo y dimensionado de zapatas de manera ágil y precisa. Con este módulo puede integrar en su proyecto el cálculo de la cimentación.

²⁷ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

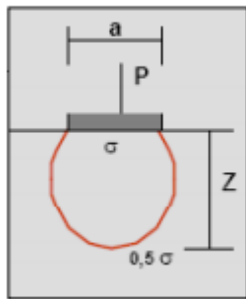
²⁸ Es el software más eficaz para cálculo de estructuras.

2.12.-DISTRIBUCION DE PRESIONES

Las tensiones a que está sometido el suelo son mayores inmediatamente debajo de la placa de carga y disminuyen al alejarse (al aumentar la profundidad disminuye la tensión a que queda sometido el suelo) al alejarse del eje de aplicación, disminuyen las tensiones en el suelo, afectación de un terreno estará relacionada con el tamaño de la placa de carga.

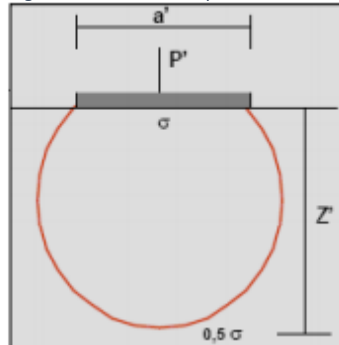
Al aumentar la longitud de la “placa de carga”²⁹ que simula la sobrecarga estructural sobre el suelo se puede observar un incremento en el “bulbo de presiones”.³⁰

Figura 2.29.-Bulbo de presiones 1



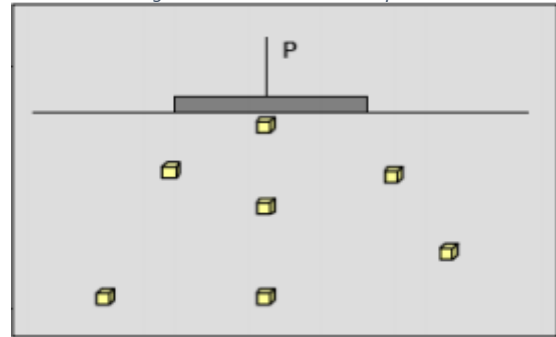
Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

Figura 2.30.-Bulbo de presiones 2



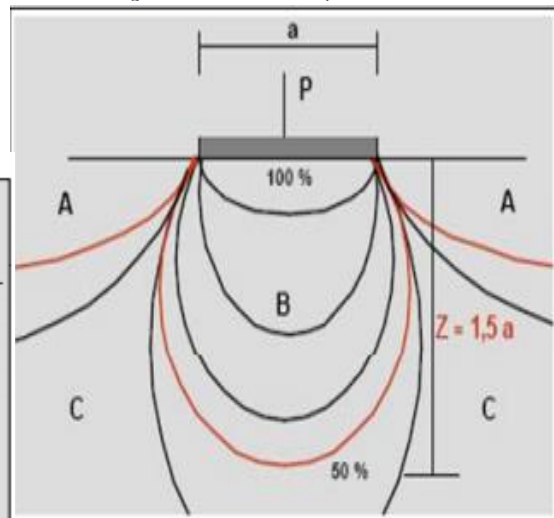
Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

Figura 2.28.- Distribución de presiones



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

Figura 2.31.- Bulbo de presiones 3

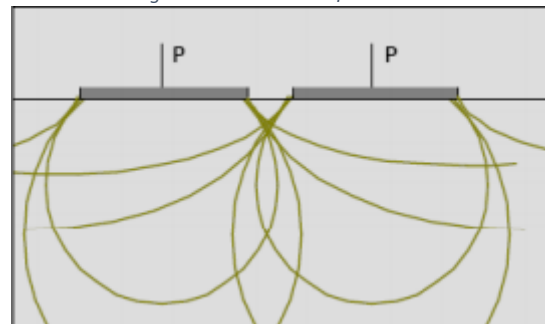


Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

En el caso de superestructuras alledañas se presenta la superposición de esfuerzos.

En ciertas zonas el suelo es dos veces solicitado y sus niveles de tensiones son mayores.

Figura 2.32.- Bulbo de presiones 4



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

²⁹ Dimensionamiento que recibe las tensiones verticales y las distribuye en función a su sección.

³⁰ Zona del terreno afectada por las presiones que la zapata produce sobre el mismo.

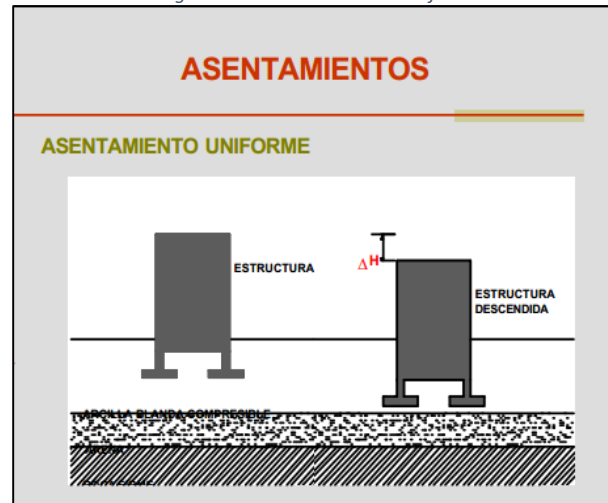
2.13.-CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES

2.13.1.-GENERALIDADES

La falta de datos sobre las características físicas y constitución del suelo sobre el cual se pretende construir una estructura ha sido causa de mucha sorpresa al erigirse esta, daños con gastos extraordinarios que bien podría haber sido evitados mediante un estudio del suelo antes de la construcción.

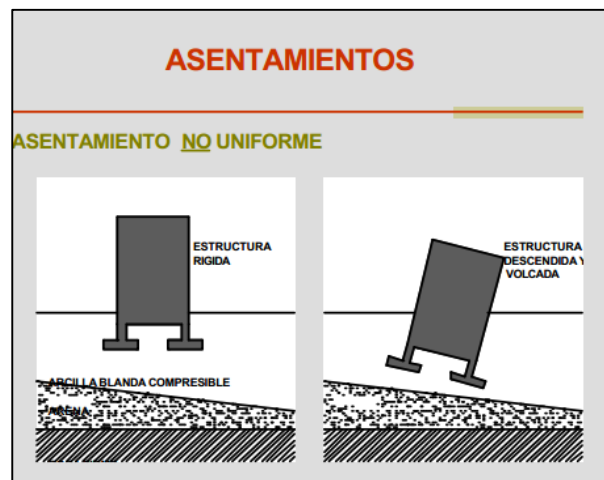
Conocido es el hecho que cuando una estructura se asienta de forma desigual se provocan en las misma, deformaciones que ocasionan grietas que pueden ser muy perjudicables a la estabilidad de ella y en algunas ocasiones fue ocasión del colapso de estructuras. Un adecuado estudio del suelo sobre el cual se pretende levantar una construcción facilita al ingeniero los datos necesarios para determinar el tipo y diseño más apropiado y económico de la cimentación y es además una garantía previa para la edificación. El costo de la investigación del suelo representa un porcentaje muy bajo del costo de

Figura 2.33.- Asentamiento Uniforme



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

Figura 2.34.- No uniforme



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

Figura 2.35.- Falla por asentamiento diferencial



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

la obra (6%) y el posible ahorro en tiempo y dinero hacen de que no se hagan estos estudios como amerita el caso más bien las reparaciones cuestan más que los propios ensayos.

Existe la creencia de que cualquier terreno puede sostener una estructura liviana y por lo tanto no requiere un estudio de suelo. Sin embargo, la técnica moderna esta en completo desacuerdo porque los hechos han demostrado que casas residenciales y construcciones similares han sido afectadas seriamente debido al desconocimiento de las características del suelo y por ende el proyecto de una cimentación inadecuada.

Figura 2.36.- Falla en pavimento

Lo que hay que comprender que no en todos los casos se necesitan estudios de suelos altamente especializados, en la mayoría de los casos se necesita una previsión aproximada de los fenómenos que se produciría, previsión que puede efectuarse mediante ensayos simples con los cuales se pueden obtener muy buenos resultados en la ingeniería de suelos. Sin embargo es necesario hacer notar que el comportamiento del suelo en ensayos de laboratorio bajo



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor M.Labad

condiciones bien definidas no es exactamente el comportamiento real que tuviera el suelo in situ es por esto que hay que balancear con buen criterio los resultados que da la teoría, en función de los datos de laboratorio y el **conocimiento empírico** sobre la validez que en cada caso debe darse a los resultados.

En la figura 2.36, se puede observar que las fallas por asentamiento diferencial afectan los pavimentos o pisos, los cuales se agrietan fácilmente y requieren de su debida reparación y estudio de daño activo o pasivo.

2.14.- CIMENTACIONES EN TERRENOS PLASTICOS Y ELASTICOS.

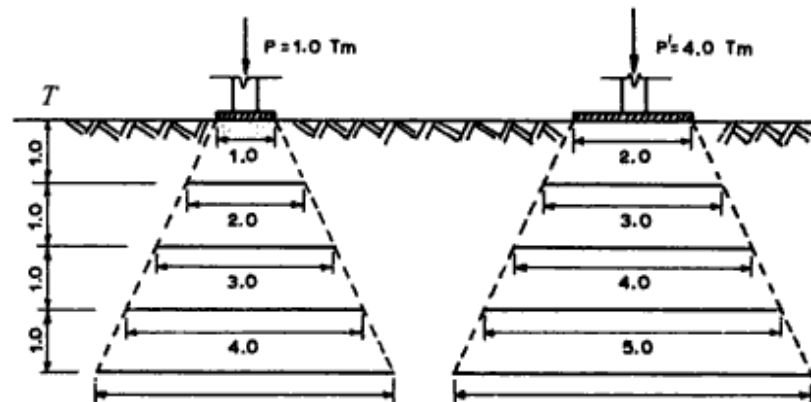
2.14.1.-GENERALIDADES

En los terrenos plásticos como también los elásticos, donde las deformaciones pueden ser grandes, es necesario tener mucho cuidado al proyectar las cimentaciones, como se puede mostrar en la

gráfica al aplicar una carga en una área específica se encuentra para ambos casos el mismo esfuerzo, luego suponemos una cierta ley de

transmisión de carga en el seno del terreno, como la de 2 en 1 ya conocida se obtiene los siguientes datos:

Figura 2.37.- Cimentaciones en terrenos plásticos y elásticos



Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

Cuadro 2.5.- Ejemplo de carga en el seno de un terreno

Planos	$P = 1 \text{ Tm}$			$P' = 4 \text{ Tm}$		
	L (m)	L^2 (m ²)	$\sigma_1 \text{ Tm/m}^2$	L' (m)	L'^2 (m ²)	$\sigma_2 \text{ Tm/m}^2$
T	1.0	1.0	1.000	2.0	4.0	1.0
1	2.0	4.0	0.250	3.0	9.0	0.445
2	3.0	9.0	0.112	4.0	16.0	0.250
3	4.0	16.0	0.0625	5.0	25.0	0.160
4	5.0	25.0	0.040	6.0	36.0	0.112

Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Crespo Villalaz (pag.316)

En la misma podemos observar que solo el esfuerzo es igual en T y a medida que se profundiza P' tiene mayor esfuerzo y se asentara con mayor rapidez lo que quiere decir que el concepto de presiones de contacto no tiene sentido alguno ya que de todas maneras las cargas se asentaran de diferente rapidez.

2.14.2.- CIMENTACION POR SUSTITUCION

Por lo expuesto anteriormente se puede establecer que si conocemos los esfuerzos admisibles a diferentes profundidades. Si se divide la carga P entre el esfuerzo admisible nos dará el área necesaria como se puede observar en la figura 2,38.

*Precisamente este método se relaciona al proyecto ya que utilizaron ensayos de SPT a diferentes profundidades conociendo así sus esfuerzos admisibles de acuerdo a la profundidad.³¹

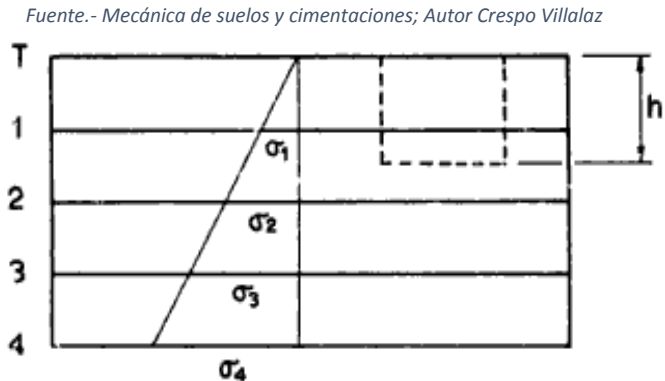


Figura 2.38.- Esfuerzos en la profundidad de cimentación

2.15.-NATURALEZA DEL PROBLEMA DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRANULARES

La magnitud y velocidad de asentamiento y deformaciones resultantes, medidos en estructuras cimentadas sobre suelos granulares, señalan que la parte del asentamiento de principal trascendencia es de carácter inmediato. No obstante que la magnitud de este asentamiento pueda ser apreciablemente menor que la de similares fundaciones sobre suelos cohesivos, es necesario considerar debidamente los asentamientos de estructuras sobre arena y estimarlos con precisión, porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos; hasta el punto de que, con notable frecuencia, el diseño de fundaciones sobre suelos granulares resulta regido por el criterio de asentamiento. Efectivamente, en contraste con fundaciones superficiales sobre arcillas sobreconsolidadas con anchos menores de 6 a 15 m (dimensiones menores que las de placas corridas de fundación), en las que la

³¹ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

presión portante admisible suele ser controlada por la condición de falla cortante del suelo de soporte, en cimientos sobre arena, con lados mayores que unos 1.2 m, dicha presión portante admisible resulta casi siempre controlada por el criterio de asentamiento límite.

El comportamiento observado en estructuras cimentadas sobre suelos granulares ha permitido verificar que el asentamiento diferencial entre cimientos adyacentes puede, en ocasiones, llegar a ser de la magnitud del asentamiento total. Es decir que la relación asentamiento diferencial a asentamiento total podría variar entre 0.5 y 1.0 [Skempton y MacDonald (1956), Bjerrum (1963), Terzaghi y Peck (1967)], debido en parte a que los suelos granulares son probablemente más heterogéneos que los constitutivos de muchos depósitos de arcillas sedimentarias. Sin embargo, en promedio, el asentamiento diferencial es del orden de $2/3$ del máximo asentamiento, mientras que en las arcillas dicha magnitud de $1/3$.

Por lo anterior, el desarrollo de las técnicas para predecir asentamientos en suelos granulares ha sido orientado, primordialmente, a facilitar el diseño a partir de la aceptación de un asentamiento diferencial límite tolerable entre edificios o entre cimientos, con el fin de evitar deterioros estructurales y de acabados. Un requisito común del diseño, relativo a cimientos superficiales sobre suelos granulares es limitar el máximo asentamiento total a una **pulgada (25.4 mm)**, correlacionado con máximas distorsiones angulares en el edificio, inferiores a $1/300$ (Terzaghi y Peck, 1948, 1968; Skempton y McDonald, 1956). Con frecuencia, este requisito no es ni muy difícil ni muy costoso de satisfacer, motivo por el cual para muchas situaciones de la práctica han sido apropiadas técnicas de predicción relativamente simples (no para todas).

La alta permeabilidad característica de las arenas y gravas es responsable de que la mayor parte del asentamiento tenga lugar durante la aplicación de las cargas sobre la fundación; es más: a pesar de que las arenas están por debajo del nivel freático y completamente saturadas, los excesos presión de poros se disipan rápidamente durante el proceso de carga. Por esto, **se debe calcular el asentamiento en las arenas para la máxima intensidad funcional de carga (muerta + viva).**

Si dicha aplicación ocurre durante el proceso constructivo, el asentamiento se habrá movilizadado en mayor parte al terminar el periodo de construcción. Por consiguiente con posterioridad a la finalización de dicho periodo solo son probables asentamientos menores por fluencia, excepto cuando se requieran fundaciones muy anchas, o se presenten mezclas areno-limosas. Otros problemas de asentamiento posterior a la construcción pueden estar relacionados con densificaciones inducidas por:

- Vibración, tal como la producida por maquinaria.
- Cargas fluctuantes como las de viento, el llenado y vaciado de silos y tanques de combustibles, y cambios rápidos en el nivel freático.
- Otros cambios rápidos de carga.
- Efectos sísmicos.

Es costoso, difícil y en muchos casos virtualmente imposibles, obtener muestras inalteradas de los suelos granulares. Más aun, el re compactar los suelos granulares a exactamente la misma densidad relativa existente in situ no garantiza que las relaciones esfuerzo-deformación de laboratorio sean similares a las que rigen en el campo, por causa de efectos de sobre consolidación. Cuando estos existen, no resultan apropiadamente reproducidos los esfuerzos laterales de campo ni la disposición estructural de los granos. Por dichos motivos, los principales métodos para determinar la compresibilidad de los suelos granulares se fundamentan en correlaciones con resultados de ensayos in situ, tales como:

- Ensayo de placa de carga.
- **Ensayo dinámico de penetración estándar.**
- Ensayo estático con cono.
- Pruebas con presurómetros.
- Pruebas con dilatómetros.

Sin embargo, se usan con mayor frecuencia el ensayo de placa de carga, el de penetración estándar y el ensayo estático de cono holandés. Menos frecuentemente se

usan ensayos de laboratorio tales como pruebas edométricas y triaxiales, para determinar la trayectoria de esfuerzos.

Es bien conocido que no se dispone de métodos racionales con base teórica simple para la predicción del asentamiento de fundaciones superficiales sobre suelos granulares, lo que ha llevado a tener que recurrir a procedimientos empíricos en la práctica de ingeniería. En general, el enfoque predictivo que se emplea es o bien un correlación empírica directa del asentamiento con resultados de ensayos in situ, o el desarrollo de correlaciones empíricas con el módulo de deformaciones, utilizable en la teoría elástica para anticipar los asentamientos.

2.16.-FACTORES QUE INCIDEN EN LA COMPRESIBILIDAD DE LAS ARENAS

En la presente sección se seguirá esencialmente la discusión presentada por Holtz (1991), respecto a los factores que tienen mayor incidencia en la compresibilidad de las arenas. **Los asentamientos en suelos granulares se originan en: (1) deformaciones cortantes, que producen cambios de forma después de cargar, y (2) cambios de volumen, que pueden ser tanto positivos como negativos (dilatancia y compresión). Ambos factores son función de la relación inicial de vacíos y de la presión de confinamiento ambos ocurren en los suelos granulares y dan lugar a asentamientos en la superficie del terreno.**

No obstante que los materiales granulares no son elásticos, se pueden considerar los parámetros de la siguiente ecuación, similar a la expresión:

$$s = CqB(1 - \nu^2/E)$$

*Ecuación 2.4.- Asentamiento elástico en suelo granular
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas*

Como aproximaciones equivalentes. Si esto es así, entonces la magnitud de la carga (presión de contacto y tamaño del cimiento) afecta directamente el asentamiento de una capa de arena. El espesor de la capa granular puede también afectar el asentamiento. G. A. Leonards, 1987 (en comunicación personal citada por Holtz, 1991), ha señalado que los factores primarios que inciden en la compresibilidad de los materiales granulares, son:

1. **Características del suelo.**
2. **Estado de esfuerzos en el terreno.**
3. **Estado de compactación.**
4. **Historia de esfuerzos.**

Características del suelo. Las características de los suelos granulares que primordialmente afectan la compresibilidad son: gradación, tamaño del grano, angularidad, rugosidad y dureza de los minerales. Para los mismos empacamiento, densidad relativa, historia de esfuerzos y nivel de esfuerzos, una mejor gradación reduce la compresibilidad, en tanto que un crecimiento en la angularidad tiende a aumentar la compresibilidad. Por otro lado, al aumentar la rugosidad de los granos y su tamaño, se reduce la compresibilidad. La propensión a la trituración de los granos depende del tipo de mineral, tamaño de partículas y nivel de esfuerzos. Algunos minerales son más susceptibles a la trituración que otros. Siendo todo lo demás igual, la compresibilidad aumenta cuando disminuye la dureza. A cargas normales sobre cimientos, la trituración de los granos minerales no contribuye al asentamiento en forma significativa. Sin embargo, la trituración de los granos puede ser importante en arenas y limos micáceos.

Estado de esfuerzos- El estado de esfuerzos en el terreno constituye el segundo factor en importancia. Si la masa de arena está sometida a un gran esfuerzo horizontal, hay menor tendencia a los cambios de volumen y menor asentamiento. Grandes esfuerzos horizontales son el resultado del preesfuerzo, generado tanto por factores geológicos como por cargas constructivas. Aun si por descarga se alivia alguna parte del esfuerzo vertical de sobrecapa, subsiste cierta fracción del esfuerzo horizontal. El k coeficiente de presión de tierras en reposo, puede crecer desde 0.5 hasta 1.0, o aún más. Por lo tanto, si el suelo se carga de nuevo, se presentara menor asentamiento. Otros factores relacionados con el estado de esfuerzos serian: la ubicación del nivel freático, la profundidad de fundación y posiblemente, el preesfuerzo y la pre deformación.

No es sencilla la determinación cuantitativa del estado de esfuerzo. De la geología y la investigación del sitio se puede inferir la posibilidad de predeformaciones y, por consiguiente, la presencia de grandes esfuerzos residuales en el suelo. Los ensayos de placa de carga pueden resultar útiles a este respecto, y también otras mediciones in situ tales como las realizadas con celda de presión de tierras y por medio de pruebas con dilatómetros y presurómetros.

Estado de compactación. El estado de compactación involucra el empacamiento, la densidad y la orientación de las partículas de arena. Es muy importante conocer el estado inicial de compactación y su variabilidad. Por ejemplo, si el depósito es suelto y variable, se presentarán asentamientos grandes en la fundación, posiblemente nocivos. Si el depósito es denso, entonces la arena tenderá a dilatar bajo solicitaciones cortantes, y los asentamientos resultaran pequeños y a menudo despreciables.

El muestreo inalterado de las arenas es difícil y costoso, razón por la cual se usan pruebas in situ, por ejemplo el SPT y el cono holandés (CPT), que se correlacionan con la densidad in situ.

Obviamente, en los depósitos más sueltos tendrá lugar la mayor compresibilidad. En términos de densidad relativa o índice de densidad, se ha estimado que más del 90% de la compresión ocurre cuando D_r , varía entre 0.10 y 0.70. Si el índice de densidad excede de 0.70, se presentara poco asentamiento. En términos de empacamiento, a una densidad relativa dada, la compresibilidad menos favorable es probablemente 2 a 4 veces la compresibilidad para el empacamiento más favorable. En general, este aspecto tiene una importancia relativa menor para el asentamiento de fundaciones.

Historia de esfuerzos. Constituye el factor de mayor trascendencia en la compresibilidad de los suelos granulares o, expresado en forma más justa, la historia de deformaciones del depósito. El mecanismo involucrado puede evidenciarse al cargar una arena a compresión, por ejemplo en una prueba triaxial; si en algún momento antes de la falla se descarga la muestra y luego se vuelve a cargar, se observa que el módulo descarga/recarga, E_r , es mucho más pendiente que el módulo inicial tangente, E_t (en un gráfico esfuerzo-deformación). Este efecto es mayor en arenas sueltas. El módulo

descarga/recarga en arena muy suelta puede ser fácilmente 5 a 30 veces mayor que el módulo inicial tangente.

Respecto a los asentamientos, lo anterior significa, que si el depósito de arena ha sido previamente cargado o deformado, va a tener lugar una gran disminución en la compresibilidad (aumento en el módulo equivalente) y, por consiguiente, una notable disminución en el asentamiento. Esto da lugar a la denominada *precompresión de las arenas* que se manifiesta en que si una construcción requiere excavación, el módulo de deformación de la arena, hasta que el peso de la construcción iguale al del terreno excavado, puede ser de 2.5 a 14 veces superior al módulo de deformación para la carga neta (Dunn, 1975). Ello indica que es correcta la diferenciación que hacen D'Appolonia y otros (1970) entre arenas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas, para fines de cálculo de asentamiento. Por lo mismo, el método de precarga para reducir los asentamientos de suelos granulares puede ser muy efectivo (Gray, 1975). La compresibilidad normalmente consolidada es por lo menos cinco veces mayor, con valores típicos entre 8 y 16 veces, y aun puede llegar a 30 veces mayor, que la compresibilidad sobreconsolidada o predeformada.

Es casi imposible determinar mediante pruebas de laboratorio si una muestra ha sido o no predeformada, principalmente porque las arenas se alteran con mucha facilidad en el muestreo. Por ello, es preferible usar medios indirectos. Puede ser muy instructivo el examen de la geología y de la historia geológica de un depósito; por ejemplo, si se ha realizado excavación y remplazo en la construcción, o si se han desplazado dunas de arena sobre el sitio, como a menudo ocurre en orillas lacustres y regiones costeras del mar; entonces la arena casi con certeza ha sido precargada.

Las pruebas in situ usadas corrientemente para medir la variabilidad de los depósitos, a saber, el ensayo normal de penetración (SPT) o el penetrómetro holandés de cono (CPT), son notablemente insensibles a los cambios en los módulos por predeformación, debido a que los resultados de ellas se obtienen en condiciones de resistencia última o de falla del material. La resistencia a la penetración aumenta muy ligeramente por causa de la predeformación, probablemente menos del 10 %, en tanto

que puede ocurrir un aumento en los módulos variables entre 5 y 30 veces. Esto significa que las correlaciones entre el SPT o el CPT y los módulos, por ejemplo, pueden estar en error en magnitudes entre 5 y 30.

Para determinar si un depósito ha sido o no pre esforzado, son a veces mejores los ensayos de placa de carga y otras pruebas in situ. Las pruebas de placa de carga pueden ser algo difíciles de interpretar; es posible que el efecto de preesfuerzo resulte muy pequeño si el nivel de excavación para el ensayo se ubica cerca de la cota propuesta de fundación. La localización del nivel freático puede también afectar los resultados, así como la variabilidad del suelo. Si la densidad in situ del depósito es acentuadamente variable, la prueba de placa de carga dará resultados incorrectos. Lo más importante es usar un factor correcto para extrapolar desde el tamaño de la placa hasta la dimensión del cimiento.

El uso de correlaciones desarrolladas para arenas normalmente consolidadas puede conducir a resultados muy deficientes, si son aplicadas en arenas que han sido pre deformado. Por consiguiente, es mejor tratar de medir directamente la compresibilidad in situ por medio de una placa de carga u otras pruebas in situ tales como el presurómetro, el dilatómetro o la placa de avance por barrenado.

2.17.- METODO SEMI EMPIRICO PARA PREDECIR ASENTAMIENTOS EN SUELOS GRANULAR

A diferencia de los cimientos superficiales sobre mantos homogéneos de arcillas sobre consolidadas, que permiten el uso de modelos elásticos simples como el del semi espacio elástico para predecir con cierto éxito el asentamiento inmediato, no ha sido posible en los cimientos sobre arena elaborar modelos con base teórica simple en la mecánica de sólidos; más bien, los modelos satisfactorios se han desarrollado con carácter semiempírico, basado en el comportamiento real observado de cimientos en el terreno y modelos de laboratorio. Entre muchos factores involucrados, uno muy significativo tiene que ver en el campo de esfuerzos en la zona del suelo vinculada a los cimientos, en donde se generan cambios inmediatos de esfuerzos efectivos y, en consecuencia, cambios en la rigidez y la resistencia del suelo de soporte.

2.18..-METODO SCHMERTMANN

Shmertmann (1970) propuso un enfoque diferente para usar las pruebas de penetración con cono estático (CPT)³² en el cálculo de asentamientos de cimientos en arena. Postuló que la distribución de la deformación vertical bajo el centro de un cimiento de ancho B, fundado en arena uniforme, es cualitativamente diferente de la distribución del incremento en esfuerzo vertical, y que la máxima deformación se presenta a una profundidad relativa cercana a B/2. Se puede identificar la naturaleza de tal distribución si se considera la expresión de Ahlvin y Ulery (1962), para la deformación vertical bajo el centro de un área circular flexible, con carga repartida uniforme q, que se puede escribir en la siguiente forma:

Ecuación 2.5.- Deformación vertical bajo el centro de un área circular con carga "q"

$$Ez = \frac{q}{E} \times Iz$$

Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Entonces Iz, que se denomina factor de influencia por deformación, tiene la siguiente expresión:

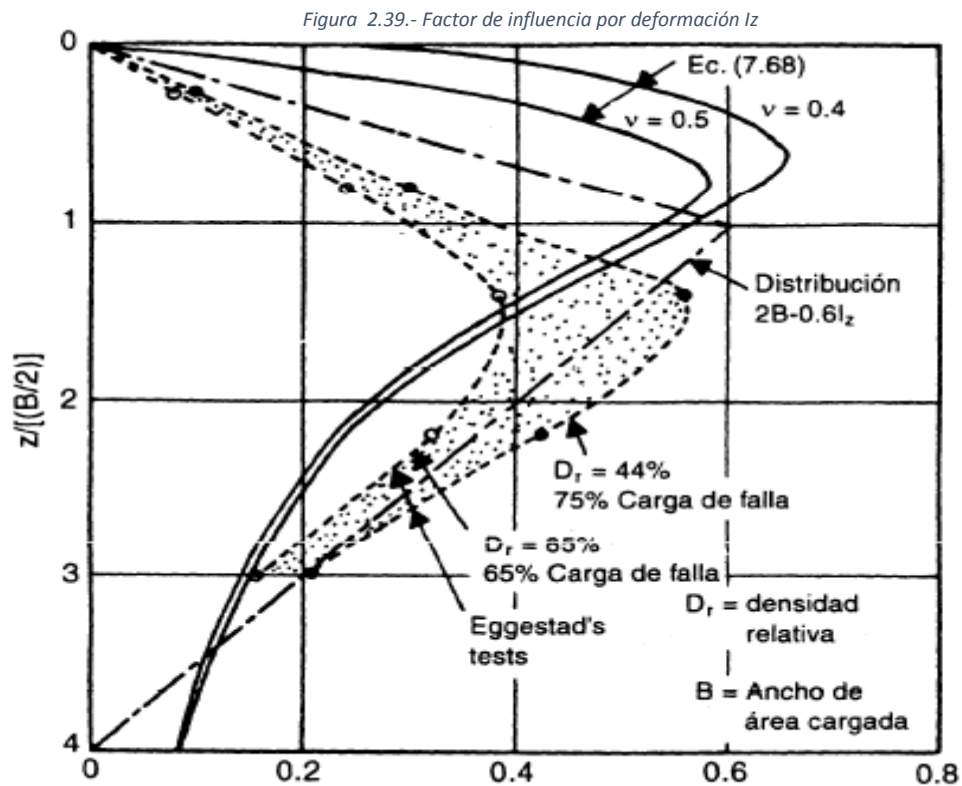
Ecuación 2.6.- Factor de influencia por deformación

$$Iz = (1 + \nu) \times ((1 - 2\nu)A + B)$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Donde ν es la relación de Poisson, y A y B son funciones de la misma.

³² *Ensayo de Penetración de Cono, consiste en hincar verticalmente a presión un cono en el suelo a una velocidad constante de 2 cm/seg, midiendo la resistencia de penetración de la punta qc y obteniendo datos adicionales como presión de poro, rozamiento y otras características estratigráficas importantes.*



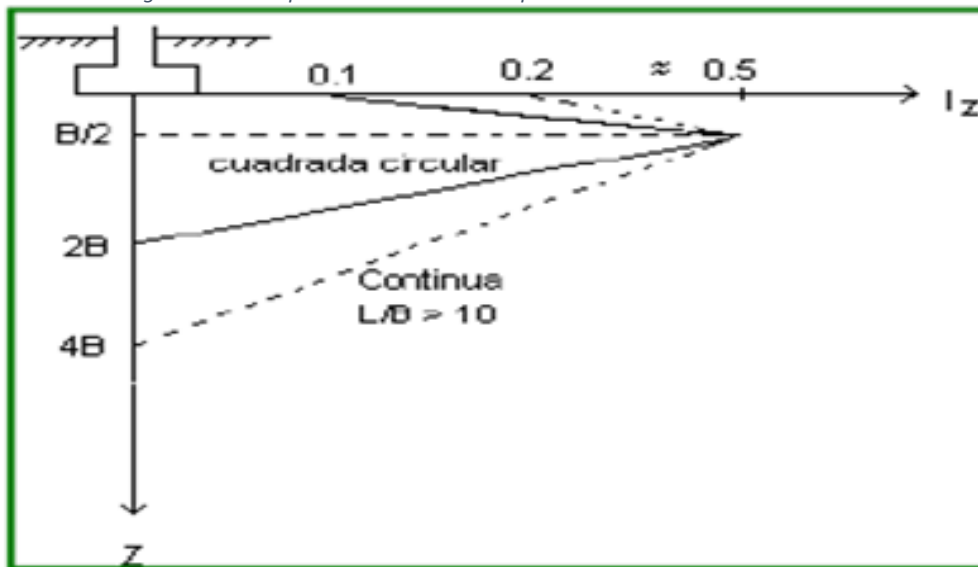
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Distribuciones teóricas y experimentales de factor de influencia para deformación vertical debajo del centro de un área circular cargada (redibujada según J H Schmertmann, Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Journal Soil mechanic and foundation engineering division, ASCE, vol 96,1970)

En la figura 2.39, se muestra la variación de I_z , con la profundidad relativa (z/B), según la expresión indicada, para valores 0.4 y 0.5 de ν . También se muestran resultados experimentales para I_z obtenidos por Eggstad (1963). Con base en estos y otros resultados parecidos, así como en estudios de elementos finitos, Schmertmann (1970) propuso la distribución general simplificada de I_z con la profundidad relativa que denominó $2B - 0.6$, utilizable para determinar la deformación vertical a profundidades convenientes. Consiste en dos rectas que pasan por los siguientes puntos extremos y se cortan en el central:

Z/B	Iz
0	0
0.5	0.6
2.0	0

Figura 2.40.- Esquema de Schmertman para la estimación de asentamientos



Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Por interpolación lineal en la distribución 2B-06, se puede determinar la influencia a cualquier profundidad absoluta z , una vez definido B . El módulo de deformación del suelo, E , se obtiene de correlaciones empíricas con el valor de la resistencia en la punta del cono holandés, q_c , a la profundidad z . la deformación vertical a dicha profundidad z se puede entonces expresar en forma similar a la ecuación elástica.

Ecuación 2.7.- Deformación vertical en la ecuación elástica

$$Ez = \Delta q \times \frac{Iz}{E}$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Δq es el incremento promedio en la presión efectiva, producido por las cargas a nivel de fundación. La deformación vertical se puede expresar también en forma diferencial:

Ecuación 2.8.- Deformación Vertical en forma diferencial

$$Ez = \frac{dS}{dz}$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

dS es la diferencial de asentamiento vertical. Entonces, para la distribución teórica de la influencia el asentamiento en superficie se puede obtener por integración de las deformaciones:

$$S = \Delta q \times \int_{z=0}^{\infty} \frac{Iz}{E} \times dz$$

Ecuación 2.9.- Asentamiento por integración de las deformaciones

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Que para la distribución de influencia 2B-0.6 se puede aproximar por:

Ecuación 2.10.- Asentamiento para la distribución de influencia

$$S = \Delta q \times \int_0^{2B} \frac{Iz}{E} \times dz$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

para obtener el asentamiento correspondiente a una profundidad de fundación, D , la expresión integral requiere ajustes empíricos; además, no es matemáticamente solucionable en general. Por ello, Schmertmann propuso utilizar una sumatoria de asentamientos en capas aproximadamente homogéneas, seleccionadas convenientemente, de la siguiente forma en la cual:

Ecuación 2.11.- Asentamiento según Schmertmann

$$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Δq = incremento en la presión efectiva, sobre la presión de sobrecapa, a nivel de fundación.

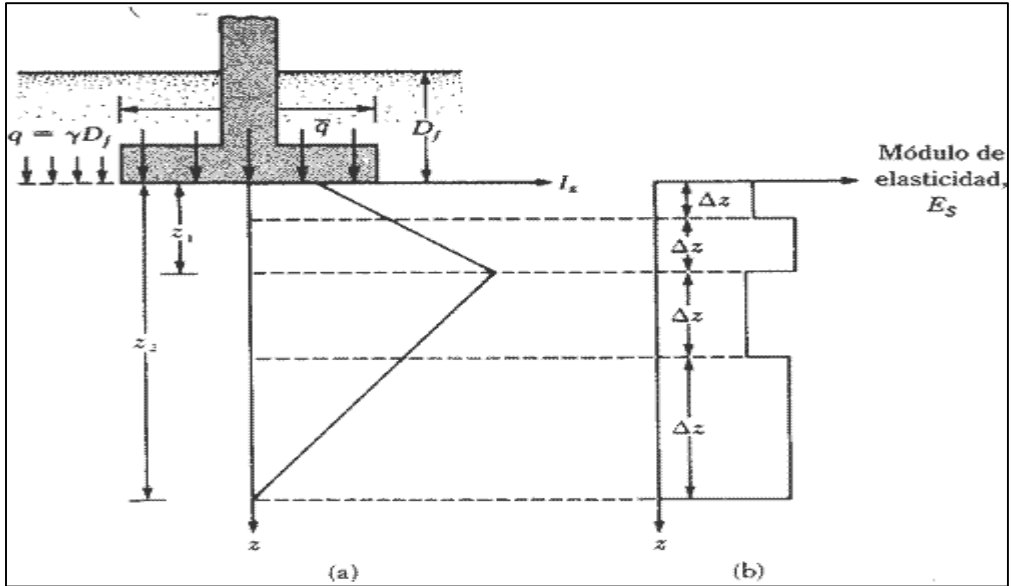
Δzi = espesor de la capa i en consideración.

$C1$ ' $C2$ = factores empíricos, indicados a continuación.

I_z = factor de influencia por deformación, de la distribución. 2B-0.6.

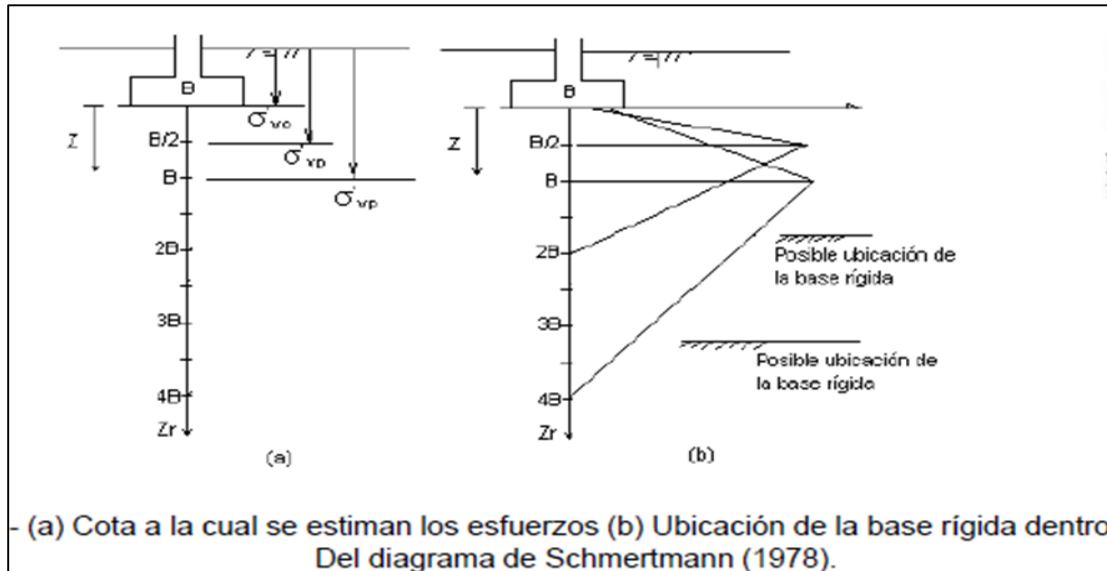
E = módulo de deformación del suelo en la mitad de la capa i .

Figura 2.41.- Modulo de deformación del suelo



Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Figura 2.42.- Cotas de esfuerzos y ubicación de la base rígida



Fuente.- Ing. De Cimentaciones Autor Delgado Vargas

Para incorporar el efecto de alivio de deformaciones obtenible al cimentar a cierta profundidad y a la vez mantener la simplicidad en la expresión para fines de análisis, se supone en el método que se conserva la distribución 2B-0.6. del factor de influencia pero se modifica su valor máximo de acuerdo con el siguiente factor empírico:

Ecuación 2.12.- Factor empírico por profundidad de cimentación

$$C1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma_e}{\Delta q} \right) \geq 0.5$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones Autor Delgado Vargas

En donde:

σ_e = presión inicial efectiva de sobrecapa a nivel de fundación.

Δq = presión neta de fundación.

Schmertmann en 1970 incluyo también un factor empírico, C2, para considerar algún aumento en los asentamientos por fluencia en el tiempo observada aun en fundaciones sobre suelos presumiblemente no cohesivos. Con base en un trabajo de Nonweiller (1963), propuso la expresión.

Ecuación 2.13.- Factor empírico por fluencia en el tiempo

$$C2 = 1 - 0.2 * \log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right)$$

Fuente.-Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

t, es el periodo en años para el cual se calcula el asentamiento. Holtz (1991) recomienda usar un valor de 1.0. para C2, por motivo de las imprecisiones en las hipótesis y el uso del ensayo de cono, para determinar el módulo.

Ecuación 2.14.- Modulo de Young

E de la ecuación se determina empíricamente como: $E = \alpha * q_c$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones Autor Delgado Vargas;

En el procedimiento original (1970) no se cuenta la incidencia de la forma de la cimentación en la distribución de deformaciones, porque cuando la forma de la cimentación cambia de la condición aproximadamente axisimétrica a la de la deformación plana, el ángulo de resistencia al corte aumenta y los esfuerzos a una

profundidad dada también aumentan. Se consideró que estos dos efectos se compensan y dan una distribución de deformaciones que quizás no es muy diferente para un amplio intervalo de relaciones longitud-ancho.

Los resultados de ensayos sobre modelos sugieren que, cuando la frontera rígida (incomprensible) queda a una profundidad ubicada dentro del intervalo cubierto por la distribución 2B-0,6, la distribución del factor de influencia por deformación resultara simplemente truncada a tal profundidad con pendientes de la distribución similares a las del caso homogéneo.

Modificaciones de 1978. Schmertmann y Hartmann (1978) y Schmertmann (1978) introdujeron varias modificaciones al método de 1970. El diagrama de influencia por deformación fue modificado ligeramente con base en extensos estudios analíticos, en forma tal que ahora se considera separadamente las sollicitaciones **axisimétricas**³³ y las de **deformación plana**.³⁴

Se puede apreciar que la profundidad donde el factor de influencia por deformación alcanza su máximo valor en B/2 para el caso de condición axisimétrica, y B para el caso de formación plana. El máximo valor de factor de influencia es al menos de 0.5 más un incremento, relativo a la presión vertical efectiva de **sobrecapa**³⁵, a la profundidad del máximo valor, según la siguiente ecuación:

Ecuación 2.15.- Factor de influencia por deformación

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 * \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma_{vp}}}$$

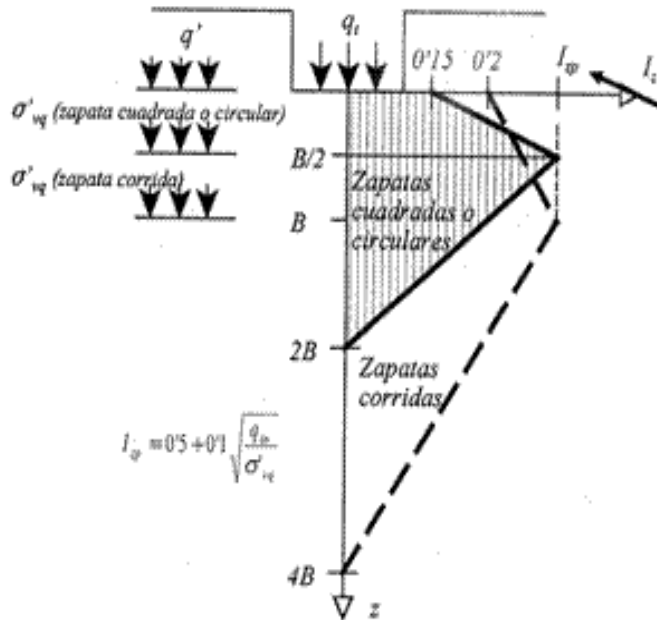
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

³³ Cuando todos los semiplanos tomados a partir de cierta mediatriz y conteniéndolo presentan idénticas características.

³⁴ Es aquel que se puede analizar descomponiendo el cuerpo en rebanadas idénticas y estudiar sobre cada rebanada la distribución de deformaciones como problema bidimensional.

³⁵ Capa de suelos que se encuentra encima de una área que la retiene.

Figura 2.43.- Factores de influencia en zapatas cuadradas y corridas



Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Ecuación 2.16.- Factor de influencia por deformación (1)

$$I_\phi = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q_{tn}}{\sigma'_{vq}}}$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Ecuación 2.17.- Asentamiento en zapata cuadrada

$$s = C_1 q_{tn} \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \Delta z \right)$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Ecuación 2.18.- Asentamiento en zapata corrida

$$s = C_1 q_{tn} \sum_0^{4B} \left(\frac{I_z}{E} \Delta z \right)$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas

Schmertmann (1978) recomienda que si L/B es mayor que 1 y menor que 10 la distribución de influencia para la relación real de L/B , se puede obtener por interpolación entre los valores correspondientes a los casos axisimétricos ($L/B = 1$) y de deformación plana. ($L/B = 10$)

El método es solo apropiado para arenas normalmente cargadas, siempre que la capacidad portante de la arena sea adecuada. Si la arena ha sido pre deformada por cargas previas, entonces el asentamiento real resulta grandemente sobreestimado con el uso del método, Schmerttman recomienda que después de la precarga u otro medio de compactación, es necesario usar la mitad del asentamiento predicho, aunque esta magnitud es conservadora. Puede haber también algún efecto adicional de asentamiento por cargas dinámicas, cíclicas o vibratorias. Por supuesto, es un problema potencial muy serio para arenas sueltas bajo del nivel freático.

Un medio fácil y efectivo para reducir el potencial de licuefacción u otros comportamientos indeseables consisten en algún tipo de densificación o pre esforzado.

Modulo equivalente de Young a partir del CPT. Para usar el método de Schmertmann (1970,1978), es necesario estimar a diferentes profundidades la rigidez de suelo en términos de un módulo equivalente de Young. Schmertmann (1970) sugiere que esto puede hacerse mediante correlaciones para los suelos en el sitio, con la resistencia de punta de cono holandés y propone la siguiente ecuación:

$$E=2*qc$$

*Ecuación 2.19.- Modulo equivalente de Young (Schmertmann)
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas*

Donde q_c =resistencia a la penetración de cono (kgf/cm^2 o tonf/ft^2)

El Manual canadiense en ingeniería de fundaciones (Canadian Foundation Engineering Manual, CFEM, Meyernof y Fellemus, 1985) sugiere lo siguiente:

$$E_s=k*qc$$

*Ecuación 2.20.- Modulo de Young (Manual Canadiense)
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas*

y usar:

$k = 1.5$ para limos y arena

$k = 2$ para arena compacta

$k = 3$ para arena densa

$k = 4$ para arena y grava

Schmertmann y Harnnann (1978) y Schmertmann (1978) recomiendan que para condiciones axisimétricas,

$$E_s=2.5*qc$$

*Ecuación 2.21.- Modulo de Young- (Axisimetricas)
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas*

Y para condiciones de deformación plana,

$$E_s = 3.5 \cdot q_c$$

*Ecuación 2.22.- Modulo de Young (deformación plana)
Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Delgado Vargas*

Presumiblemente, estos valores deben usarse con arena y limos arenosos que esencialmente drenen libremente. E_s es el módulo equivalente de Young de la arena para cargas tipo zapata. El CFEM (1985) llama a E_s "módulo aparente de elasticidad".

2.18.1.-VENTAJAS DEL MÉTODO SCHMERTMANN

Algunas de las ventajas más evidentes del método de Schmertmann provienen de que es relativamente sencillo, tiene fundamento racional y supera las limitaciones y defectos de otros métodos. Schmertmann sostiene que no sólo su método es simple de aplicar, sino que también mejora la capacidad de predicción de otros métodos, aplicado a cimientos o áreas cargadas con anchos variables entre una magnitud justamente superior a 0.3 m y hasta 30 m. En particular, en 16 sitios donde se hicieron comparaciones, se encontró que los asentamientos calculados con el procedimiento de De Beer fueron en promedio un 50% mayor que los obtenidos por el método de Schmertmann. Otros investigadores han confirmado estos resultados.

Scott (1981) hace notar que la superioridad proviene de una mejor correlación entre las pruebas de penetración con cono y el módulo de deformación, E , usado en la ecuación; además, de la capacidad del método para involucrar la respuesta del suelo, capa por capa, en vez de usar promedios globales como en otros enfoques. El modelo de Schmertmann incorpora una teoría de formación desarrollada a partir de resultados de la teoría estática lineal, introduciendo ajustes con base empírica; por lo tanto, no implica modificaciones fundamentales a la teoría elástica básica de deformación.

2.19.-ASENTAMIENTOS TOLERABLES EN EDIFICIOS

Cuadro 2.6.- Asentamientos Generales Admisibles

ASIENTOS GENERALES ADMISIBLES		
CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO	Asiento general máximo admisible en terrenos	
	Sin cohesión (mm)	Coherentes (mm)
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez.	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez.	50	75
Estructuras metálicas hiperestáticas.	50	75
Edificios con muros de fábrica.	50	75
Estructuras metálicas isostáticas	> 50	>75
Estructuras de madera.	Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos	
Estructuras provisionales	Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos	

Fuente.- Mecánica de suelos y cimentaciones; Autor Crespo Villalaz

*El autor del presente proyecto sugiere que el asentamiento tolerable en suelo granular para la construcción de un edificio es de 1" o 2,54cm como máximo, el cual se toma para su seguridad.³⁶

2.20.- DISEÑO Y PROYECTO DE ZAPATAS PARA ASENTAMIENTOS IGUALES

Cuando se está proyectando una cimentación ya sea sobre arcilla o suelo arcilloso blando o sobre grava, arena o suelo arenoso con compacidad relativa baja (menos de 35 %) es común llevarla a cabo mediante el concepto de presiones iguales de contacto, sin pensar si ello puede o no conducir a que la cimentación presente fuertes asentamientos diferenciales. Por lo tanto se conviene diseñar zapatas con el concepto de **asentamientos iguales** y no por el de presiones iguales.

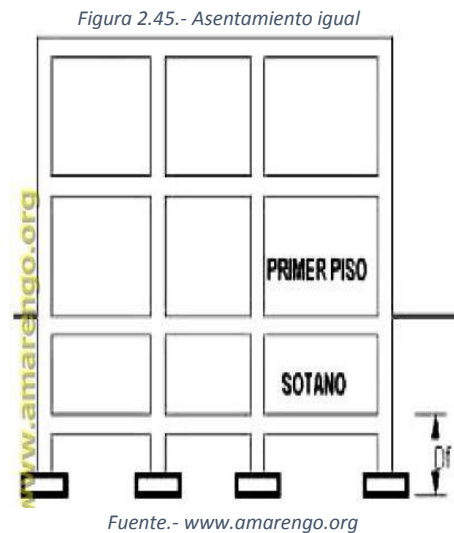
³⁶ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

Esto puede hacerse por medio de fórmulas derivadas del profesor B.K. Hough de E.U.A. o también por gráficas y formulas modificadas del profesor R. Hansen de fácil empleo de uso.

*En el proyecto efectuado el autor elaboró una tabla en Excel con el método semiempírico Schmerttman (Anexos), con el cual puede modificarse la sección de la zapata para obtener al asentamiento mínimo de cada planta en el edificio y así pueda tener una igualdad de asentamiento.³⁷



Fuente.-
http://virtual.urbe.edu/librotexto/622_1_DEL_1/indice.pdf



³⁷ Univ. Salinas López Carlos Gabriel; Fuente.- Propia

CAPITULO III

RELEVAMIENTO DE INFORMACION Y ESTUDIOS DE LABORATORIO

3.1.- GENERALIDADES

El proyecto se realizó en la ciudad de Tarija-Bolivia en cercanías a la nueva avenida INTEGRACION la cual une la Av. Víctor Paz Estensoro con la rotonda que sale a la circunvalación y el mismo camino a tomatitas.

La geología del lugar no se pudo obtener pero si los antecedentes de movimiento de tierras al realizar la construcción de la AV.INTEGRACION, la misma que comienza a la altura de la rotonda frente al hotel “Los Ceibos” entre las calle La Madrid y la Av. Víctor Paz Estensoro.

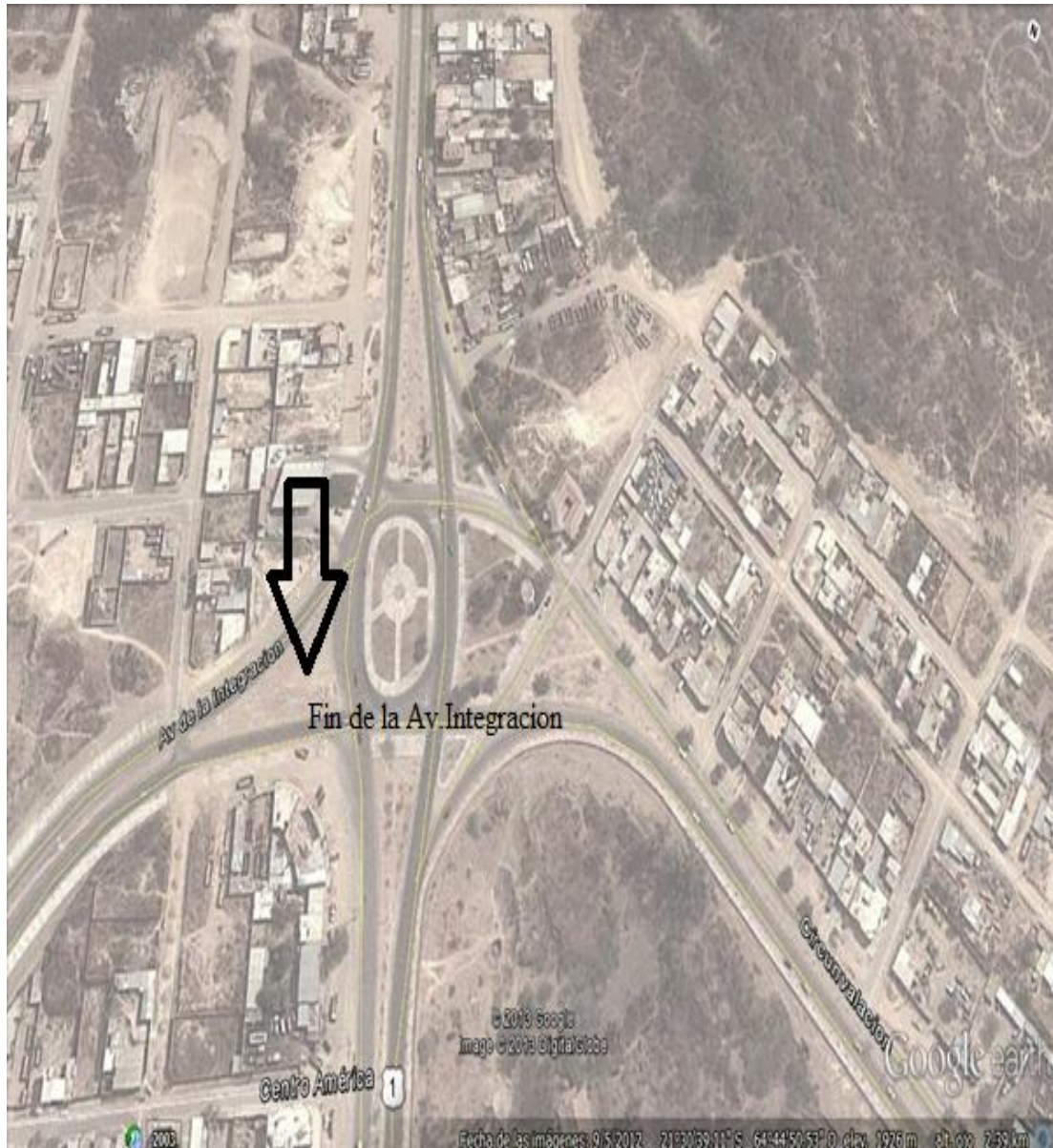
Figura 3.1.- Inicio de la Av. Integración



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

La cual termina a la altura de la rotonda que sale a la circunvalación y camino a tomatitas.

Figura 3.2.- Fin de la Av. Integración



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Figura 3.3.- Avenida Integración



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

La Av. de la Integración tiene una longitud aproximada de 2,8 Km. Y fue construida el año 2010, tiene una gran importancia ya que une dos puntos de gran tránsito vehicular de la ciudad, lo que significa que aportó de gran manera en la fluidez vehicular de dicha zona haciendo un bien a la sociedad.

Se caracteriza porque en gran trayecto de la misma está en cercanía al rio Guadalquivir (como se ve en la figura 3.3) lo que quiere decir que es una zona con geología de arenas y gravas (agregado grueso y fino) con poca cantidad de arcillas.

Se escogió esta zona debido a la cercanía al rio, también por su gran longitud, espacio muy significativo como para poder entender que se realizaran muchas construcciones de gran envergadura.

3.2.-LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL PROYECTO

El proyecto se realizó en la zona de la nueva avenida denominada AV.INTEGRACION en un área aproximada de 1km*0.5km partiendo de la esquina frente al Hotel Los Ceibos donde se está construyendo un condominio y llegando a la altura de la construcción de una raquet municipal frente a la seleccionadora EMAT obteniendo 7 puntos de ensayo con 18 pozos en los cuales se obtuvieron los resultados necesarios para la elaboración del proyecto.

Figura 3.4.- Pozos del Área del Proyecto



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

3.3.-ANTECEDENTES DEL LUGAR DE EMPLAZAMIENTO

Esta zona aledaña al río tenía muchas deficiencias como suelo de soporte para paquete estructural porque había zanjas, riachuelos nivel freático a poca altura del nivel de la superficie. Datos que nos hizo conocer los ingenieros de la alcaldía que estaban a cargo de la construcción de la avenida Integración y también personas que viven en la zona de estudio.

Los ingenieros comentaron que tuvieron que excavar y reagrupar capas de suelo que no servían para la sub rasante y así emplazar la carpeta asfáltica.

Se obtuvieron los antecedentes gráficos para ver el tipo de suelo que se está por estudiar y su estudio preliminar al realizar la Avenida Integración.

Como se puede ver en la gráfica 3,5 se presentaban desbordes del río como también poco drenaje por las lluvias, lo que provoca inundaciones y formaciones de lagunas y riachuelos.

Figura 3.5.- Antecedentes del lugar (1)



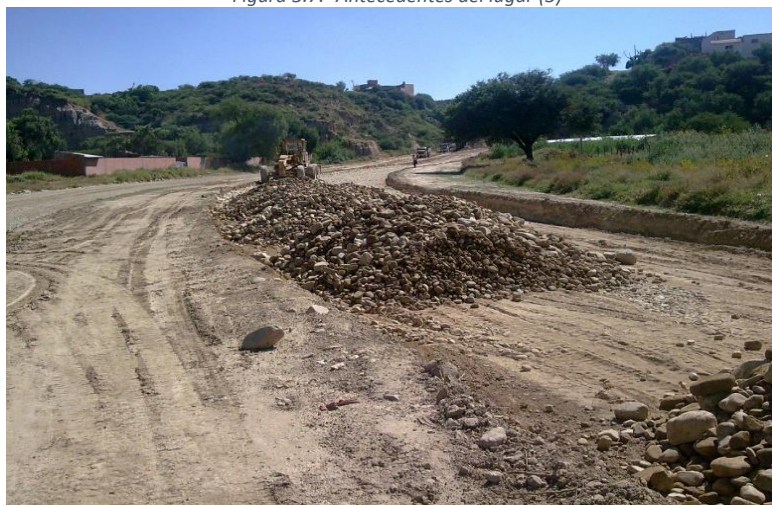
Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

En la imagen 3,6 se muestra que se tuvo que excavar hasta aproximadamente 3mts buscando un buen suelo de soporte encontrando a esta distancia la napa freática, el suelo presenta bastante humedad también la presencia de limos, arcilla en una capa intermedia y gran cantidad de suelo granular.



Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

La figura 3,7 nos muestra que era una zona muy despoblada pero la construcción de la carretera contribuye a que en esta zona sean posibles lugares de edificaciones, comercio, industria, lo que hace posible establecerlo



Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

como una buena zona para predecir los asentamientos en construcciones que se realizaran en el transcurso del tiempo.

Debido a la cercanía al río Guadalquivir las infiltraciones del subsuelo producían niveles freáticos a la superficie lo que hacía que el suelo este afectado por días y el mismo pierda propiedades de resistencia y soporte. (Suelo aluvial).

Figura 3.8.- Antecedentes del lugar (4)



Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

La figura 3.9 muestra que por la acumulación de agua en largo tiempo el suelo era fangoso en una buena profundidad lo que provoco que se transporte material granular para re compactar la capa del subsuelo y este sea apto para resistir la carpeta asfáltica y actué como subrasante.

Figura 3.9.- Antecedentes del lugar (5)



Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

El suelo no era apto, así que se tuvo que traer grava para reacomodar el mismo y tener una capa más uniforme y estable que el suelo ya establecido.



Figura 3.10.- Antecedentes del lugar (6)

Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

La profundidad en que afectó las inundaciones e infiltraciones fueron bastante considerables lo que cabe recalcar es que con la construcción de la avenida integración se controló las inundaciones e infiltraciones haciendo que el suelo hoy en día no tenga el mismo aspecto.



Figura 3.11.- Antecedentes del lugar (7)

Fuente.- Fotografía de SEDECA Tarija

3.3.1.- ANTECEDENTES VERBALES DE GENTE PROXIMA AL LUGAR

3.3.1.1.- VECINOS DEL LUGAR

Muy poca gente se anima a construir en estas zonas debido a que antes eran pantanales en los cuales se desechaban las basuras y materiales tóxicos, pero ahora debido a la construcción de la Avenida se hizo muchos trabajos de mantenimiento y limpieza y reacomodo del lugar permitiendo así ya no tener esos pozos de agua de desechos tóxicos como también infiltraciones sin dejar al margen que este tipo de suelo sigue teniendo una capa de estrato la cual antes era lodo-fangoso y se tiene un cuidado y precaución muy especial por este motivo¹.

3.3.1.2.-INGENIERO ICHAZU (ENCARGADO DEL ASFALTADO DE LA AV. INTEGRACION - (ALCALDIA)

La zona presentaba muchas deficiencias a la hora de querer obtener una buena subrasante, esto es debido a inundaciones e infiltraciones, la cercanía al río provoco que el nivel freático se mantenga por encima de la superficie en épocas lluviosas lo que dificulto mucho la construcción del paquete estructural para el asfaltado de la Av. De la Integración, por este motivo se tuvo que traer material granular de cantos del río Guadalquivir para rellenar y compactar el suelo para obtener una buena subrasante y se diseñe el paquete asfáltico².

¹ Vecinos del lugar ; Fuente.- Zona del Proyecto

² .-Ing. Ichazu (Ing. SEDECA Tarija) ; Fuente.- Oficinas del SEDECA Tarija

3.3.2.-METODOLOGIA DE LA ELABORACION DEL PROYECTO

- Ubicación geográfica

- Zona aledaña al Rio Guadalquivir (predominio suelo granular)

- Método de investigación del subsuelo

- Perforación y toma de muestra.

-Procedimiento de perforación

- Perforación a cielo abierto

- Equipo de perforación

- Retroexcavadora

-Área de perforación

- 1.50 X 1,50 (mts); según bibliografía consultada

- Método de toma de muestra

- Muestras alteradas

- Tipo de muestreo

- Extracción de muestra del fondo del pozo (manual)

- Clase de muestra

- Muestra representativa

-Traslado de muestra

- Bolsas impermeables.

-Análisis de las muestras

- Análisis de granulometría (AASHTO T-27)
- Clasificación del suelo AASHO
- Peso específico de los sólidos (AASHTO T-84) (AASHTO T-248)
- Contenido de humedad (AASHTO T-265)

- Límites de Atterberg (AASHTO T-89) - (AASHTO T-90)

-Sondeo del subsuelo

- Sondeo dinámico (SPT)

-SPT

- Ensayo normal de penetración (ASTM D-1586)

-Corrección del N° de golpes

- Por longitud de vástago
- Excavación a cielo abierto
- Profundidad del nivel freático

3.3.3.- -PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL NIVEL FREÁTICO

- En el proyecto los aspectos a considerar tales como empuje, subpresión, variaciones de niveles estacionales, zanjas y otros no se delimitaron ya que el proyecto tiene un enfoque más profundo a las resistencias que ofrece el subsuelo a diferente profundidad para el análisis de asentamientos y las presiones de poro en suelos granulares se disipan fácilmente, cabe recalcar que los niveles freáticos encontrados se obtuvieron en época de estiaje y el mismo era el mínimo que se podría obtener.
- Además se pudo evidenciar que las zanjas que antes predominaban en dicha zona de estudio tienen espesores muy poco considerables en la actualidad y no provocarían ningún tipo de falla principal.
- En el proyecto se trabajó con los niveles freáticos promedios para cada zona.
- No se encontraron niveles freáticos colgados, debido a su predominio de suelo granular permeable en sus distintas estratificaciones.
- **El método de sondeo fue el de medición mediante cinta métrica desde la superficie del terreno hasta la cota del nivel freático previo estabilización de nivelación debido al movimiento oscilante que provoco la excavación del pozo y en algunos casos socavaciones instantáneas dentro del mismo.**

3.4.-UBICACION DE LOS PUNTOS DE ESTUDIO

3.4.1.-PUNTO 1 (Pozos 1-2-3)

En este punto se realizaron 3 ensayos de S.P.T por la empresa Sur Paredón para obtener los esfuerzos admisibles del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

Los tres ensayos se realizaron para la construcción de un condominio a la altura del comienzo de la av. Integración frente al hotel los Ceibos. Como se muestra en la figura (3.12).

Figura 3.12.- Punto No1



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Fuente.- Propia



Figura 3.13.- Ubicación Punto No 1

Figura 3.14.- Ensayo de SPT punto No 1



Fuente.- Laboratorio de suelos "EOLO"



Figura 3.15.- Condominio Amancay

Fuente.- propia

RESULTADOS OBTENIDOS

Cuadro 3.1.- Resultados Obtenidos Punto No 1

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo	Profundidad. (m)		Nro.	Resistencia	Descripcion del perfil del suelo		Presion admisible
		Nro.	de	a	Golpes	(kg./cm ²)	Literal	clasificado	
1	CONSTRUCCION CONDOMINIO AMANCAYA	1	3.50	3.95	37	3,59	Piedra bolón, grava y poca arena con densidad compacta.	A-1-a(0)	3.00 Kg./cm ²
		2	3.50	3.95	> 50	R	Piedra bolón, grava y poca arena con densidad compacta.	A-1-a(0)	5.00 Kg/cm ²
		3	3.25	3.70	35	3,36	Piedra bolón, grava y poca arena con densidad compacta.	A-1-a(0)	2.85 Kg/cm ²

Fuente.- propia

Lugar de ensayo CONSTRUCCION CONDOMINIO AMANCAYA.

3.4.2.-PUNTO 2 (Pozos 4-5)

En este punto se realizaron 2 ensayos de S.P.T por la empresa Megacon para obtener los esfuerzos admisibles del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

Los dos ensayos se realizaron para una construcción del colegio Aniceto Arce al lado posterior de la cooperativa y al lado del albergue municipal como se muestra en la figura:

Figura 3.16.- Ensayo de SPT punto No 2



Fuente.- Laboratorio de suelos "EOLO"



Figura 3.17.- Construcción Unidad Educativa Aniceto Arce

Fuente.- propia

Figura 3.18.- Punto No 2



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.2.- Resultados Punto No 2

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo Nro.	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripcion del perfil del suelo		Presion admisible
			de	a			Literal	clasificado	
2	Colegio Aniceto Arce	4	3.60	4.05	>50	R	Fragmentos de piedra gravas y arena con barro negro , con piedras bolón y manzana presenta densidad media.	A-1-a(0)	4.00 Kg./cm ²
		5	1.95	2.40	20	1,95	Fragmentos de piedra gravas y arena color negro, con piedras bolón y manzana presenta densidad media.	A-1-a(0)	1.65 Kg/cm ²

Fuente.- propia

Lugar de ensayo Colegio Aniceto Arce

3.4.3.-PUNTO 3 (Pozos 6-7-8)

En este punto se realizaron 3 ensayos de S.P.T por la empresa Megacon para obtener los esfuerzos admisibles del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

Figura 3.19.- Ensayo de SPT Punto No 3



Fuente.- Laboratorio de suelos "EOLO"

Los tres ensayos se realizaron para la construcción del colegio Aniceto Arce el mismo que fue ubicado finalmente en el punto 2, el punto 3 se ubica perpendicular a la cancha de futbol de la municipalidad y frente a la clasificadora de EMAT como se ilustra en la figura 3.20:

Figura 3.20.- Punto No 3



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.3.- Resultados Punto No 3

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo Nro.	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripcion del perfil del suelo		Presion admisible
			de	a			Literal	clasificado	
3	Cerca de la cancha de fútbol y frente a EMAT	6	2.80	3.25	26	2,52	Fragmentos de piedra gravas y arena color negro, con piedras bolón y manzana presenta densidad media.	A-1-a(0)	2.15 Kg./cm ²
		7	2.10	2.55	22	2,14	Fragmentos de piedra gravas y arena color negro, con piedras bolón y manzana presenta densidad media.	A-2-4(0)	1.80 Kg/cm ²
		8	2.25	2.70	26	2,52	Fragmentos de piedra gravas y arena color negro, con piedras bolón y manzana presenta densidad media.	A-1-b(0)	2.15 Kg/cm ²

Fuente.- Propia

Lugar de ensayo Cerca de la cancha de fútbol Guadalquivir y frente a la clasificadora de EMAT.

3.4.4.-PUNTO 4 (Pozos 10-11-12)

En este punto se realizaron 3 ensayos de S.P.T por el universitario Carlos Gabriel Salinas López para obtener los esfuerzos admisibles del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

Los tres ensayos se realizaron para complementar al proyecto estudiado ubicándose frente a la clasificadora de EMAT. Al lado del punto 3.

Figura 3.21.- Ensayo de SPT Punto No 4



Fuente.- Propia

Figura 3.22.- Excavación de pozos a cielo abierto; Punto No 4



Fuente.- Propia

Figura 3.23.- Punto No 4



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.4.- Resultados obtenidos Punto No 4

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo Nro.	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripción del perfil del suelo		Presión admisible
			de	a			Literal	clasificado	
4	Frente a EMAT	10	1.50	1.95	>50	R	Piedra bolón, grava y poca arena con densidad compacta.	A-1-a(0)	4 Kg./cm ²
		11	2.20	2.65	30	2,90 Kg./cm ²	Suelo Granular con limo y arena.	A-1-a(0)	2,47 Kg./cm ²
		12	3.20	3.65	>50	R	Piedra bolón, grava y poca arena con densidad compacta.	A-1-a(0)	4 Kg./cm ²

Fuente.- Propia

Frente a la EMAT.

3.4.5.-PUNTO 5 (Pozo No 9)

En este punto se realizó 1 ensayo de S.P.T por el Universitario Carlos Gabriel Salinas López para obtener el esfuerzo admisible del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

El ensayo se realizó para la complementación al estudio del proyecto en curso a 30mts la izquierda del punto 4 hacia este ensayo se hizo a superficie.

Figura 3.24.- Ensayo sobre la superficie Punto No 5



Fuente.- Propia

Figura 3.25.- Ensayo de SPT en el punto No 5



Fuente.- Propia

Figura 3.26.- Punto No 5



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.5.- Resultados Obtenidos Punto No 5

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripcion del perfil del suelo		Presion admisible
		Nro.	de	a			Literal	clasificado	
5	al lado izq. De la calle que da a la av. Guadalquivir	9	0.20	0.65	11	1,10 Kg./cm ²	Suelo Granular (Grava mal graduada con limo con arena). Con cubierta vegetal	A-4(5)	0,94 Kg./cm ²

Fuente.- Propia

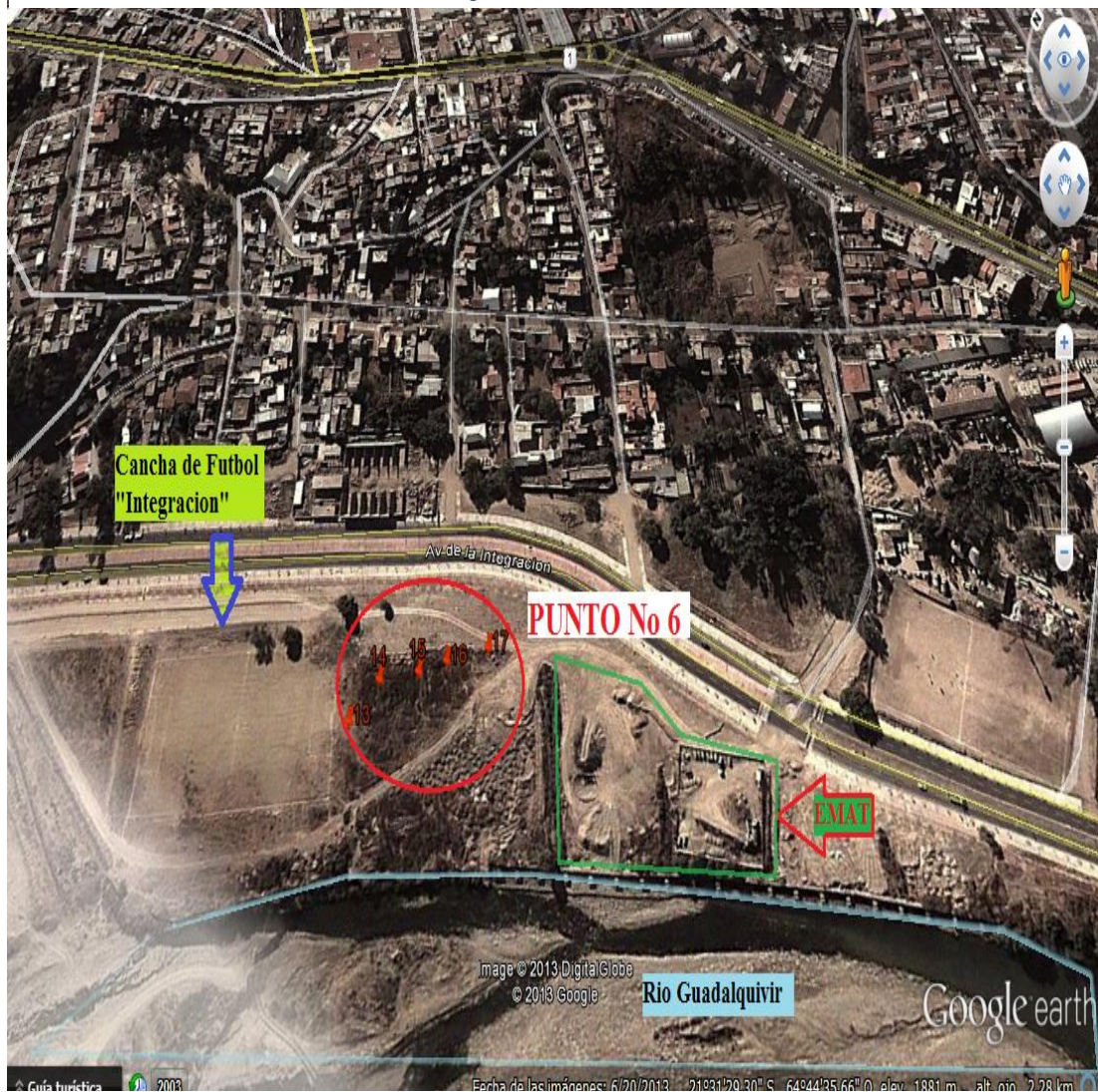
Al lado izq. De la calle que da a la Av. Guadalquivir

3.4.6.-PUNTO 6 (Pozo No 13-14-15-16-17)

En este punto se realizó 5 ensayos de S.P.T por el Universitario Carlos Gabriel Salinas López, para obtener el esfuerzo admisible del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

El ensayo se realizó para la complementación al estudio del proyecto en curso ubicado en una zona entre la cancha de fútbol Integración del municipio de Tarija y la seleccionadora de EMAT a orillas del río Guadalquivir.

Figura 3.27.- Punto No 6



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Figura 3.28.- Ensayo de SPT en el punto No 6 (1)



Fuente.- Propia

Figura 3.29.- Ensayo de SPT en el punto No 6 (2)



Fuente.- Propia

Figura 3.30.- Ensayo de SPT en el punto No 6 (3)



Fuente.- Propia

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.6.- Resultados Obtenidos Punto No 6

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo Nro.	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripción del perfil del suelo		Presion admisible
			de	a			Literal	clasificado	
6	Entre EMAT y la cancha de fútbol "Integración"	13	0,20	0,65	> 50	R	Material granular incrustado en limo arcilloso con pasto en la superficie	A-2-4 (0)	4,00 Kg/cm ²
		14	1,00	1,45	> 50	R	Material conformado de grava y arena muy compacta	A-1-a (0)	4,00 Kg/cm ²
		15	1,20	1,65	50	4,29	Material granular mezclado con arcilla negra	A-2-4 (0)	4,00 Kg/cm ²
		16	2,00	2,45	37	3,59	Material ripioso saturado de humedad.	A-1-a (0)	3,05 Kg/cm ²
		17	3,00	3,45	30	2,80	Fragmentos de piedra gravas y arena color negro, con piedras bolón y manzana presenta	A-1-a (0)	2,45 Kg./cm ²

Fuente.- Propia

Zona entre la cancha de fútbol Integración del municipio de Tarija y la seleccionadora de EMAT a orillas del río Guadalquivir.

3.4.7.-PUNTO 7 (Pozo No 18)

En este punto se realizó 1 ensayo de S.P.T por el Gobierno Municipal de la ciudad de Tarija para obtener el esfuerzo admisible del suelo como también sus respectivas granulometrías, límites y clasificación. Los resultados de los mismos se adjuntaran en Anexos.

El ensayo se realizó para la construcción de los Raquets de la Municipalidad el mismo fue ubicado al frente de entre la cancha de futbol “Integración” y la seleccionadora de EMAT.

Figura 3.31.- Punto No 7



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Figura 3.32.- Ubicación del punto No 7



Fuente.- Propia

DATOS OBTENIDOS

Cuadro 3.7.- Resultados Obtenidos del punto No 7

PUNTO	Lugar de ensayo	Pozo Nro.	Profundidad. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripción del perfil del suelo		Presión admisible
			de	a			Literal	clasificado	
7	Construcción de Raquets	18	1,70	2,15	2	1,35	Suelo granular (grava mal graduada con limo y con arena) con contenido de humedad de 30,15%	A-1-a(0)	1,00 Kg./cm ²

Fuente.- Propia

Construcción de los Raquets de la Municipalidad.

3.5.-TOMA GENERAL (PUNTOS Y POZOS)

Figura 3.33.- Toma general de los 7 puntos



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

3.6.-DELIMITACION DE ZONAS DE ESTUDIO

Debido a la complejidad de realizar más cantidad de ensayos a causa de muchos factores como ser; topográficos, dificultad de accesibilidad de la retro excavadora, propiedades privadas, daño al medio ambiente, elevado costo de equipo y maquinaria (alquiler), y otros; se prefirió delimitar dos zonas en las cuales se obtuvo mayor cantidad de ensayos para tener un mejor y mayor análisis singular y comparativo, por lo cual se escogió las ZONA 1, ZONA 2 y una ZONA GENERAL en la cual se trabajara con todos los puntos y así obtener conclusiones y recomendaciones para el área en la cual se realizó el proyecto.

Figura 3.35.- Pozos Sobrantes



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

3.6.1.-ZONA 1

Figura 3.36.- Zona 1



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Cuadro 3.8.- Resultados Zona 1

ZONA 1					
Punto	Pozo	Profundidad. (m)	No de golpes	Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	Altura del nivel freatico
5	9	0,20	11	0,94	*****
4	10	1,50	> 50	4,00	*****
3	7	2,10	22	1,80	2,00
4	11	2,20	30	2,47	2,20
3	8	2,25	26	2,15	2,20
3	6	2,80	26	2,15	2,40
4	12	3,20	> 50	4,00	2,80
				Promedio=	2,32
				=	2,30

Fuente.- Propia

Como se puede apreciar la zona 1 presenta 7 puntos de ensayo a diferentes profundidades lo cual nos ayudara a estratificar y clasificar el suelo en dicha zona. La cual está dentro de un área de 150 mts X 50 mts. En esta zona se decidió idealizar la estratificación para obtener resultados y analizarlos correctamente.

3.6.2.-ZONA 2

La zona 2 se encontrara casi aproximadamente frente a la zona 1 para poder tener una buena relación de la clasificación del suelo a cierta profundidad de un lado de la avenida como del otro teniendo muy en cuenta el comportamiento del asentamiento en cada lado a tres diferentes profundidades de cimentación, pero a un mismo nivel freático obtenido.

Figura 3.37.- Zona 2



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Como se puede observar en la imagen la zona 2 consta de 5 ensayos de SPT con los cuales se construirá la tabla correspondiente para ver sus características del suelo en diferentes profundidades. También se puede observar que esta frente a la zona 1, para poder tener un análisis comparativo de resultados de asentamientos, la zona dos tiene un área de 150 mts X 85 mts, lo que cabría decir que se analizaría una área semejante de 300 mts X 100mts entre los dos lados de la avenida.

Cuadro 3.9.- Resultados Zona 2

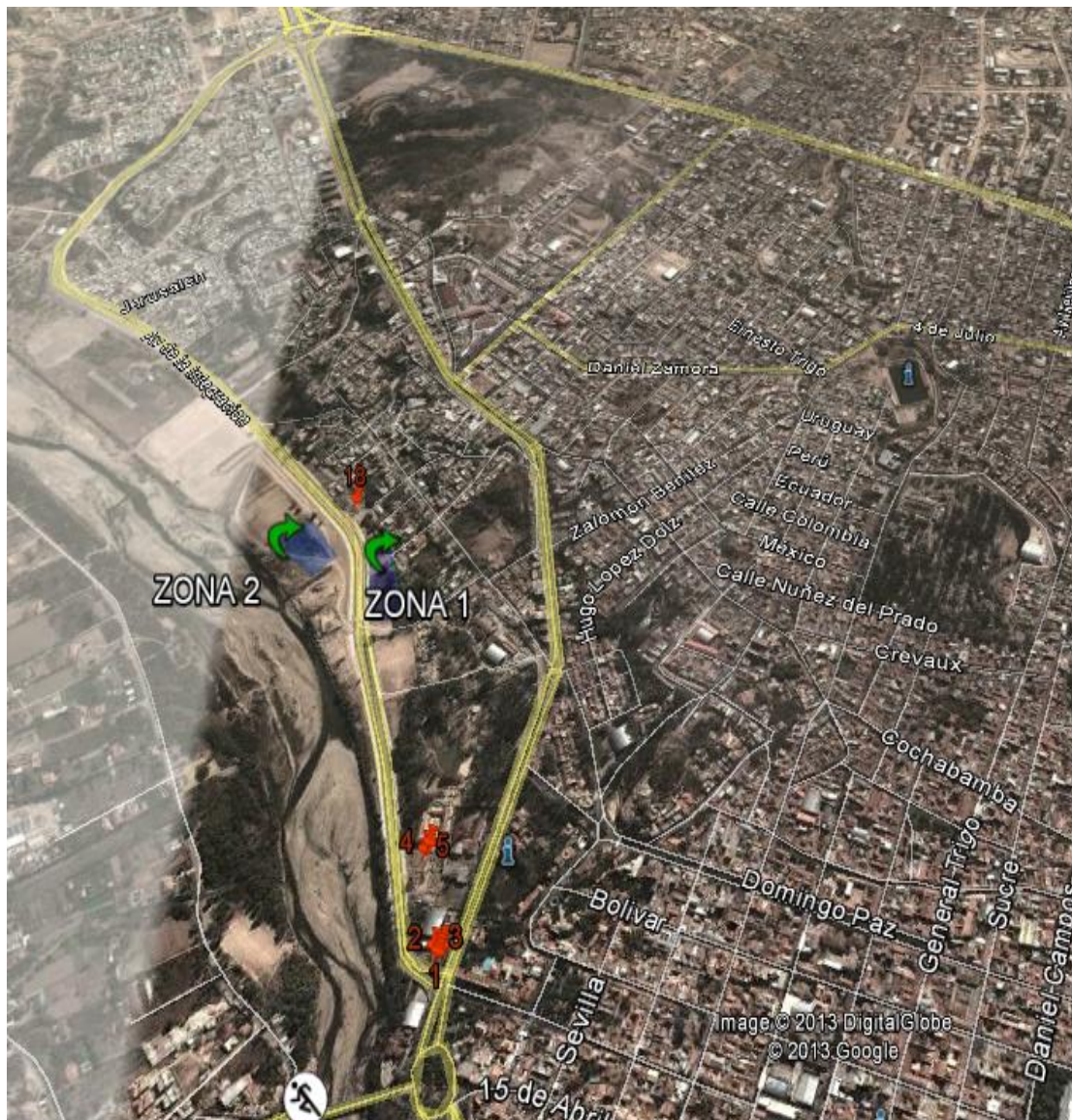
ZONA 2					
Punto	Ensayo	Profundidad. (m)	No de golpes	Esfuerzo admisible (kg/cm²)	Altura del nivel freatico
6	13	0,20	> 50	4,00	*****
6	14	1,00	> 50	4,00	*****
6	15	1,20	50	4,00	*****
6	16	2,00	37	3,05	2,00
6	17	3,00	30	2,45	2,20
				Promedio=	2,10

Fuente.- Propia

Para la realización de la estratigrafía se decidió no idealizar y trabajar con los datos obtenidos en campo, recalando su gran soporte en los estratos superficiales y su disminución a medida que baja en profundidad, esto es debido a que el suelo ya fue compactado antes y también porque se transitó mucha maquinaria pesada por este sector como también se observa capas de suelos que fueron pantanales es por esto que baja su resistencia a mayor profundidad.

3.6.3.- ZONA GENERAL

Figura 3.38.- Zona 1 – Zona 2



Fuente.- Google Earth - Diseño propio

Como se puede observar en la figura los pozos 1-2-3-4-5-18 todavía no se utilizaron en las Zonas 1 y 2 es por esto que junto a estas dos zonas más y los puntos faltantes se obtuvo una estratigrafía de la zona general en un área total de trabajo para analizar los resultados obtenidos.

Cuadro 3.10.- Resultados Zona General

Nº	Punto	Pozo	Profundidad. (m)	No de golpes	Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	Altura del nivel freatico
1	5	9	0,20	11	0,94	*****
2	6	13	0,20	> 50	4,00	*****
3	6	14	1,00	> 50	4,00	*****
4	6	15	1,20	50	4,00	****
5	4	10	1,50	> 50	4,00	*****
6	7	18	1,70	2	1,00	*****
7	2	5	1,95	20	1,65	1,90
8	6	16	2,00	37	3,05	2,00
9	3	7	2,10	22	1,80	2,00
10	4	11	2,20	30	2,47	2,20
11	3	8	2,25	26	2,15	2,20
12	3	6	2,80	26	2,15	2,40
13	6	17	3,00	30	2,45	2,20
14	4	12	3,20	> 50	4,00	2,80
15	1	3	3,25	35	2,85	2,90
16	1	1	3,50	37	3,00	3,00
17	1	2	3,50	> 50	5,00	3,10
18	2	4	3,60	> 50	4,00	3,20
					Promedio=	2,49
					=	2,50

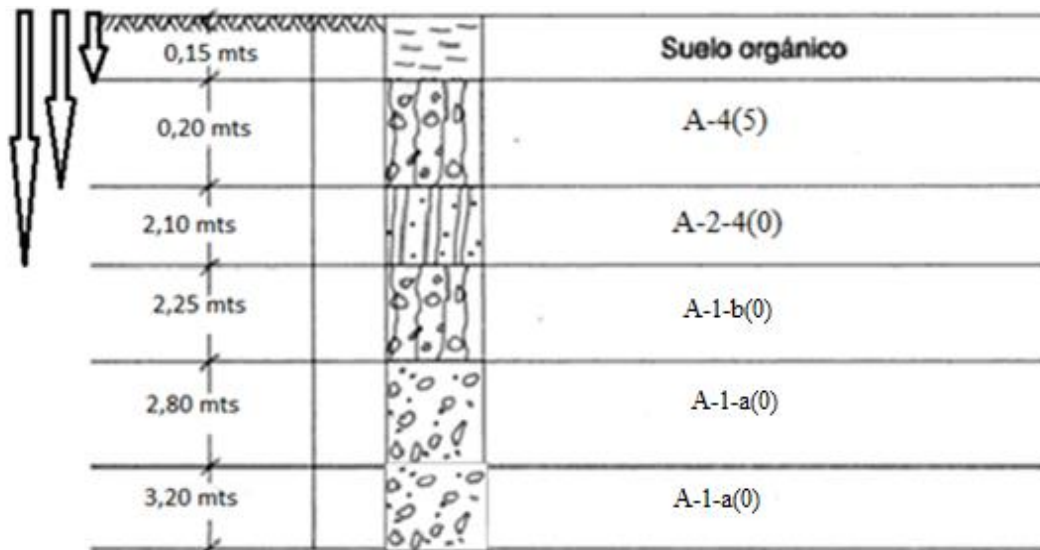
Fuente.- Propia

Como se puede observar en la tabla se distingue el número de pozos que son 18 con sus respectivos puntos de ensayos, número de pozo y características principales de las cuales se puede decir que los puntos que están de color naranja pertenecen a la **Zona 1**, los puntos que se encuentran de color verde pertenecen a la **Zona 2** y los puntos de color azul son los que complementan a la **Zona General**, obteniendo así todos los puntos necesarios para proponer una estratigrafía de la zona en General. En esta Zona se pretende idealizar el subsuelo de acuerdo a la profundidad, número de golpes y esfuerzo admisible, suponiendo que el suelo tiene ese comportamiento calcularemos sus asentamientos.

3.7.- ESTRATIGRAFIA

3.7.1.-ESTRATIGRAFIA ZONA 1

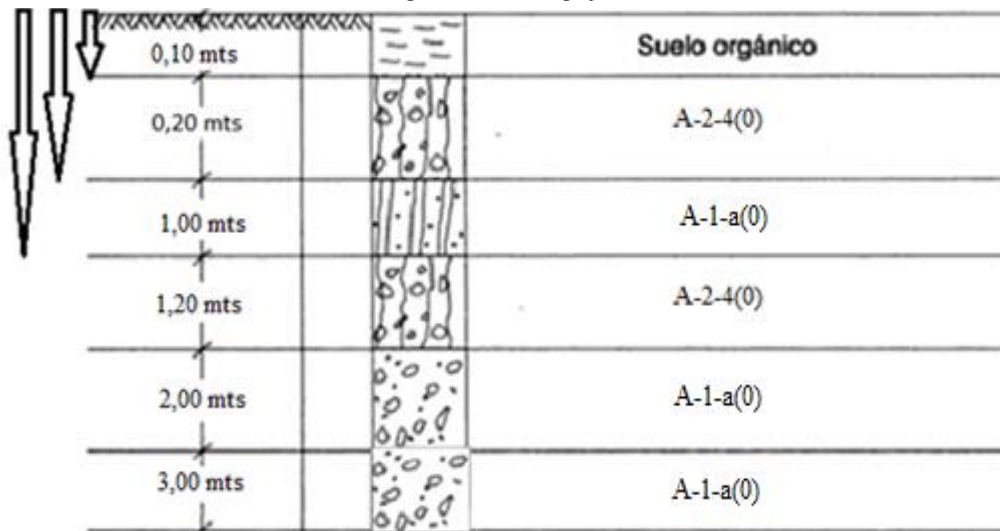
Figura 3.40.- Estratigrafía Zona 1



Fuente.- Propia

3.7.2.- ESTRATIGRAFIA ZONA 2

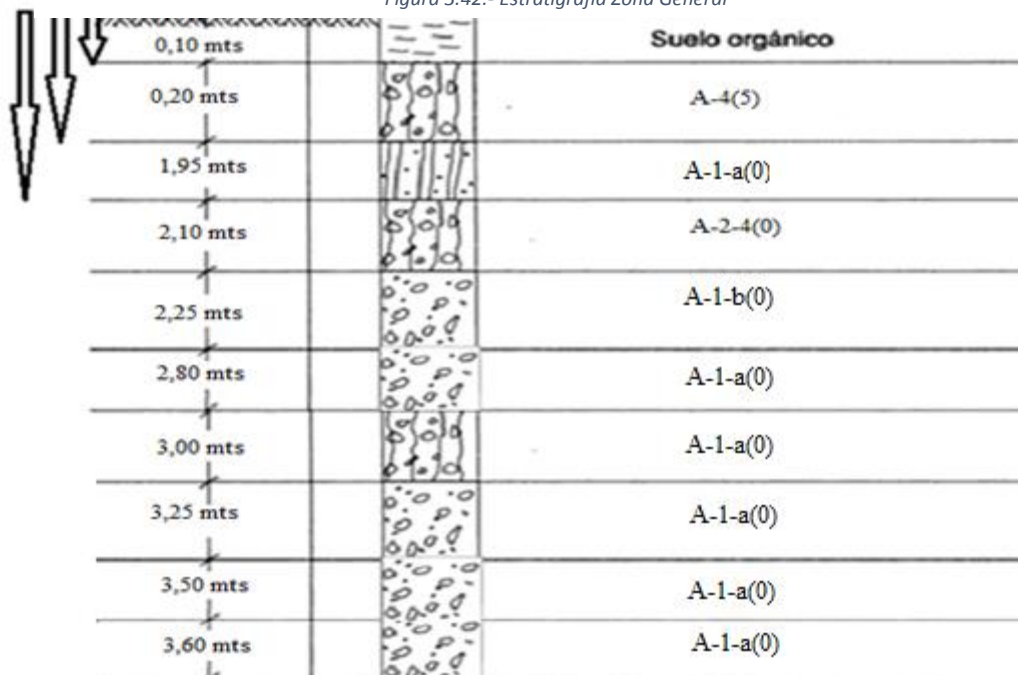
Figura 3.41.- Estratigrafía Zona 2



Fuente.- Propia

3.7.3.- ESTRATIGRAFIA ZONA GENERAL

Figura 3.42.- Estratigrafía Zona General



Fuente.- Propia

Cuadro 3.11.- Zona General Idealizada

Nº	Punto	Pozo	Profundida d. (m)	No de golpes	Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	Altura del nivel freatico
1	5	9	0,20	11	0,94	*****
2	6	13	0,20	> 50	4,00	*****
3	6	14	1,00	> 50	4,00	*****
4	6	15	1,20	50	4,00	****
5	4	10	1,50	> 50	4,00	*****
6	7	18	1,70	2	1,00	*****
7	2	5	1,95	20	1,65	1,90
8	6	16	2,00	37	3,05	2,00
9	3	7	2,10	22	1,80	2,00
10	4	11	2,20	30	2,47	2,20
11	3	8	2,25	26	2,15	2,20
12	3	6	2,80	26	2,15	2,40
13	6	17	3,00	30	2,45	2,20
14	4	12	3,20	> 50	4,00	2,80
15	1	3	3,25	35	2,85	2,90
16	1	1	3,50	37	3,00	3,00
17	1	2	3,50	> 50	5,00	3,10
18	2	4	3,60	> 50	4,00	3,20
Promedio=						2,48
						=
						2,50

Fuente.- Propia

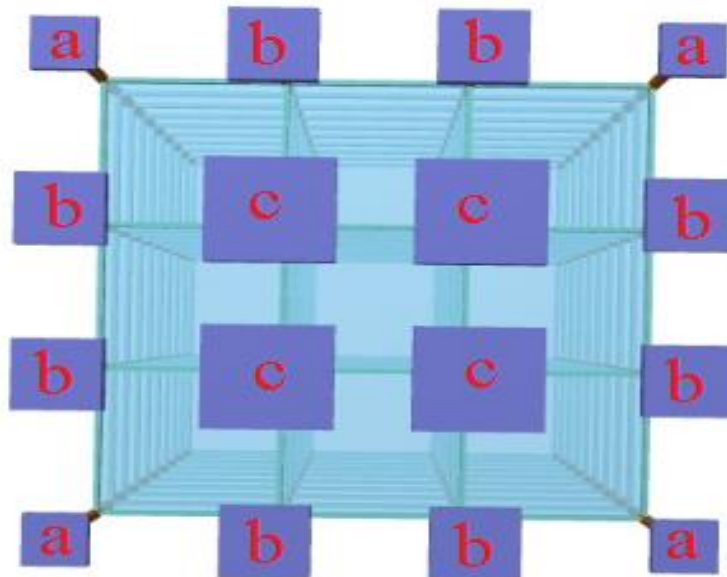
3.8.- ESQUEMATIZACION DE LAS CARGAS (CYPECAD)

La edificación a emplearse en el proyecto fue dada por las siguientes dimensiones: consta de 16 zapatas aisladas espaciadas cada 6 mts tanto vertical como horizontal calculadas por el programa, con variaciones de 1-2-4-6-8-10 plantas respectivamente, a 3 metros de altura cada una y también se

lo calculó a tres diferentes profundidades con tres diferentes esfuerzos admisibles obtenidos de los ensayos del SPT y con la ayuda de una curva formada con los datos obtenidos.



Figura 3.44.- Nomenclatura de las Zapatas



Fuente.- CYPECAD - diseño propio

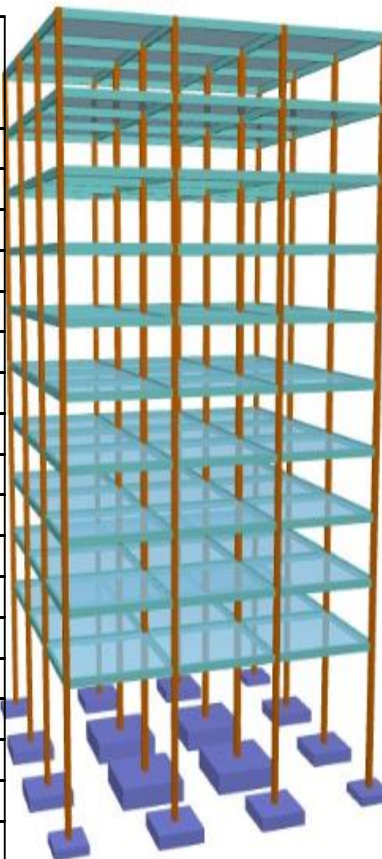
3.8.1.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM² (ZONA1)

Cuadro 3.12.- Dimensiones de las zapatas (1); Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30
c	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05

Fuente.- diseño propio

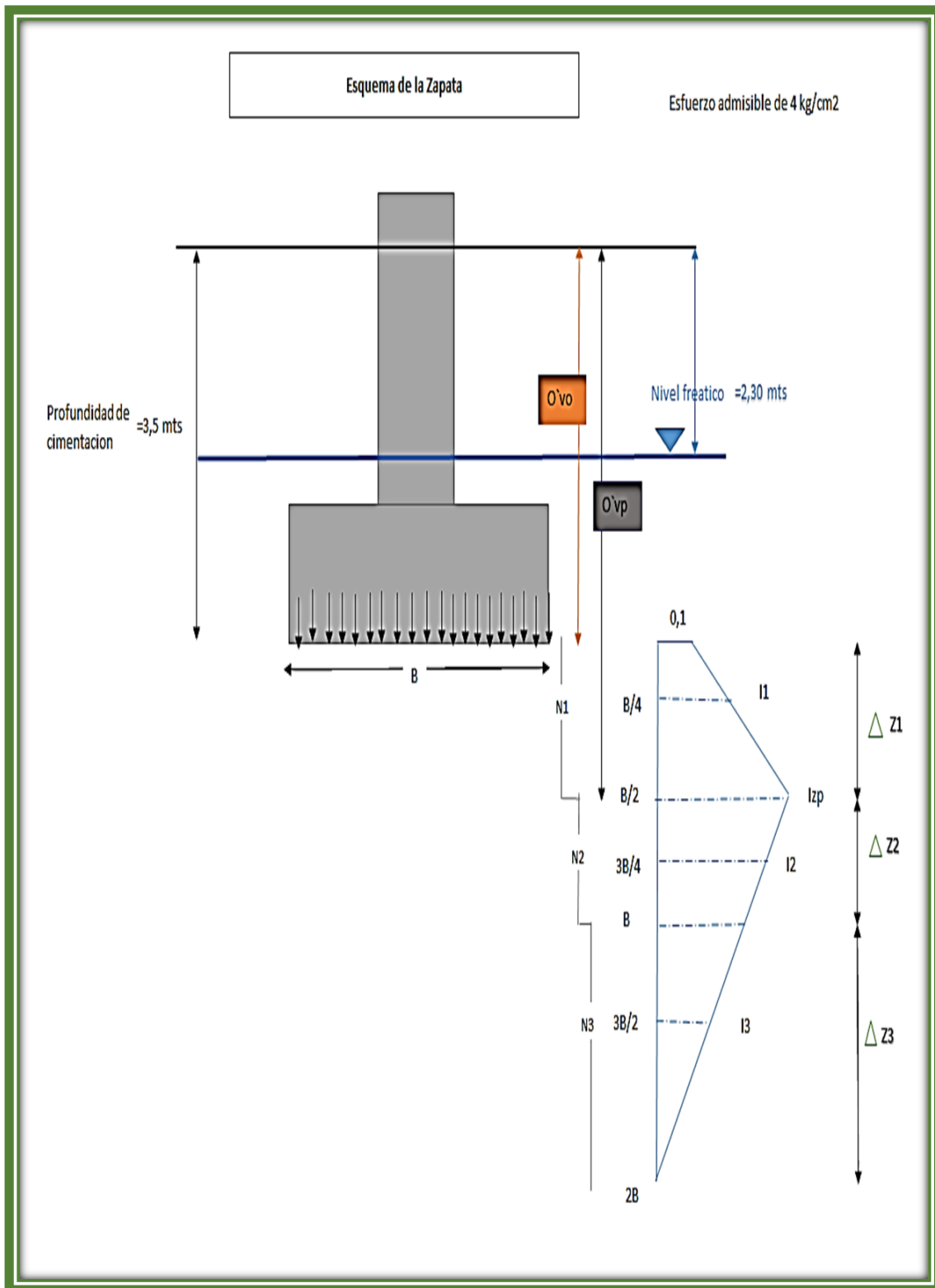
Figura 3.45.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 3,5 mts, con un nivel freático de 2,30 mts.

Figura 3.46.- Esquema de la zapata (1) – Zona 1



Fuente.- diseño propio

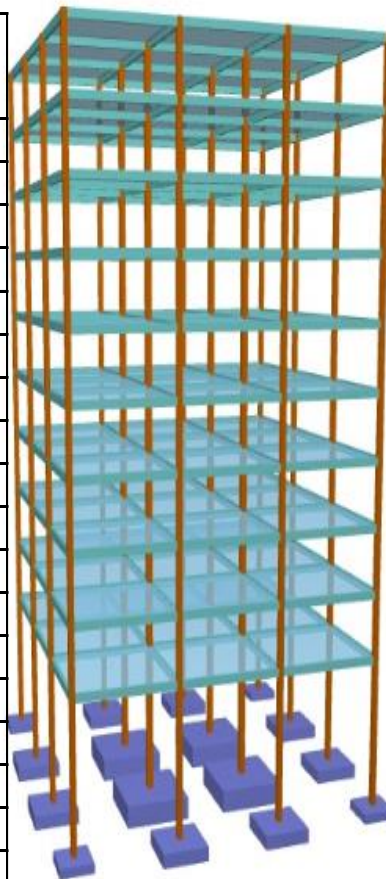
3.8.2.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM² (ZONA1)

Cuadro 3.13.- Dimensiones de las zapatas (2); Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,8 X 0,8 X 0,30
b	1	8	0,9 X 0,9 X 0,30
c	1	4	1,25 X 1,25 X 0,30
a	2	4	0,9 X 0,9 X 0,30
b	2	8	1,2 X 1,2 X 0,30
c	2	4	1,75 X 1,75 X 0,40
a	4	4	1,2 X 1,2 X 0,30
b	4	8	1,6 X 1,6 X 0,4
c	4	4	2,35 X 2,35 X 0,55
a	6	4	1,4 X 1,4 X 0,40
b	6	8	2 X 2 X 0,5
c	6	4	2,95 X 2,95 X 0,7
a	8	4	1,7 X 1,7 X 0,4
b	8	8	2,3 X 2,3 X 0,55
c	8	4	3,35 X 3,35 X 0,85
a	10	4	1,9 X 1,9 X 0,45
b	10	8	2,6 X 2,6 X 0,65
c	10	4	3,75 X 3,75 X 1,05

Fuente.- diseño propio

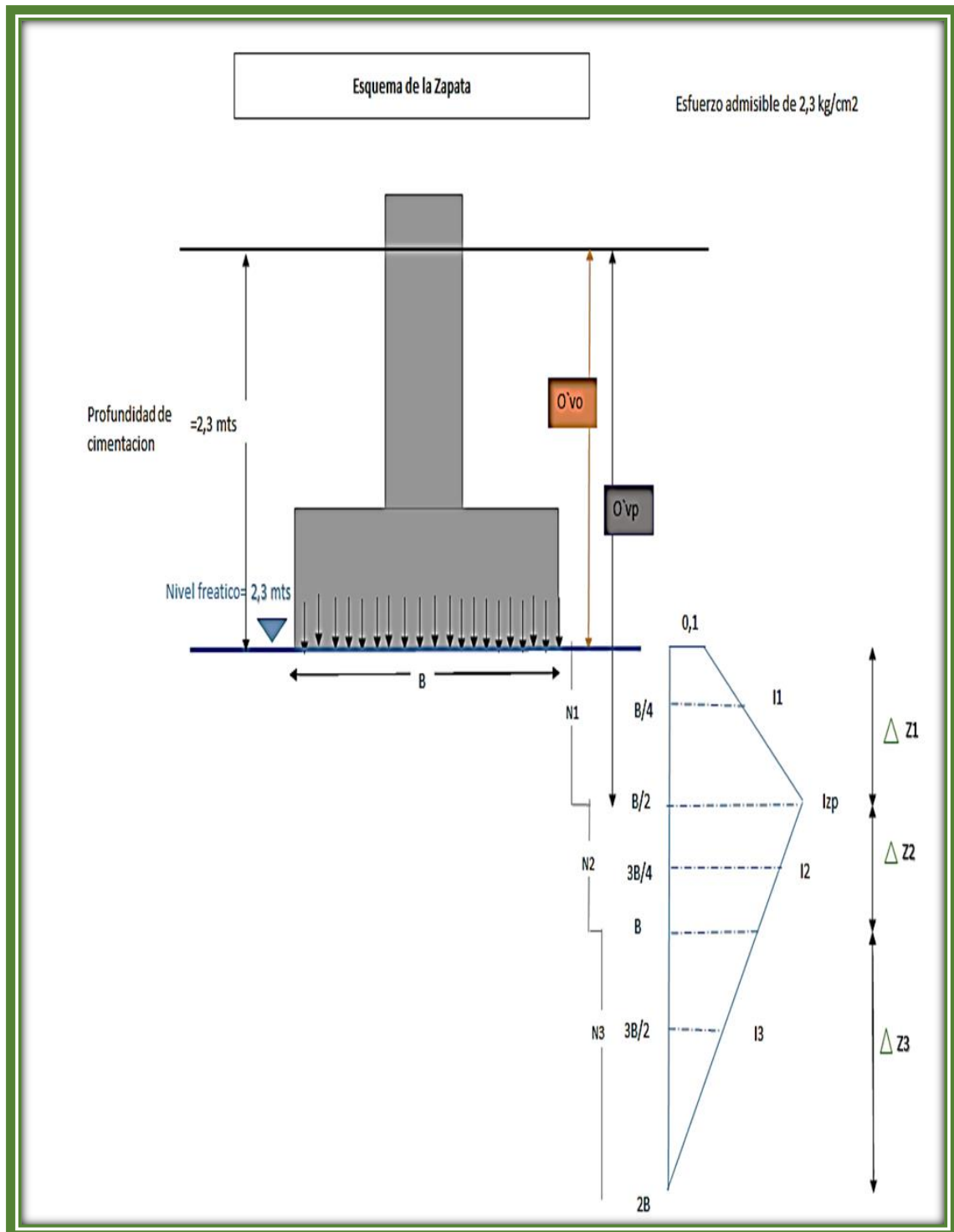
Figura 3.47.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 2,3 mts y un nivel freático de 2,3 mts.

Figura 3.48.- Esquema de la zapata (2) – Zona 1



Fuente.- diseño propio

3.8.3.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM²

(ZONA1)

Cuadro 3.14.- Dimensiones de las zapatas (3); Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	1,1 X 1,1 X 0,30
c	1	4	1,55 X 1,55 X 0,30
a	2	4	1,1 X 1,1 X 0,30
b	2	8	1,4 X 1,4 X 0,30
c	2	4	2,15 X 2,15 X 0,40
a	4	4	1,4 X 1,4 X 0,30
b	4	8	2,2 X 2,2 X 0,45
c	4	4	3,05 X 3,05 X 0,7
a	6	4	1,8 X 1,8 X 0,40
b	6	8	2,5 X 2,5 X 0,55
c	6	4	3,75 X 3,75 X 0,85
a	8	4	2,1 X 2,1 X 0,45
b	8	8	2,9 X 2,9 X 0,65
c	8	4	4,35 X 4,35 X 1
a	10	4	2,3 X 2,3 X 0,50
b	10	8	3,3 X 3,3 X 0,75
c	10	4	4,95 X 4,95 X 1,15

Fuente.- diseño propio

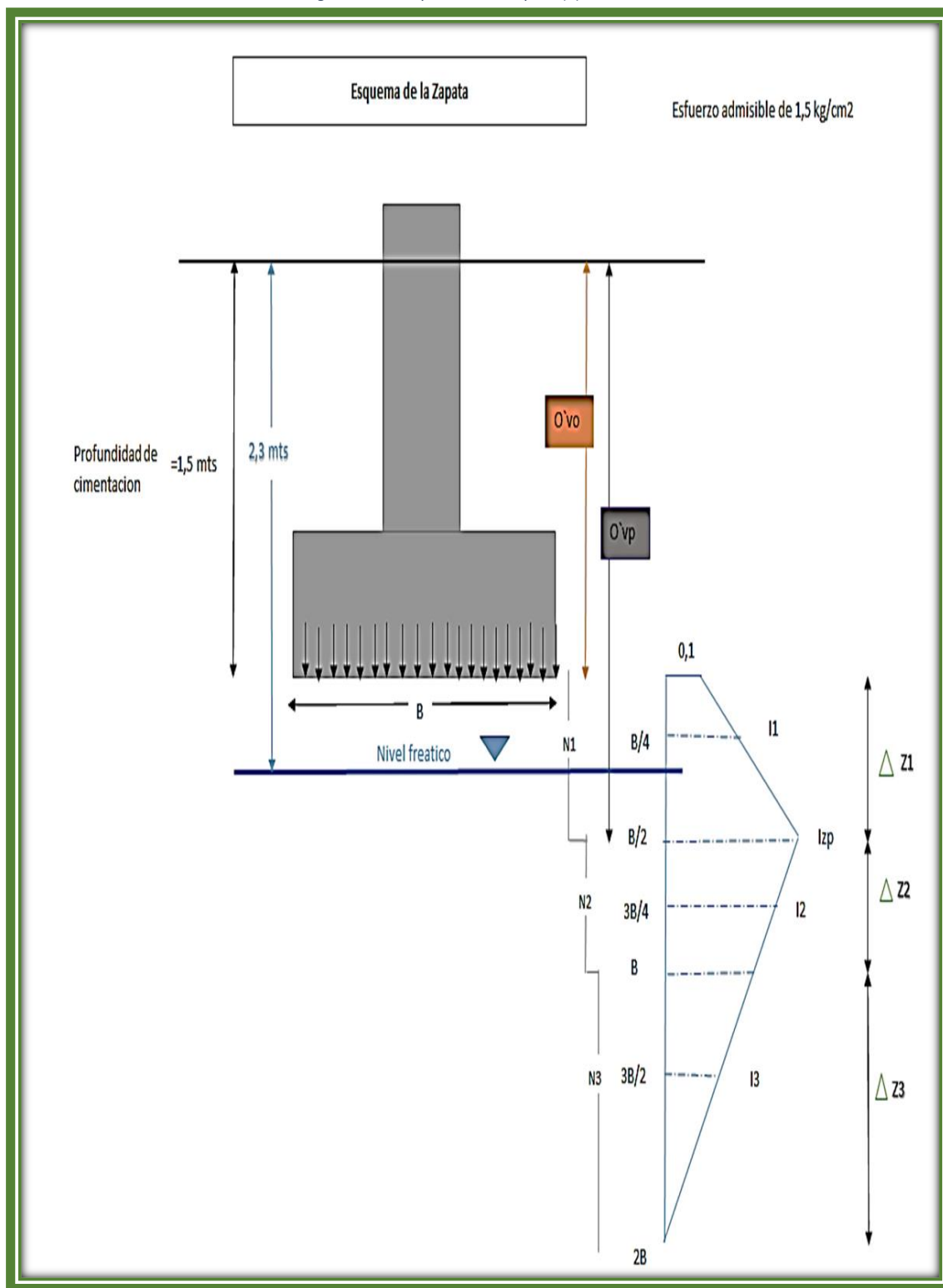
Figura 3.49.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 1,5mts y un nivel freático de 2,3 mts.

Figura 3.50.- Esquema de la zapata (3) – Zona 1



Fuente.- diseño propio

3.8.4.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM²

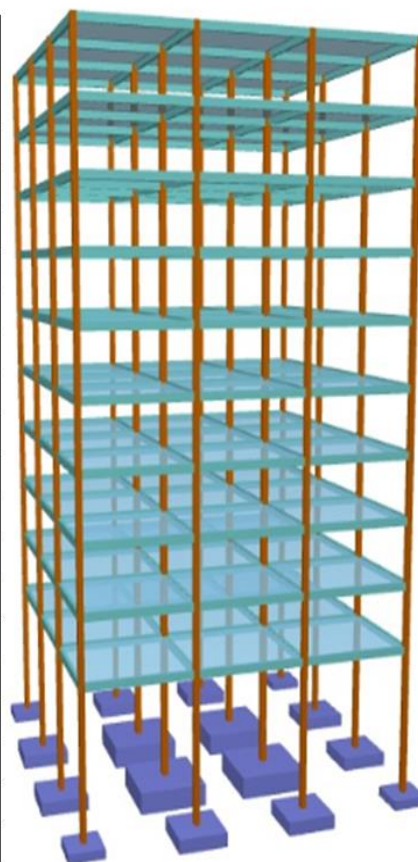
(ZONA 2)

Cuadro 3.15.- Dimensiones de las zapatas (1); Zona 2

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30
c	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05

Fuente.- diseño propio

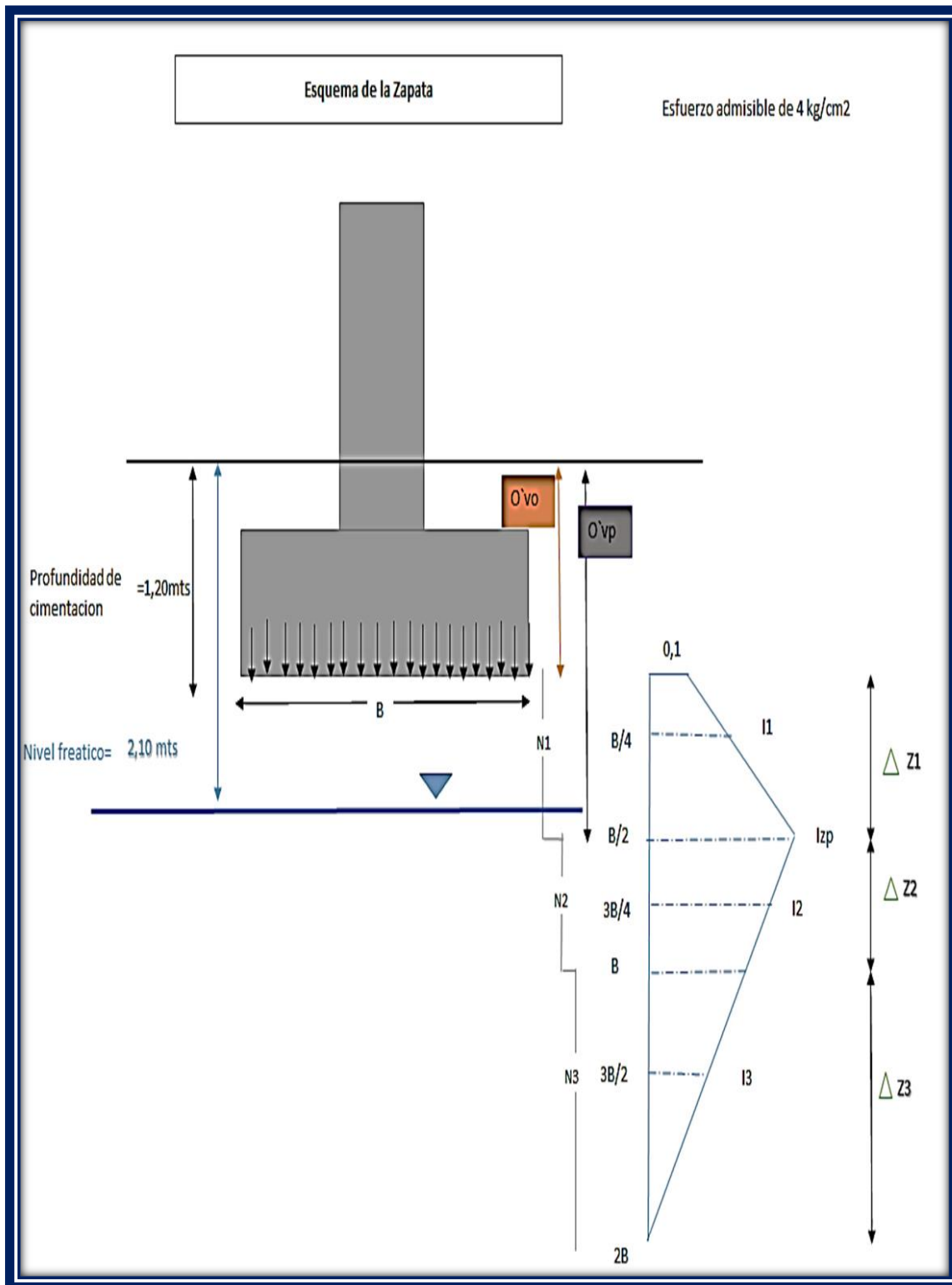
Figura 3.51.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 1,20mts y a un nivel freático de 2,10mts.

Figura 3.52.- Esquema de la zapata (1) – Zona 2



Fuente.- diseño propio

3.8.5.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM²

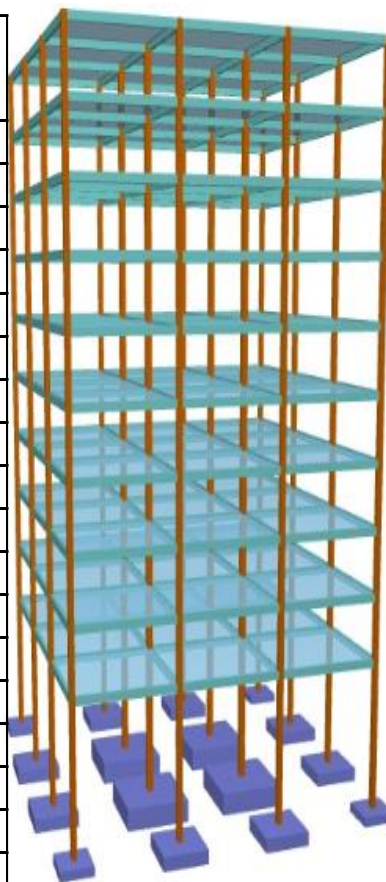
(ZONA2)

Cuadro 3.16.- Dimensiones de las zapatas (2); Zona 2

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,8 X 0,8 X 0,30
b	1	8	0,9 X 0,9 X 0,30
c	1	4	1,25 X 1,25 X 0,30
a	2	4	0,9 X 0,9 X 0,30
b	2	8	1,2 X 1,2 X 0,30
c	2	4	1,75 X 1,75 X 0,40
a	4	4	1,2 X 1,2 X 0,30
b	4	8	1,6 X 1,6 X 0,4
c	4	4	2,35 X 2,35 X 0,55
a	6	4	1,4 X 1,4 X 0,40
b	6	8	2 X 2 X 0,5
c	6	4	2,95 X 2,95 X 0,7
a	8	4	1,7 X 1,7 X 0,4
b	8	8	2,3 X 2,3 X 0,55
c	8	4	3,35 X 3,35 X 0,85
a	10	4	1,9 X 1,9 X 0,45
b	10	8	2,6 X 2,6 X 0,65
c	10	4	3,75 X 3,75 X 1,05

Fuente.- diseño propio

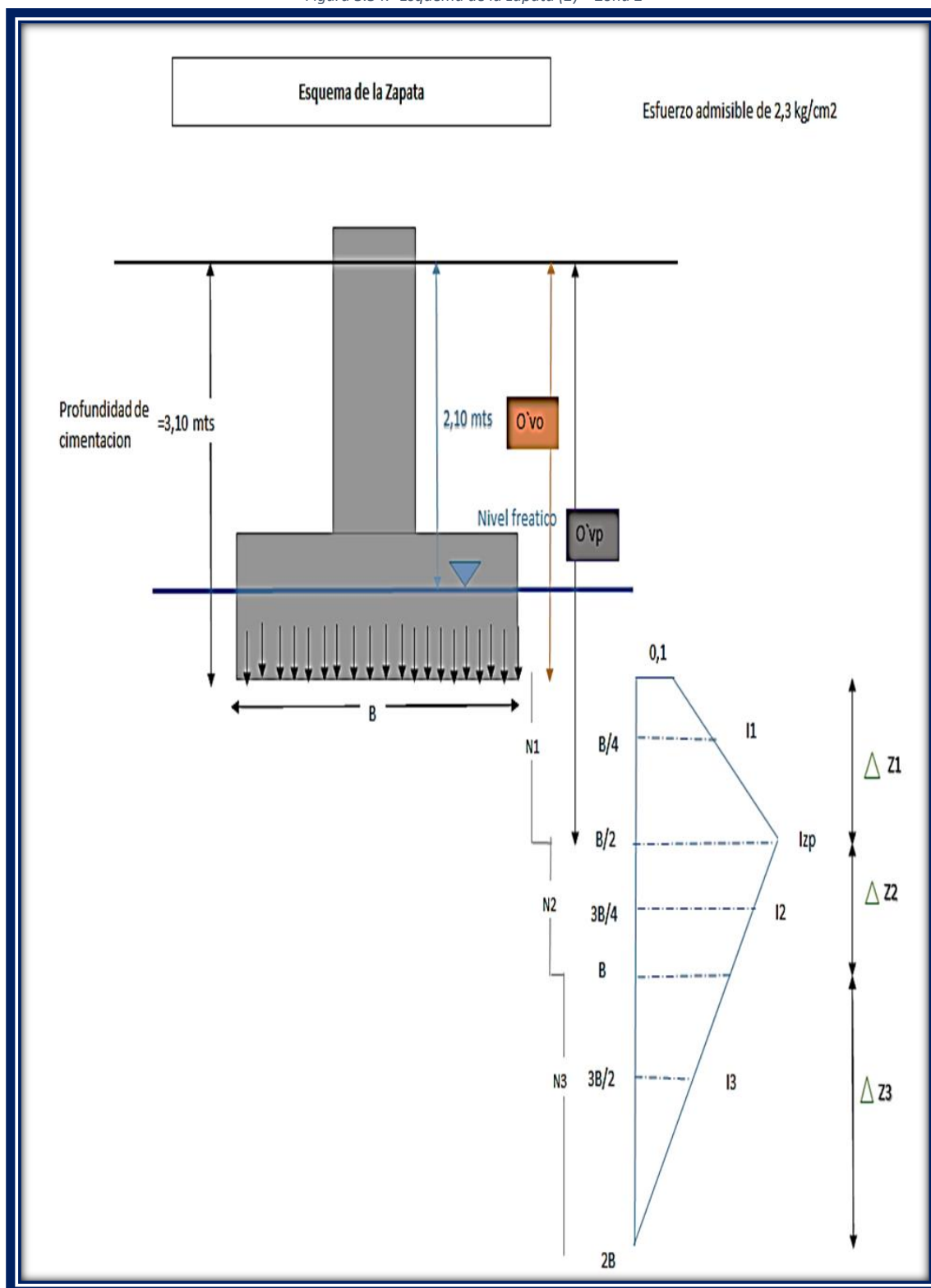
Figura 3.53.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 3,1 mts y un nivel freático de 2,1 mts.

Figura 3.54.- Esquema de la zapata (2) – Zona 2



Fuente.- diseño propio

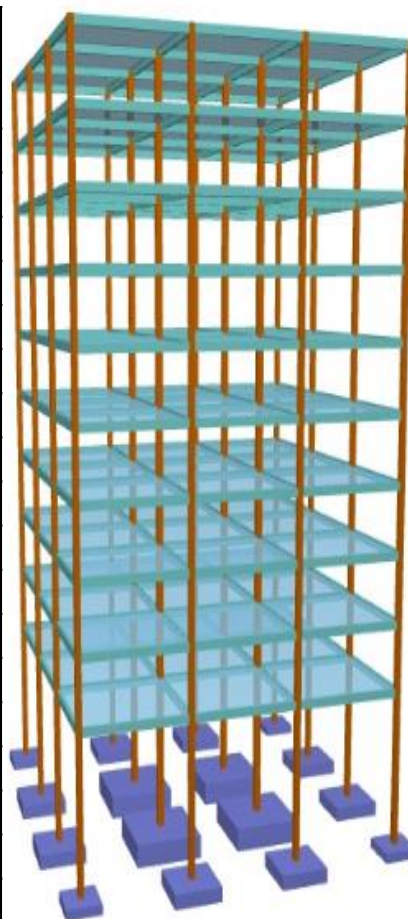
3.8.6.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM² (ZONA2)

Cuadro 3.17.- Dimensiones de las zapatas (3); Zona 2

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	1,1 X 1,1 X 0,30
c	1	4	1,55 X 1,55 X 0,30
a	2	4	1,1 X 1,1 X 0,30
b	2	8	1,4 X 1,4 X 0,30
c	2	4	2,15 X 2,15 X 0,40
a	4	4	1,4 X 1,4 X 0,30
b	4	8	2,2 X 2,2 X 0,45
c	4	4	3,05 X 3,05 X 0,7
a	6	4	1,8 X 1,8 X 0,40
b	6	8	2,5 X 2,5 X 0,55
c	6	4	3,75 X 3,75 X 0,85
a	8	4	2,1 X 2,1 X 0,45
b	8	8	2,9 X 2,9 X 0,65
c	8	4	4,35 X 4,35 X 1
a	10	4	2,3 X 2,3 X 0,50
b	10	8	3,3 X 3,3 X 0,75
c	10	4	4,95 X 4,95 X 1,15

Fuente.- diseño propio

Figura 3.55.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

* Esta zona no presenta un esfuerzo admisible bajo de 2,3 kg/cm² ya que los estratos de suelo presentaron grandes resistencias debido a compactaciones en la zona al realizar los trabajos previos al asfaltado de la avenida de la integración, lo que provocó que el suelo sea compacto y de gran resistencia.

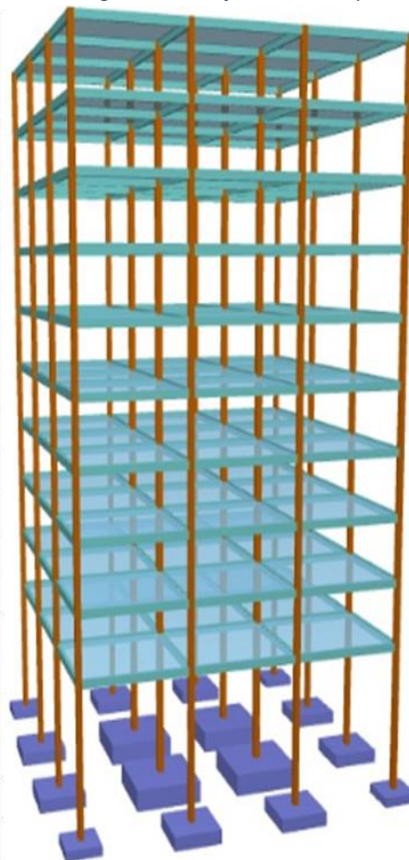
3.8.7.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 4,00 KG/CM² (ZONA GENERAL)

Cuadro 3.18.- Dimensiones de las zapatas (1); Zona General

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30
c	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05

Fuente.- diseño propio

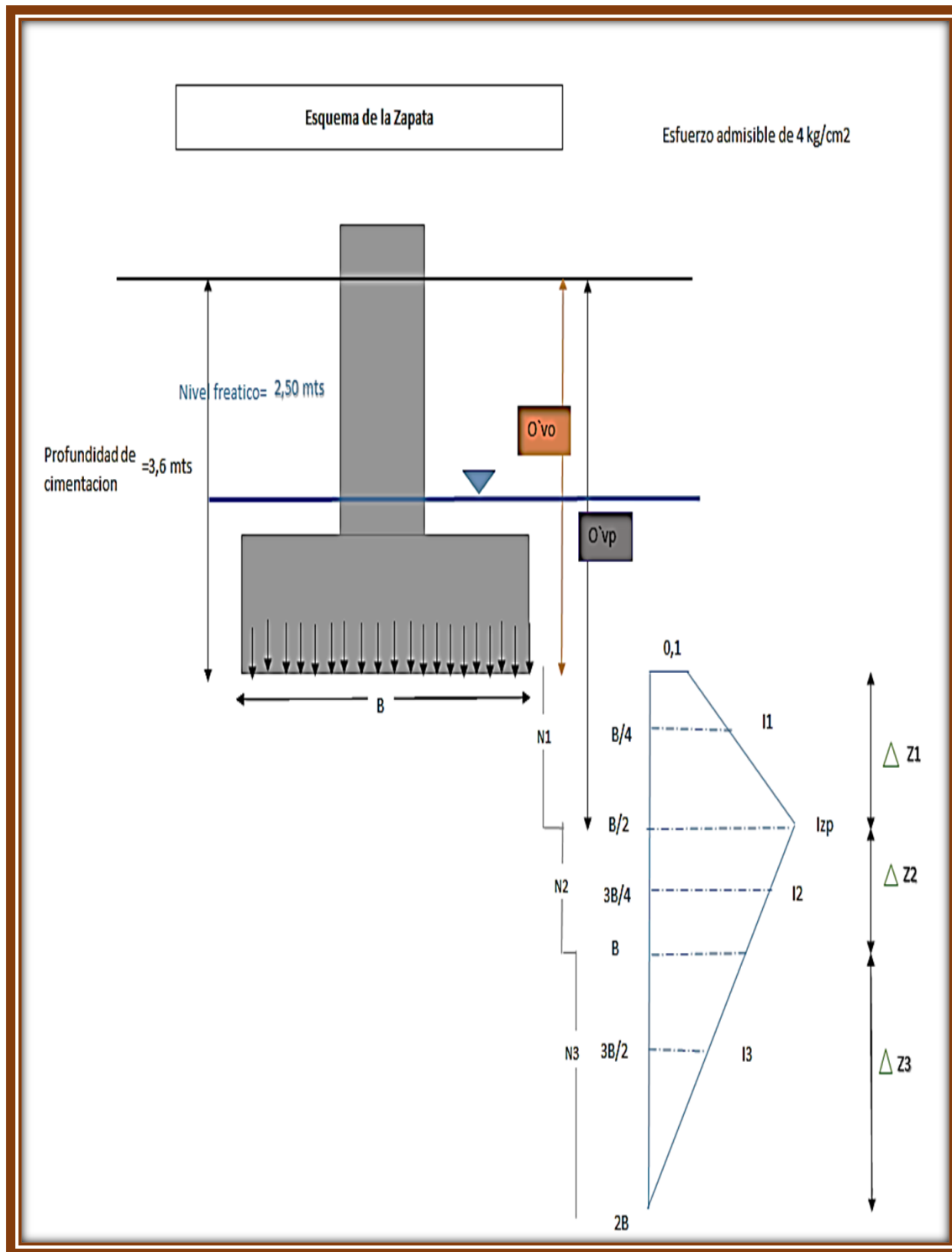
Figura 3.56.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 3,6 mts, y nivel freático a 2,50 mts.

Figura 3.57.- Esquema de la zapata (1) – Zona General



Fuente.- diseño propio

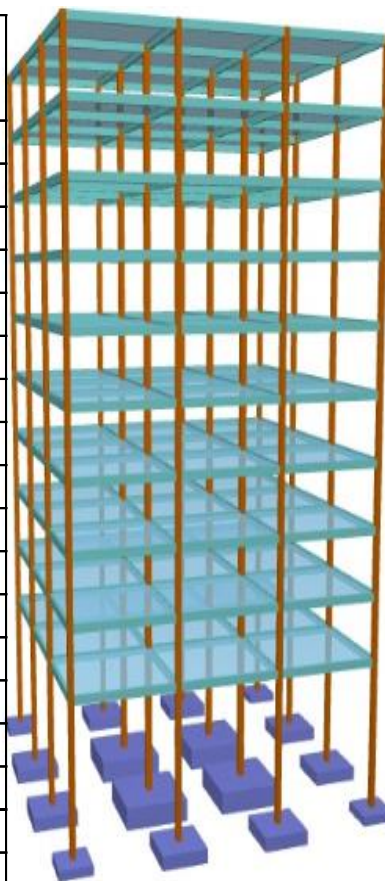
3.8.8.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM² (ZONA GENERAL)

Cuadro 3.19.- Dimensiones de las zapatas (2); Zona General

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	0,8 X 0,8 X 0,30
b	1	8	0,9 X 0,9 X 0,30
c	1	4	1,25 X 1,25 X 0,30
a	2	4	0,9 X 0,9 X 0,30
b	2	8	1,2 X 1,2 X 0,30
c	2	4	1,75 X 1,75 X 0,40
a	4	4	1,2 X 1,2 X 0,30
b	4	8	1,6 X 1,6 X 0,4
c	4	4	2,35 X 2,35 X 0,55
a	6	4	1,4 X 1,4 X 0,40
b	6	8	2 X 2 X 0,5
c	6	4	2,95 X 2,95 X 0,7
a	8	4	1,7 X 1,7 X 0,4
b	8	8	2,3 X 2,3 X 0,55
c	8	4	3,35 X 3,35 X 0,85
a	10	4	1,9 X 1,9 X 0,45
b	10	8	2,6 X 2,6 X 0,65
c	10	4	3,75 X 3,75 X 1,05

Fuente.- diseño propio

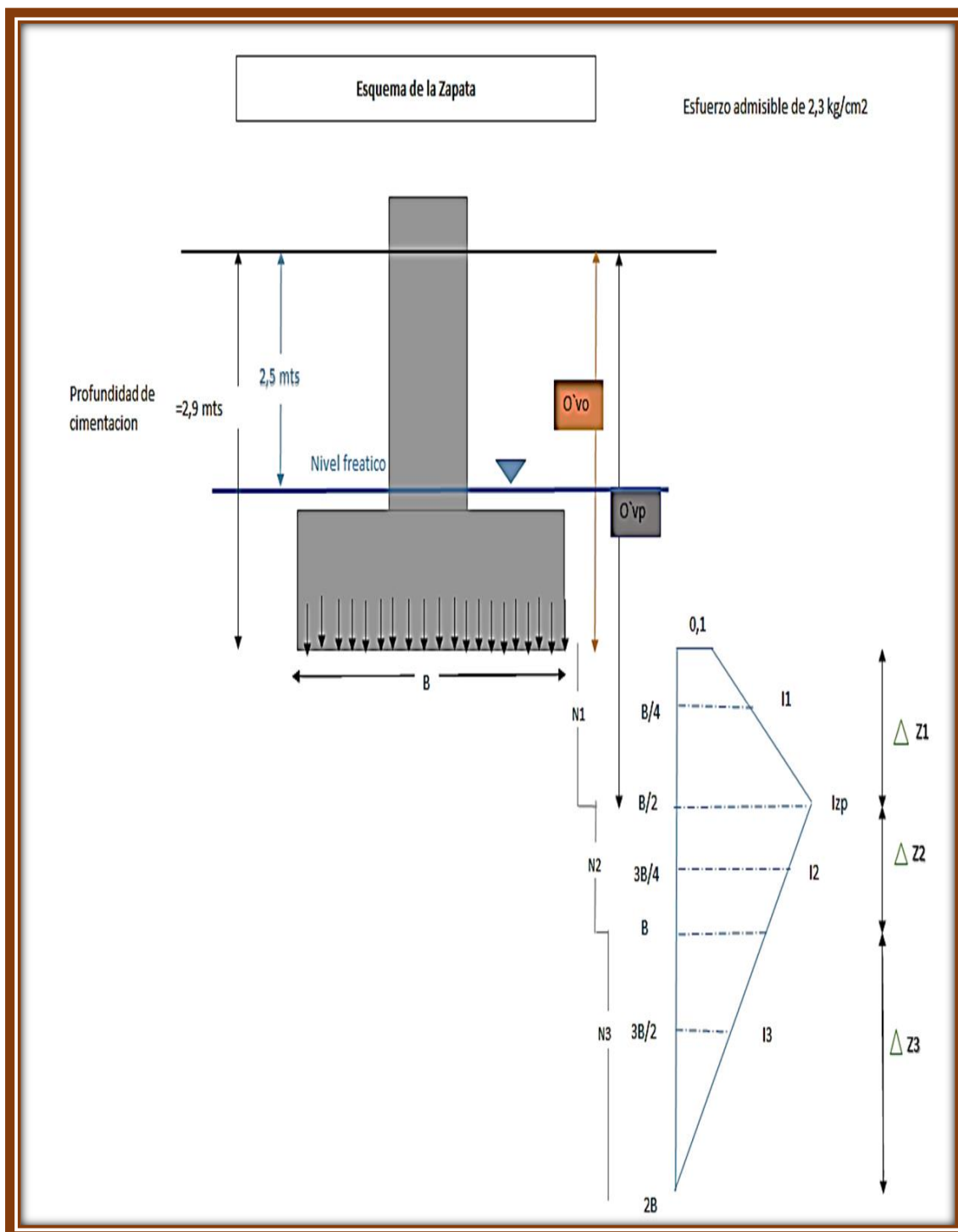
Figura 3.58.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 2,9 mts, y un nivel freático de 2,5 mts.

Figura 3.59.- Esquema de la zapata (2) – Zona General



Fuente.- diseño propio

3.8.9.- ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM²

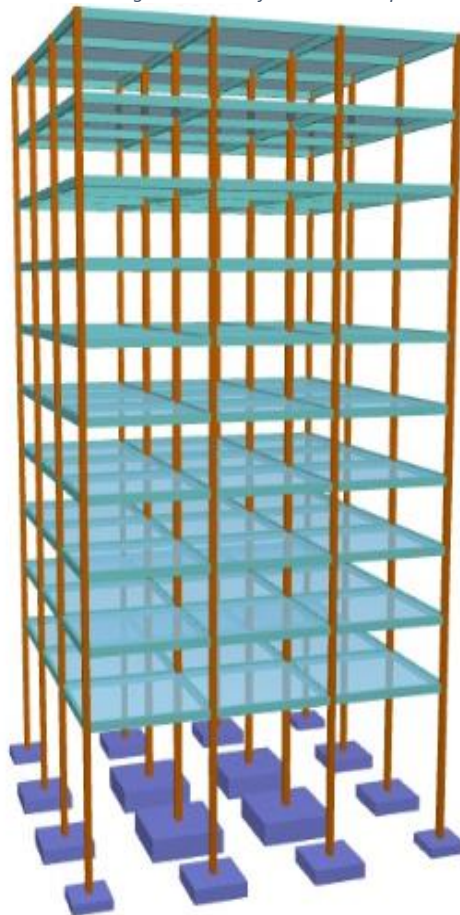
(ZONA GENERAL)

Cuadro 3.20.- Dimensiones de las zapatas (3); Zona General

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA
a	1	4	1 X 1 X 0,30
b	1	8	1,1 X 1,1 X 0,30
c	1	4	1,55 X 1,55 X 0,30
a	2	4	1,1 X 1,1 X 0,30
b	2	8	1,4 X 1,4 X 0,30
c	2	4	2,15 X 2,15 X 0,40
a	4	4	1,4 X 1,4 X 0,30
b	4	8	2,2 X 2,2 X 0,45
c	4	4	3,05 X 3,05 X 0,7
a	6	4	1,8 X 1,8 X 0,40
b	6	8	2,5 X 2,5 X 0,55
c	6	4	3,75 X 3,75 X 0,85
a	8	4	2,1 X 2,1 X 0,45
b	8	8	2,9 X 2,9 X 0,65
c	8	4	4,35 X 4,35 X 1
a	10	4	2,3 X 2,3 X 0,50
b	10	8	3,3 X 3,3 X 0,75
c	10	4	4,95 X 4,95 X 1,15

Fuente.- diseño propio

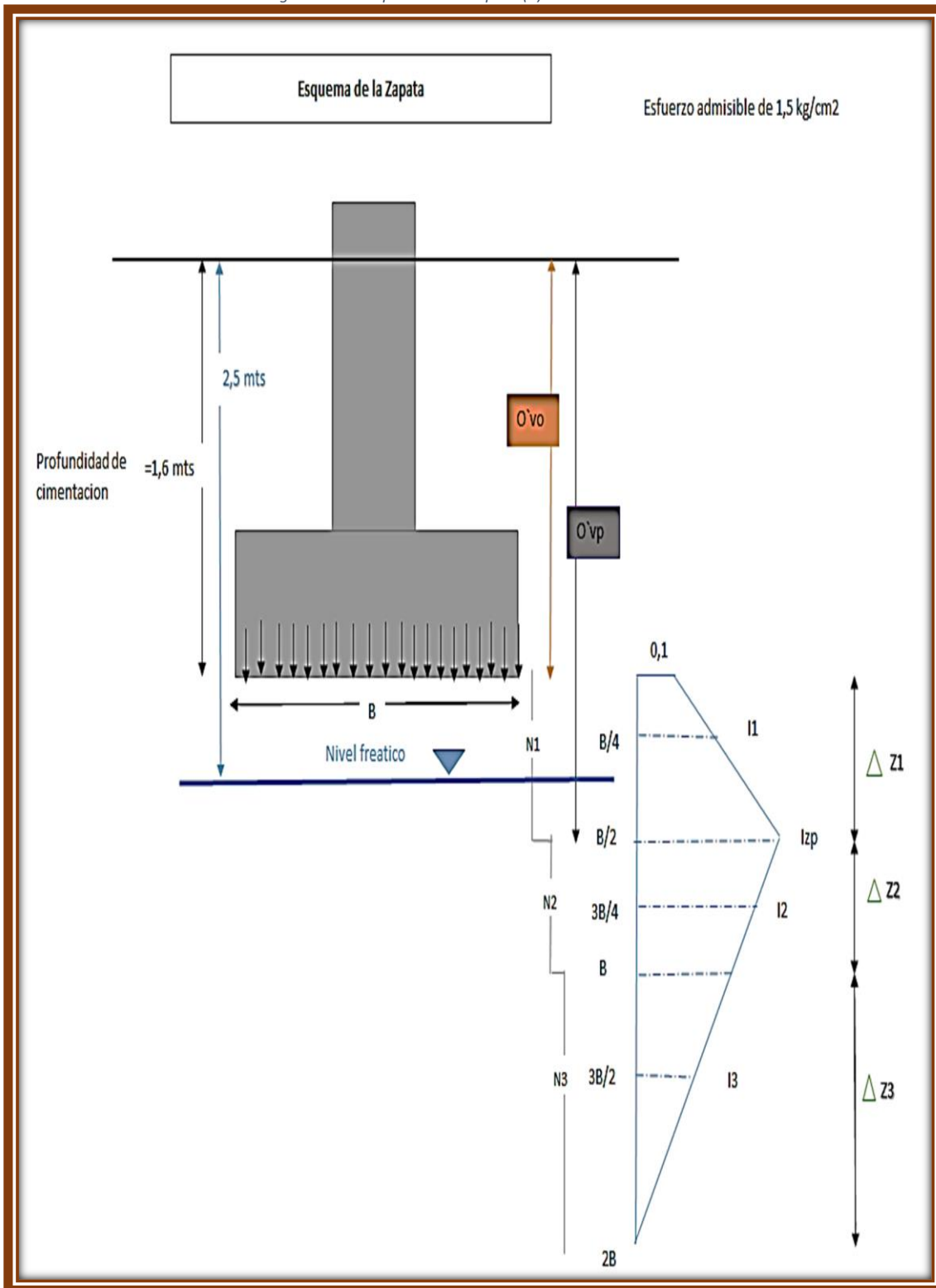
Figura 3.60.- Edificación Prototipo



Fuente.- CYPECAD

A una profundidad de cimentación de 1,6 mts, y un nivel freático de 2,5 mts.

Figura 3.61.- Esquema de la zapata (3) – Zona General



Fuente.- diseño propio

CAPITULO IV
ANALISIS DE RESULTADOS

4.-ASENTAMIENTOS EN LAS DISTINTAS ZONAS

4.0.-PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO EN CADA ETAPA

4.0.1.-IDENTIFICACION DE LA ZAPATA-NUMERO DE PLANTAS-NUMERO DE ZAPATAS –DIMENSIONES DE LA ZAPATA

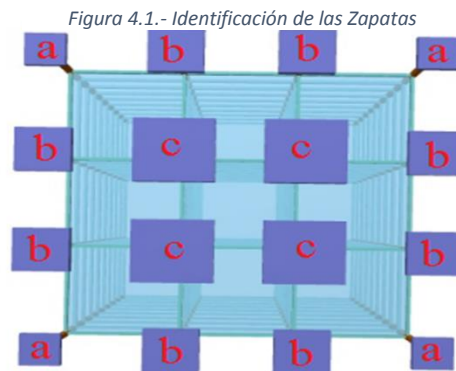
Cuadro 4.1.- Procedimiento de cálculo etapa 1

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Longitud	Base	Relacion L/B
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80	0,80	1
c	1	4	1 X 1 X 0,30	1,47	1,47	1
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30	0,95	0,95	1
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80	0,80	1
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30	1,21	1,21	1
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40	1,90	1,90	1
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90	0,90	1
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40	1,42	1,42	1
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60	2,33	2,33	1
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10	1,10	1
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50	1,73	1,73	1
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70	2,81	2,81	1
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30	1,30	1
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60	2,00	2,00	1
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85	3,24	3,24	1
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40	1,40	1
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65	2,14	2,14	1
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05	3,47	3,47	1

Fuente.- diseño propio

COLUMNA 1.- Es la identificación de la zapata ya que la edificación prototipo presenta 16 zapatas como se puede apreciar en la imagen:

Donde (a) son las zapatas de las esquinas, (b) son las zapatas laterales y (c) las zapatas centrales, cabe recalcar que esta denotación de zapatas se mantiene en todas las demás estructuras empleadas en el proyecto.



COLUMNA 2- Son el número de plantas con las cuales se trabajó en el proyecto que vendrían a ser de 1-2-4-6-8-10 plantas. (Se mantienen estos datos en todo los demás cálculos).

COLUMNA 3- El número de zapatas son la cantidad de acuerdo a la identificación dada de zapatas que se presentan en cada planta.

COLUMNA 4- Las dimensiones de la zapata, vienen dadas por el programa CYPECAD el cual propone unas dimensiones de acuerdo al esfuerzo admisible dado y que su asentamiento se encuentre dentro de los rangos establecidos. (1´)

COLUMNA 5- Son las dimensiones en largo y ancho de la zapata ya obtenida que prácticamente son las mismas porque se trabaja con zapatas cuadradas para mayor facilidad de construcción.

COLUMNA 6- Idem a la columna 5.

COLUMNA 7- Es la relación entre longitud y base en la cual se trabajó para este método por lo general con un valor entre 1 y menor a 10, preferente 1 para que sea axisimétrico la deformación.

4.0.2.-INDICES DE INFLUENCIA-SUBCAPAS

Cuadro 4.2.- Procedimiento de cálculo etapa 2

Indices de influencias			Subcapa No ΔZ_i (mm)						
Nivel de fundacion	0.5B	2B	Prof. I1	Prof. I2	Prof. I3	1	2	3	Verificacion
0,1	0,40	1,60	0,20	0,60	1,20	400,00	400,00	800,00	1,6
0,1	0,50	2,00	0,25	0,75	1,50	500,00	500,00	1000,00	2
0,1	0,40	1,60	0,20	0,60	1,20	400,00	400,00	800,00	1,6
0,1	0,40	1,60	0,20	0,60	1,20	400,00	400,00	800,00	1,6
0,1	0,45	1,80	0,23	0,68	1,35	450,00	450,00	900,00	1,8
0,1	0,68	2,70	0,34	1,01	2,03	675,00	675,00	1350,00	2,7
0,1	0,45	1,80	0,23	0,68	1,35	450,00	450,00	900,00	1,8
0,1	0,60	2,40	0,30	0,90	1,80	600,00	600,00	1200,00	2,4
0,1	0,93	3,70	0,46	1,39	2,78	925,00	925,00	1850,00	3,7
0,1	0,55	2,20	0,28	0,83	1,65	550,00	550,00	1100,00	2,2
0,1	0,75	3,00	0,38	1,13	2,25	750,00	750,00	1500,00	3
0,1	1,08	4,30	0,54	1,61	3,23	1075,00	1075,00	2150,00	4,3
0,1	0,65	2,60	0,33	0,98	1,95	650,00	650,00	1300,00	2,6
0,1	0,85	3,40	0,43	1,28	2,55	850,00	850,00	1700,00	3,4
0,1	1,28	5,10	0,64	1,91	3,83	1275,00	1275,00	2550,00	5,1
0,1	0,70	2,80	0,35	1,05	2,10	700,00	700,00	1400,00	2,8
0,1	0,95	3,80	0,48	1,43	2,85	950,00	950,00	1900,00	3,8
0,1	1,43	5,70	0,71	2,14	4,28	1425,00	1425,00	2850,00	5,7

Fuente.- diseño propio

COLUMNA 8.- “Índices de influencia”. Se divide en tres partes:

NIVEL DE FUNDACIÓN.- Es el índice de influencia a nivel de cimentación que en el caso del método empleado en el proyecto es una constante de 0,1.

0.5B.- Es la medida de la mitad de la base de la zapata. Donde se supone se encontraría la mayor presión que ejerce la carga al suelo por medio de la zapata.

2B.- Es la medida de 2 veces la base de la zapata donde la presión de la carga se reduciría a prácticamente 0.

COLUMNA 9.- Son las profundidades en las cuales se calculó los índices de influencia, que se dividieron en tres.

Prof.1.- Se encuentra en la mitad de la mitad de la base.

Prof.2.- Se encuentra entre la mitad de B y B/2.

Prof.3.- Se encuentra entre la mitad de B y 2B.

COLUMNA10.- Son las subcapas que divide en tres partes el análisis del índice de influencia en la zapata. Se encuentra en milímetros.

COLUMNA11.- Es la verificación de que la suma de las subcapas es igual 2B, lo cual indica que las subcapas tienen distancias continuas y correctas.

4.0.3.-CARGA PERMANENTE-SOBRECARGA-CARGA AXIAL-CARGA DISTRIBUIDA

Cuadro 4.3.- Procedimiento de cálculo etapa 3

12	13	14	15	16	17
Carga Permanente TN	Sobrecarga TN	Carga Axial (N) TN	N (Kg)	$O_c = \frac{N}{B * L}$	Oc=KN/mt2
5,24	1,3	6,54	5932,99	9270,30	90,85
23,42	8,57	31,99	29020,85	29020,85	284,40
10,55	3,31	13,86	12573,58	19646,23	192,53
10,46	2,92	13,38	12138,14	18965,84	185,87
20,5	6,79	27,29	24757,08	30564,29	299,53
45,24	16,48	61,72	55991,46	30722,34	301,08
20,97	6,2	27,17	24648,22	30429,90	298,21
40,69	13,84	54,53	49468,80	34353,33	336,66
87,1	32,1	119,2	108136,45	31595,75	309,64
31,88	9,64	41,52	37666,32	31129,19	305,07
60,98	20,93	81,91	74307,52	33025,57	323,65
128,37	47,47	175,84	159519,41	34509,34	338,19
43,33	13,28	56,61	51355,74	30388,01	297,80
81,38	28,08	109,46	99300,47	34360,02	336,73
168,89	62,53	231,42	209940,75	32286,16	316,40
55,39	17,16	72,55	65816,27	33579,73	329,08
101,91	35,29	137,2	124465,78	34478,06	337,88
208,54	77,22	285,76	259237,19	31915,94	312,78

Fuente.- diseño propio

COLUMNA 12.- La carga permanente viene dado por el programa CypeCad, en la mismo toma un esfuerzo admisible y de acuerdo a los niveles va calculando las cargas que llegarían a la zapata, tomando en cuenta todas las cargas permanentes quiere decir muros, cimientos ,columnas, vigas, losas ,etc.

COLUMNA 13.- La sobre carga es la carga viva dentro de la estructura, personas, muebles,etc.

COLUMNA 14.- La carga axial es la suma de la carga permanente y la sobrecarga, sería la carga total en dicha zapata.

COLUMNA 15.- Es la carga axial transformada de Toneladas a Kilogramos.

COLUMNA 16.- Es la carga distribuida en cada zapata.

COLUMNA 17.- Es la carga distribuida transformada a KN/mt².

4.0.4.-CALCULO DEL NUMERO DE GOLPES EN I1, I2, I3 – ECUACION DE PROFUNDIDAD VS N° DE GOLPES – RESISTENCIA DE CONO – MODULO DE DEFORMACION.

Cuadro 4.4.- Procedimiento de cálculo etapa 4

Calculo del Numero de Golpes en I1,I2,I3			Ecuacion de Profundidad Vs No de golpes $y = 2,8866x^2 - 1,7671x + 11,858$			Resistencia de cono qc=4N (KN/mt ²)			Modulo de Derformacion E=k*qc (Kn/mt ²)		
Prof. 1	Prof.2	Prof.3	N1	N2	N3	qc1	qc2	qc3	E1	E2	E3
3,80	4,20	4,80	47	50	50	18730,2	20000,0	20000,0	46825,52	50000,00	50000,00
3,85	4,35	5,10	48	50	50	19136,5	20000,0	20000,0	47841,29	50000,00	50000,00
3,80	4,20	4,80	47	50	50	18730,2	20000,0	20000,0	46825,52	50000,00	50000,00
3,80	4,20	4,80	47	50	50	18730,2	20000,0	20000,0	46825,52	50000,00	50000,00
3,83	4,28	4,95	47	50	50	18932,6	20000,0	20000,0	47331,60	50000,00	50000,00
3,94	4,61	5,63	50	50	50	19861,4	20000,0	20000,0	49653,62	50000,00	50000,00
3,83	4,28	4,95	47	50	50	18932,6	20000,0	20000,0	47331,60	50000,00	50000,00
3,90	4,50	5,40	49	50	50	19548,6	20000,0	20000,0	48871,50	50000,00	50000,00
4,06	4,99	6,38	52	50	50	20927,7	20000,0	20000,0	52319,33	50000,00	50000,00
3,88	4,43	5,25	48	50	50	19341,8	20000,0	20000,0	48354,59	50000,00	50000,00
3,98	4,73	5,85	50	50	50	20177,5	20000,0	20000,0	50443,86	50000,00	50000,00
4,14	5,21	6,83	50	50	50	20000,0	20000,0	20000,0	50000,00	50000,00	50000,00
3,93	4,58	5,55	49	50	50	19756,8	20000,0	20000,0	49392,01	50000,00	50000,00
4,03	4,88	6,15	52	50	50	20604,1	20000,0	20000,0	51510,15	50000,00	50000,00
4,24	5,51	7,43	50	50	50	20000,0	20000,0	20000,0	50000,00	50000,00	50000,00
3,95	4,65	5,70	50	50	50	19966,5	20000,0	20000,0	49916,13	50000,00	50000,00
4,08	5,03	6,45	53	50	50	21036,3	20000,0	20000,0	52590,86	50000,00	50000,00
4,31	5,74	7,88	50	50	50	20000,0	20000,0	20000,0	50000,00	50000,00	50000,00

Fuente.- diseño propio

COLUMNA 18.- Calculo del número de golpes en I1, I2, I3,

Profundidad 1-2-3.- Son las profundidades de las columnas 9 más la profundidad de cimentación.

COLUMNA 19.- Es la ecuación de Profundidad Vs N° de golpes del ensayo SPT dentro de la zona en estudio en función a la profundidad.

N1-N2-N3.- Son los números de golpes del SPT a profundidad de la columna 18 de acuerdo al estudio establecido en la zona (anexos), cabe recalcar que si el número de golpes del SPT excede los 50 golpes se redondea a 50 golpes.

COLUMNA 20.- Es la resistencia de cono, que utilizan una correlación con el número de golpes del SPT el cual dice que $q=4*N$ (KN/mts²), utilizando los “N” de la columna 19.

COLUMNA 21.- El módulo de deformación viene dado por la formula correlativa de $E=K*q$; donde K, es 2,5 debido a su forma axisimétrica de deformación y “q” es de la columna 20.

4.0.5.-CALCULO DE IZP – INFLUENCIAS A LA MITAD DEL ESPESOR DE LAS SUBCAPAS – INFLUENCIAS EN LAS SUBCAPAS – FACTORES EMPIRICOS.

Cuadro 4.5.- Procedimiento de cálculo etapa 5

22 Calculo de Izp				23 Influencias a la mitad del espesor de las subcapas			24 (Iz/E)*Δzi			25 26 Factores empiricos		
O`vo(Kn/mt2)	Δq	O`vp(Kn/mt2)	Izp	I1	I2	I3	Sub Capa No1	Sub Capa No2	Sub Capa No3	ξ	C1	C2
78,457	12,39	84,58	0,54	0,319	0,4486	0,179	0,00273	0,00359	0,00287	0,0092	2,1658	1
78,457	205,95	86,11	0,65	0,377	0,5455	0,218	0,00394	0,00546	0,00436	0,0138	0,8095	1
78,457	114,08	84,58	0,62	0,358	0,5134	0,205	0,00306	0,00411	0,00329	0,0105	0,6561	1
78,457	107,41	84,58	0,61	0,356	0,5106	0,204	0,00304	0,00408	0,00327	0,0104	0,6348	1
78,457	221,07	85,35	0,66	0,380	0,5508	0,220	0,00362	0,00496	0,00397	0,0125	0,8226	1
78,457	222,62	88,79	0,66	0,379	0,5486	0,219	0,00515	0,00741	0,00593	0,0185	0,8238	1
78,457	219,76	85,35	0,66	0,380	0,5504	0,220	0,00362	0,00495	0,00396	0,0125	0,8215	1
78,457	258,21	87,64	0,67	0,386	0,5597	0,224	0,00474	0,00672	0,00537	0,0168	0,8481	1
78,457	231,18	92,62	0,66	0,379	0,5483	0,219	0,00670	0,01014	0,00812	0,0250	0,8303	1
78,457	226,61	86,88	0,66	0,381	0,5513	0,221	0,00433	0,00606	0,00485	0,0152	0,8269	1
78,457	245,19	89,94	0,67	0,383	0,5543	0,222	0,00569	0,00831	0,00665	0,0207	0,8400	1
78,457	259,73	94,91	0,67	0,383	0,5545	0,222	0,00823	0,01192	0,00954	0,0297	0,8490	1
78,457	219,35	88,41	0,66	0,379	0,5479	0,219	0,00498	0,00712	0,00570	0,0178	0,8212	1
78,457	258,27	91,47	0,67	0,384	0,5567	0,223	0,00634	0,00946	0,00757	0,0234	0,8481	1
78,457	237,95	97,98	0,66	0,378	0,5465	0,219	0,00964	0,01394	0,01115	0,0347	0,8351	1
78,457	250,62	89,17	0,67	0,384	0,5564	0,223	0,00538	0,00779	0,00623	0,0194	0,8435	1
78,457	259,43	93,00	0,67	0,384	0,5558	0,222	0,00693	0,01056	0,00845	0,0259	0,8488	1

Fuente.- diseño propio

COLUMNA 22.- Cálculo de Izp. (Máximo valor del factor de influencia).

O`vo (Kn/mt2).- Presión efectiva de sobrecapa a nivel de fundación.

Δq.- Incremento neto de presión a nivel de fundación, = O`vo-columna 17

O`vp(Kn/mt2).- Presión efectiva de sobrecapa a nivel máximo de influencia.

(De acuerdo a la esquematización de la zapata; profundidad, nivel freático, otros)

Izp.- Máximo valor del factor de influencia.

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 * \sqrt{\frac{\Delta q}{\vartheta_{vp}}} \quad \text{Ecuación 4.1. Factor de influencia por deformación}$$

Fuente Ing. De Cimentaciones; Autor Manuel Delgado Vargas

COLUMNA 23.- Influencias a la mitad del espesor de las subcapas.

I1-I2-I3.- Se obtiene por interpolación en el diagrama.

COLUMNA 24.- $(Iz/E) * \Delta zi$ formula necesaria para completar la tabla de resolución del asentamiento, en cada **subcapa No 1-2-3.**

COLUMNA 25.- Es la sumatoria de la columna 24 (subcapa 1-2-3).

COLUMNA 26.- Factores empíricos utilizados en la fórmula de SCHMERTMANN.

Ec. 4.2.- Factor empírico por profundidad de cimentación

$$C_1 = 1 - 0,5 * \left(\frac{0\delta}{\Delta q}\right) \geq 0,5$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Manuel Delgado

Ec. 4.3.- Factor empírico por fluencia en el tiempo

$$C_2 = 1 - 0,2 * \log_{10} \left(\frac{t}{0,1}\right)$$

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Manuel Delgado Vargas

C2=1; porque se supone q no existe fluencia en el tiempo

4.0.6.- ASENTAMIENTO

El asentamiento total viene dado por todo el proceso de pasos explicados anteriormente tomando en cuenta todos sus factores del lugar, resistencia del suelo, nivel freático, granulometría, peso específico, profundidad de cimentación, cargas, dimensión de zapata,etc. Y todo esto utilizando el método SemiEmpirico de SCHMERTMAN.

Cuadro 4.6.- Etapa Final "Asentamiento"

Asentamiento total en la zapata	
$S = C_1 * C_2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$	
0,24652	mm
2,29458	mm
0,78233	mm
0,70881	mm
2,28033	mm
3,39019	mm
2,26223	mm
3,68457	mm
4,79109	mm
2,85672	mm
4,25376	mm
6,54641	mm
3,20715	mm
5,11940	mm
6,90006	mm
4,10173	mm
5,71146	mm
7,53797	mm

Ecuación 4.4.- Asentamiento según Schmertmann

Fuente.- Ing. De Cimentaciones; Autor Manuel Delgado Vargas

Fuente.- diseño propio

4.1.-ASENTAMIENTO EN LA ZONA 1

4.1.1.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM2 (ZONA1)

Cuadro 4.7.- Asentamiento (1) Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$	
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,298345	mm
c	1	4	1 X 1 X 0,30	2,347988	mm
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30	0,827902	mm
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,754517	mm
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30	2,328268	mm
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40	3,492786	mm
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30	2,310210	mm
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40	3,764335	mm
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60	5,000247	mm
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40	2,920187	mm
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50	4,389307	mm
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70	6,726304	mm
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40	3,300919	mm
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60	5,305178	mm
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85	7,104443	mm
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50	4,217988	mm
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65	5,950581	mm
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05	7,763513	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.1.1.1.-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.8.- Corrección (1) Zona 1

Asentamiento total en la zapata (corregidos)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos iguales	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{lz}{E}\right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
0,298345	mm	0,298345	0,80 X 0,80 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
0,299084	mm	2,347988	1 X 1 X 0,30	1,48 X 1,48 X 0,30
0,275211	mm	0,827902	0,80 X 0,80 X 0,30	0,95 X 0,95 X 0,30
0,754517	mm	0,754517	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
0,762081	mm	2,328268	0,90 X 0,90 X 0,30	1,22X 1,22 X 0,30
0,750309	mm	3,492786	1,35 X 1,35 X 0,40	1,95 X 1,95 X 0,40
2,310210	mm	2,310210	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
2,351148	mm	3,764335	1,2 X 1,2 X 0,40	1,43 X 1,43 X 0,4
2,364585	mm	5,000247	1,85 X 1,85 X 0,60	2,35 X 2,35 X 0,6
2,920187	mm	2,920187	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40
2,990876	mm	4,389307	1,50 X 1,50 X 0,50	1,73 X 1,73 X 0,5
2,963704	mm	6,726304	2,15 X 2,15 X 0,70	2,83 X 2,83 X 0,7
3,300919	mm	3,300919	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40
3,344549	mm	5,305178	1,70 X 1,70 X 0,60	2,02 X 2,02 X 0,6
3,334013	mm	7,104443	2,55 X 2,55 X 0,85	3,26 X 3,26 X 0,85
4,217988	mm	4,217988	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50
4,282831	mm	5,950581	1,90 X 1,90 X 0,65	2,16 X 2,16 X 0,65
4,225349	mm	7,763513	2,85 X 2,85 X 1,05	3,5 X 3,5 X 1,05

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.1.1.2.-COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.9.- Comparación de áreas (1) Zona 1

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts ²)				
Longitud	Base	Area (mts ²)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total
0,80	0,80	0,64	11,68	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	6,86	58,75
1,00	1,00	1,00		1,48	1,48	2,19	1,19	4	4,76		
0,80	0,80	0,64		0,95	0,95	0,90	0,26	8	2,10		
0,80	0,80	0,64	16,33	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	13,35	81,73
0,90	0,90	0,81		1,22	1,22	1,49	0,68	8	5,43		
1,35	1,35	1,82		1,95	1,95	3,80	1,98	4	7,92		
0,90	0,90	0,81	28,45	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	13,24	46,53
1,20	1,20	1,44		1,43	1,43	2,04	0,60	8	4,84		
1,85	1,85	3,42		2,35	2,35	5,52	2,10	4	8,40		
1,10	1,10	1,21	41,33	1,10	1,10	1,21	0,00	4	0,00	19,49	47,15
1,50	1,50	2,25		1,73	1,73	2,99	0,74	8	5,94		
2,15	2,15	4,62		2,83	2,83	8,01	3,39	4	13,55		
1,30	1,30	1,69	55,89	1,30	1,30	1,69	0,00	4	0,00	26,02	46,56
1,70	1,70	2,89		2,02	2,02	4,08	1,19	8	9,52		
2,55	2,55	6,50		3,26	3,26	10,63	4,13	4	16,50		
1,40	1,40	1,96	69,21	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	24,95	36,06
1,90	1,90	3,61		2,16	2,16	4,67	1,06	8	8,44		
2,85	2,85	8,12		3,50	3,50	12,25	4,13	4	16,51		

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta** -2 plantas- **4 plantas** – **6 plantas** – **8 plantas** - **10 plantas**.

4.1.2.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM² (ZONA1)

Cuadro 4.10.- Asentamiento (2) Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$	
a	1	4	0,8X0,8X0,30	0,071094	mm
b	1	8	0,9X0,9X0,30	0,986847	mm
c	1	4	1,25X1,25X0,30	2,008552	mm
a	2	4	0,9X0,9X0,30	0,912229	mm
b	2	8	1,2X1,2X0,30	1,589208	mm
c	2	4	1,75X1,75X0,40	2,420577	mm
a	4	4	1,2X1,2X0,30	1,574022	mm
b	4	8	1,6X1,6X0,4	2,515588	mm
c	4	4	2,35X2,35X0,55	3,619500	mm
a	6	4	1,4X1,4X0,40	2,253864	mm
b	6	8	2X2X0,5	2,822552	mm
c	6	4	2,95X2,95X0,7	3,873634	mm
a	8	4	1,7X1,7X0,4	2,221904	mm
b	8	8	2,3X2,3X0,55	3,266796	mm
c	8	4	3,35X3,35X0,85	4,502890	mm
a	10	4	1,9X1,9X0,45	2,593425	mm
b	10	8	2,6X2,6X0,65	3,501185	mm
c	10	4	3,75X3,75X1,05	4,809657	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.1.2.1.-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.11.- Corrección (2) Zona 1

Asentamiento total en la zapata		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{lz}{E}\right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
0,077666	mm	0,077666	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
0,079478	mm	1,067336	0,9 X 0,9 X 0,30	1,17 X 1,17 X 0,30
0,081279	mm	2,144825	1,25 X 1,25 X 0,30	1,81 X 1,81 X 0,30
0,986634	mm	0,986634	0,9 X 0,9 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
0,955432	mm	1,697381	1,2 X 1,2 X 0,30	1,37 X 1,37 X 0,30
0,919639	mm	2,557971	1,75 X 1,75 X 0,40	2,18 X 2,18 X 0,40
1,681162	mm	1,681162	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
1,660705	mm	2,682642	1,6 X 1,6 X 0,4	1,82 X 1,82 X 0,4
1,616038	mm	3,733839	2,35 X 2,35 X 0,55	2,90 X 2,90 X 0,55
2,405394	mm	2,405394	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40
2,435331	mm	2,914033	2 X 2 X 0,5	2,11 X 2,11 X 0,5
2,426175	mm	3,990887	2,95 X 2,95 X 0,7	3,36 X 3,36 X 0,7
2,362315	mm	2,362315	1,7 X 1,7 X 0,4	1,7 X 1,7 X 0,40
2,338773	mm	3,370423	2,3 X 2,3 X 0,55	2,55 X 2,55 X 0,55
2,325664	mm	4,635180	3,35 X 3,35 X 0,85	3,98 X 3,98 X 0,85
2,691866	mm	2,691866	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45
2,672881	mm	3,609900	2,6 X 2,6 X 0,65	2,83 X 2,83 X 0,65
2,606163	mm	4,946807	3,75 X 3,75 X 1,05	4,40 X 4,40 X 1,05

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.1.2.2 COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.12.- Comparación de áreas (2) Zona 1

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts ²)				
Longitud	Base	Area (mts ²)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total
0,80	0,80	0,64	15,29	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	11,33	74,07
0,90	0,90	0,81		1,17	1,17	1,37	0,56	8	4,47		
1,25	1,25	1,56		1,81	1,81	3,28	1,71	4	6,85		
0,90	0,90	0,81	27,01	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	10,25	37,97
1,20	1,20	1,44		1,37	1,37	1,88	0,44	8	3,50		
1,75	1,75	3,06		2,18	2,18	4,75	1,69	4	6,76		
1,20	1,20	1,44	48,33	1,20	1,20	1,44	0,00	4	0,00	17,57	36,35
1,60	1,60	2,56		1,82	1,82	3,31	0,75	8	6,02		
2,35	2,35	5,52		2,90	2,90	8,41	2,89	4	11,55		
1,40	1,40	1,96	74,65	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	13,97	18,71
2,00	2,00	4,00		2,11	2,11	4,45	0,45	8	3,62		
2,95	2,95	8,70		3,36	3,36	11,29	2,59	4	10,35		
1,70	1,70	2,89	98,77	1,70	1,70	2,89	0,00	4	0,00	28,17	28,52
2,30	2,30	5,29		2,55	2,55	6,50	1,21	8	9,70		
3,35	3,35	11,22		3,98	3,98	15,84	4,62	4	18,47		
1,90	1,90	3,61	124,77	1,90	1,90	3,61	0,00	4	0,00	31,18	24,99
2,60	2,60	6,76		2,83	2,83	8,01	1,25	8	9,99		
3,75	3,75	14,06		4,40	4,40	19,36	5,30	4	21,19		

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta** -2 plantas- **4 plantas** – **6 plantas** – **8 plantas** - **10 plantas**.

4.1.3.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM2 (ZONA1)

Cuadro 4.13.- Asentamiento (3) Zona 1

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$	
a	1	4	1X1X0,30	0,058256	mm
b	1	8	1,1X1,1X0,30	1,186249	mm
c	1	4	1,55X1,55X0,30	2,019037	mm
a	2	4	1,1X1,1X0,30	1,099661	mm
b	2	8	1,4X1,4X0,30	2,082333	mm
c	2	4	2,15X2,15X0,40	2,519572	mm
a	4	4	1,4X1,4X0,30	2,064457	mm
b	4	8	2,2X2,2X0,45	1,765488	mm
c	4	4	3,05X3,05X0,7	2,832266	mm
a	6	4	1,8X1,8X0,40	2,066582	mm
b	6	8	2,5X2,5X0,55	2,653668	mm
c	6	4	3,75X3,75X0,85	3,182797	mm
a	8	4	2,1X2,1X0,45	2,291037	mm
b	8	8	2,9X2,9X0,65	2,838167	mm
c	8	4	4,35X4,35X1	3,411863	mm
a	10	4	2,3X2,3X0,50	2,768368	mm
b	10	8	3,3X3,3X0,75	2,916582	mm
c	10	4	4,95X4,95X1,15	3,391580	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.1.3.1.-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.14.- Corrección (3) Zona 1

Asentamiento total en la zapata (corregida)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{lz}{E} \right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
			0,058256	mm
0,055007	mm	1,186249	1,1 X 1,1 X 0,30	1,46 X 1,46 X 0,30
0,057365	mm	2,019037	1,55 X 1,55 X 0,30	2,23 X 2,23 X 0,30
1,099661	mm	1,099661	1,1 X 1,1 X 0,30	1,1 X 1,1 X 0,30
1,096688	mm	2,082333	1,4 X 1,4 X 0,30	1,64 X 1,64 X 0,30
1,088170	mm	2,519572	2,15 X 2,15 X 0,40	2,60 X 2,60 X 0,40
1,780228	mm	2,064457	1,4 X 1,4 X 0,30	1,96 X 1,96 X 0,30
1,765488	mm	1,765488	2,2 X 2,2 X 0,45	2,2 X 2,2 X 0,45
1,743372	mm	2,832266	3,05 X 3,05 X 0,7	3,45 X 3,45 X 0,7
2,066582	mm	2,066582	1,8 X 1,8 X 0,40	1,8 X 1,8 X 0,40
2,069629	mm	2,653668	2,5 X 2,5 X 0,55	2,67 X 2,67 X 0,55
2,060866	mm	3,182797	3,75 X 3,75 X 0,85	4,18 X 4,18 X 0,85
2,291037	mm	2,291037	2,1 X 2,1 X 0,45	2,1 X 2,1 X 0,45
2,284628	mm	2,838167	2,9 X 2,9 X 0,65	3,07 X 3,07 X 0,65
2,282339	mm	3,411863	4,35 X 4,35 X 1	4,8 X 4,8 X 1
2,768368	mm	2,768368	2,3 X 2,3 X 0,50	2,3 X 2,3 X 0,50
2,768712	mm	2,916582	3,3 X 3,3 X 0,75	3,35 X 3,35 X 0,75
2,776782	mm	3,391580	4,95 X 4,95 X 1,15	5,2 X 5,2 X 1,15

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño. **Se pudo observar una particularidad que debido a la ubicación del nivel freático debajo de la zapata se modificó el asentamiento.**

4.1.3.2.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.15.- Comparación de áreas (3) Zona 1

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts2)					
Longitud	Base	Area (mts2)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total	
1,00	1,00	1,00	23,29	1,00	1,00	1,00	0,00	4	0,00	17,65	75,80	
1,10	1,10	1,21		1,46	1,46	2,13	0,92	8	7,37			
1,55	1,55	2,40		2,23	2,23	4,97	2,57	4	10,28			
1,10	1,10	1,21	39,01	1,10	1,10	1,21	0,00	4	0,00	14,39	36,88	
1,40	1,40	1,96		1,64	1,64	2,69	0,73	8	5,84			
2,15	2,15	4,62		2,60	2,60	6,76	2,14	4	8,55			
1,40	1,40	1,96	83,77	1,46	1,46	2,13	0,17	4	0,69	11,09	13,23	
2,20	2,20	4,84		2,20	2,20	4,84	0,00	8	0,00			
3,05	3,05	9,30		3,45	3,45	11,90	2,60	4	10,40			
1,80	1,80	3,24	119,21	1,80	1,80	3,24	0,00	4	0,00	20,67	17,34	
2,50	2,50	6,25		2,67	2,67	7,13	0,88	8	7,03			
3,75	3,75	14,06		4,18	4,18	17,47	3,41	4	13,64			
2,10	2,10	4,41	160,61	2,10	2,10	4,41	0,00	4	0,00	24,59	15,31	
2,90	2,90	8,41		3,07	3,07	9,42	1,01	8	8,12			
4,35	4,35	18,92		4,80	4,80	23,04	4,12	4	16,47			
2,30	2,30	5,29	206,29	2,30	2,30	5,29	0,00	4	0,00	12,81	6,21	
3,30	3,30	10,89		3,35	3,35	11,22	0,33	8	2,66			
4,95	4,95	24,50		5,20	5,20	27,04	2,54	4	10,15			

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de 1 planta -2 plantas- 4 plantas – 6 plantas – 8 plantas - 10 plantas.

4.2.-ASENTAMIENTO EN LA ZONA 2

4.2.1.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM2 (ZONA2)

Cuadro 4.16.- Asentamiento (1) Zona 2

Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
			$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$	
1	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,536454	mm
1	4	1 X 1 X 0,30	4,588709	mm
1	8	0,80 X 0,80 X 0,30	2,123660	mm
2	4	0,80 X 0,80 X 0,30	2,016005	mm
2	8	0,90 X 0,90 X 0,30	4,444537	mm
2	4	1,35 X 1,35 X 0,40	6,558700	mm
4	4	0,90 X 0,90 X 0,30	4,417991	mm
4	8	1,2 X 1,2 X 0,40	6,847382	mm
4	4	1,85 X 1,85 X 0,60	8,860836	mm
6	4	1,10 X 1,10 X 0,40	5,529061	mm
6	8	1,50 X 1,50 X 0,50	7,924484	mm
6	4	2,15 X 2,15 X 0,70	11,252983	mm
8	4	1,30 X 1,30 X 0,40	6,247066	mm
8	8	1,70 X 1,70 X 0,60	9,267096	mm
8	4	2,55 X 2,55 X 0,85	12,023119	mm
10	4	1,40 X 1,40 X 0,50	7,632676	mm
10	8	1,90 X 1,90 X 0,65	10,163832	mm
10	4	2,85 X 2,85 X 1,05	13,031064	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.2.1.1.-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.17.- Corrección (1) Zona 2

Asentamiento total en la zapata (corregida)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
			0,536454	mm
0,564532	mm	4,588709	1 X 1 X 0,30	2,11 X 2,11 X 0,30
0,559721	mm	2,123660	0,80 X 0,80 X 0,30	1,30 X 1,30 X 0,30
2,016005	mm	2,016005	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
2,093360	mm	4,444537	0,90 X 0,90 X 0,30	1,32X 1,32 X 0,30
1,971803	mm	6,558700	1,35 X 1,35 X 0,40	2,35 X 2,32 X 0,40
4,417991	mm	4,417991	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
4,530661	mm	6,847382	1,2 X 1,2 X 0,40	1,50 X 1,50 X 0,4
4,351246	mm	8,860836	1,85 X 1,85 X 0,60	2,65 X 2,65 X 0,6
5,529061	mm	5,529061	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40
5,348841	mm	7,924484	1,50 X 1,50 X 0,50	1,84 X 1,84 X 0,5
5,197875	mm	11,252983	2,15 X 2,15 X 0,70	3,20 X 3,20 X 0,7
6,247066	mm	6,247066	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40
5,943608	mm	9,267096	1,70 X 1,70 X 0,60	2,14 X 2,14 X 0,6
5,751895	mm	12,023119	2,55 X 2,55 X 0,85	3,68 X 3,68 X 0,,85
7,632676	mm	7,632676	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50
7,304406	mm	10,163832	1,90 X 1,90 X 0,65	2,27 X 2,27 X 0,65
7,014333	mm	13,031064	2,85 X 2,85 X 1,05	3,88 X 3,88 X 1,05

Fuente. - diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.2.1.2.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.18.- Comparación de áreas (1) Zona 2

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts2)					
Longitud (mts)	Base (mts)	Area (mts2)	Area Total Planta (mts2)	Longitud (mts)	Base (mts)	Area (mts2)	ΔArea Parcial (mts2)	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata (mts2)	ΔArea Total Planta (mts2)	% ΔArea Total	% C ΔArea Total
0,80	0,80	0,64	11,68	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	22,21	190,14	95,07
1,00	1,00	1,00		2,11	2,11	4,45	3,45	4	13,81			
0,80	0,80	0,64		1,30	1,30	1,69	1,05	8	8,40			
0,80	0,80	0,64	16,33	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	21,70	132,88	66,44
0,90	0,90	0,81		1,32	1,32	1,74	0,93	8	7,46			
1,35	1,35	1,82		2,32	2,32	5,38	3,56	4	14,24			
0,90	0,90	0,81	28,45	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	20,88	73,39	36,70
1,20	1,20	1,44		1,50	1,50	2,25	0,81	8	6,48			
1,85	1,85	3,42		2,65	2,65	7,02	3,60	4	14,40			
1,10	1,10	1,21	41,33	1,10	1,10	1,21	0,00	4	0,00	31,55	76,35	38,17
1,50	1,50	2,25		1,84	1,84	3,39	1,14	8	9,08			
2,15	2,15	4,62		3,20	3,20	10,24	5,62	4	22,47			
1,30	1,30	1,69	55,89	1,30	1,30	1,69	0,00	4	0,00	41,68	74,57	37,28
1,70	1,70	2,89		2,14	2,14	4,58	1,69	8	13,52			
2,55	2,55	6,50		3,68	3,68	13,54	7,04	4	28,16			
1,40	1,40	1,96	69,21	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	40,07	57,90	28,95
1,90	1,90	3,61		2,27	2,27	5,15	1,54	8	12,34			
2,85	2,85	8,12		3,88	3,88	15,05	6,93	4	27,73			

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta** -2 plantas- **4 plantas** – **6 plantas** – **8 plantas** - **10 plantas**

4.2.2.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM² (ZONA2)

Cuadro 4.19.- Asentamiento (2) Zona 2

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$	
a	1	4	0,8X0,8X0,30	0,106520	mm
b	1	8	0,9X0,9X0,30	0,625428	mm
c	1	4	1,25X1,25X0,30	1,465817	mm
a	2	4	0,9X0,9X0,30	0,563501	mm
b	2	8	1,2X1,2X0,30	1,107702	mm
c	2	4	1,75X1,75X0,40	1,821514	mm
a	4	4	1,2X1,2X0,30	1,094689	mm
b	4	8	1,6X1,6X0,4	1,905833	mm
c	4	4	2,35X2,35X0,55	2,839039	mm
a	6	4	1,4X1,4X0,40	1,675739	mm
b	6	8	2X2X0,5	2,152613	mm
c	6	4	2,95X2,95X0,7	3,010432	mm
a	8	4	1,7X1,7X0,4	1,649533	mm
b	8	8	2,3X2,3X0,55	2,521553	mm
c	8	4	3,35X3,35X0,85	3,558927	mm
a	10	4	1,9X1,9X0,45	1,957728	mm
b	10	8	2,6X2,6X0,65	2,703055	mm
c	10	4	3,75X3,75X1,05	3,811303	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.2.2.1.-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.20.- Corrección (2) Zona 2

Asentamiento total en la zapata (inicial)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos iguales	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
0,106520	mm	0,106520	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
0,132856	mm	0,625428	0,9 X 0,9 X 0,30	1,05 X 1,05 X 0,30
0,125152	mm	1,465817	1,25 X 1,25 X 0,30	1,64 X 1,64 X 0,30
0,563501	mm	0,563501	0,9 X 0,9 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
0,558730	mm	1,107702	1,2 X 1,2 X 0,30	1,35 X 1,35 X 0,30
0,544346	mm	1,821514	1,75 X 1,75 X 0,40	2,12 X 2,12 X 0,40
1,094689	mm	1,094689	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
1,042321	mm	1,905833	1,6 X 1,6 X 0,4	1,82 X 1,82 X 0,4
1,089061	mm	2,839039	2,35 X 2,35 X 0,55	2,83 X 2,83 X 0,55
1,675739	mm	1,675739	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40
1,642871	mm	2,152613	2 X 2 X 0,5	2,13 X 2,13 X 0,5
1,609514	mm	3,010432	2,95 X 2,95 X 0,7	3,34 X 3,34 X 0,7
1,649533	mm	1,649533	1,7 X 1,7 X 0,4	1,7 X 1,7 X 0,40
1,643181	mm	2,521553	2,3 X 2,3 X 0,55	2,53 X 2,53 X 0,55
1,613845	mm	3,558927	3,35 X 3,35 X 0,85	3,9 X 3,9 X 0,85
1,957728	mm	1,957728	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45
1,977680	mm	2,703055	2,6 X 2,6 X 0,65	2,79 X 2,79 X 0,65
1,942433	mm	3,811303	3,75 X 3,75 X 1,05	4,28 X 4,28 X 1,05

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.2.2.2.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.21.- Comparación de áreas (2) Zona 2

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts2)				
Longitud	Base	Area (mts2)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total
0,80	0,80	0,64	15,29	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	6,85	44,79
0,90	0,90	0,81		1,05	1,05	1,10	0,29	8	2,34		
1,25	1,25	1,56		1,64	1,64	2,69	1,13	4	4,51		
0,90	0,90	0,81	27,01	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	8,79	32,53
1,20	1,20	1,44		1,35	1,35	1,82	0,38	8	3,06		
1,75	1,75	3,06		2,12	2,12	4,49	1,43	4	5,73		
1,20	1,20	1,44	48,33	1,20	1,20	1,44	0,00	4	0,00	15,96	33,03
1,60	1,60	2,56		1,82	1,82	3,31	0,75	8	6,02		
2,35	2,35	5,52		2,83	2,83	8,01	2,49	4	9,95		
1,40	1,40	1,96	74,65	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	14,11	18,90
2,00	2,00	4,00		2,13	2,13	4,54	0,54	8	4,30		
2,95	2,95	8,70		3,34	3,34	11,16	2,45	4	9,81		
1,70	1,70	2,89	98,77	1,70	1,70	2,89	0,00	4	0,00	24,84	25,15
2,30	2,30	5,29		2,53	2,53	6,40	1,11	8	8,89		
3,35	3,35	11,22		3,90	3,90	15,21	3,99	4	15,95		
1,90	1,90	3,61	124,77	1,90	1,90	3,61	0,00	4	0,00	25,22	20,21
2,60	2,60	6,76		2,79	2,79	7,78	1,02	8	8,19		
3,75	3,75	14,06		4,28	4,28	18,32	4,26	4	17,02		

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta -2 plantas- 4 plantas – 6 plantas – 8 plantas - 10 plantas**

4.3.-ASENTAMIENTO EN LA ZONA GENERAL

4.3.1.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM2 (ZONA GENERAL)

Cuadro 4.22.- Asentamiento (1) Zona General

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E} \right) * \Delta Zi$	
a	1	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,2465	mm
c	1	4	1 X 1 X 0,30	2,2946	mm
b	1	8	0,80 X 0,80 X 0,30	0,7823	mm
a	2	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,7088	mm
b	2	8	0,90 X 0,90 X 0,30	2,2803	mm
c	2	4	1,35 X 1,35 X 0,40	3,3902	mm
a	4	4	0,90 X 0,90 X 0,30	2,2622	mm
b	4	8	1,2 X 1,2 X 0,40	3,6846	mm
c	4	4	1,85 X 1,85 X 0,60	4,7911	mm
a	6	4	1,10 X 1,10 X 0,40	2,8567	mm
b	6	8	1,50 X 1,50 X 0,50	4,2538	mm
c	6	4	2,15 X 2,15 X 0,70	6,5464	mm
a	8	4	1,30 X 1,30 X 0,40	3,2071	mm
b	8	8	1,70 X 1,70 X 0,60	5,1194	mm
c	8	4	2,55 X 2,55 X 0,85	6,9001	mm
a	10	4	1,40 X 1,40 X 0,50	4,1017	mm
b	10	8	1,90 X 1,90 X 0,65	5,7115	mm
c	10	4	2,85 X 2,85 X 1,05	7,5380	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmertman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.3.1.2-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.23.- Corrección (1) Zona General

Asentamiento total en la zapata (corregida)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$		Valores anteriores (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(corregida)
0,2465	mm	0,2465	0,80 X 0,80 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
0,2461	mm	2,2946	1 X 1 X 0,30	1,47 X 1,47 X 0,30
0,2206	mm	0,7823	0,80 X 0,80 X 0,30	0,95 X 0,95 X 0,30
0,7088	mm	0,7088	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
0,7306	mm	2,2803	0,90 X 0,90 X 0,30	1,21 X 1,21 X 0,30
0,7894	mm	3,3902	1,35 X 1,35 X 0,40	1,9 X 1,9 X 0,40
2,2622	mm	2,2622	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
2,2992	mm	3,6846	1,2 X 1,2 X 0,40	1,42 X 1,42 X 0,4
2,2363	mm	4,7911	1,85 X 1,85 X 0,60	2,33 X 2,33 X 0,6
2,8567	mm	2,8567	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40
2,8390	mm	4,2538	1,50 X 1,50 X 0,50	1,73 X 1,73 X 0,5
2,8626	mm	6,5464	2,15 X 2,15 X 0,70	2,81 X 2,81 X 0,7
3,2071	mm	3,2071	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40
3,2494	mm	5,1194	1,70 X 1,70 X 0,60	2,0 X 2,0 X 0,6
3,2052	mm	6,9001	2,55 X 2,55 X 0,85	3,24 X 3,24 X 0,85
4,1017	mm	4,1017	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50
4,1506	mm	5,7115	1,90 X 1,90 X 0,65	2,14 X 2,14 X 0,65
4,1270	mm	7,5380	2,85 X 2,85 X 1,05	3,47 X 3,47 X 1,05

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.3.1.3.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.24.- Comparación de áreas (1) Zona General

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts2)				
Longitud	Base	Area (mts2)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total
0,80	0,80	0,64	11,68	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	6,74	57,74
1,00	1,00	1,00		1,47	1,47	2,16	1,16	4	4,64		
0,80	0,80	0,64		0,95	0,95	0,90	0,26	8	2,10		
0,80	0,80	0,64	16,33	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	12,38	75,83
0,90	0,90	0,81		1,21	1,21	1,46	0,65	8	5,23		
1,35	1,35	1,82		1,90	1,90	3,61	1,79	4	7,15		
0,90	0,90	0,81	28,45	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	12,64	44,42
1,20	1,20	1,44		1,42	1,42	2,02	0,58	8	4,61		
1,85	1,85	3,42		2,33	2,33	5,43	2,01	4	8,03		
1,10	1,10	1,21	41,33	1,10	1,10	1,21	0,00	4	0,00	19,04	46,06
1,50	1,50	2,25		1,73	1,73	2,99	0,74	8	5,94		
2,15	2,15	4,62		2,81	2,81	7,90	3,27	4	13,09		
1,30	1,30	1,69	55,89	1,30	1,30	1,69	0,00	4	0,00	24,86	44,48
1,70	1,70	2,89		2,00	2,00	4,00	1,11	8	8,88		
2,55	2,55	6,50		3,24	3,24	10,50	4,00	4	15,98		
1,40	1,40	1,96	69,21	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	23,43	33,85
1,90	1,90	3,61		2,14	2,14	4,58	0,97	8	7,76		
2,85	2,85	8,12		3,47	3,47	12,04	3,92	4	15,67		

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta** -2 plantas- **4 plantas** – **6 plantas** – **8 plantas** - **10 plantas**

4.3.2.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM² (ZONA GENERAL)

Cuadro 4.25.- Asentamiento (2) Zona General

Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
				$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$	
a	1	4	0,8 X 0,8 X 0,30	0,122675	mm
b	1	8	0,9 X 0,9 X 0,30	0,679126	mm
c	1	4	1,25 X 1,25 X 0,30	1,538668	mm
a	2	4	0,9 X 0,9 X 0,30	0,612052	mm
b	2	8	1,2 X 1,2 X 0,30	1,168270	mm
c	2	4	1,75 X 1,75 X 0,40	1,895106	mm
a	4	4	1,2 X 1,2 X 0,30	1,154573	mm
b	4	8	1,6 X 1,6 X 0,4	1,990664	mm
c	4	4	2,35 X 2,35 X 0,55	2,910591	mm
a	6	4	1,4 X 1,4 X 0,40	1,736646	mm
b	6	8	2 X 2 X 0,5	2,225399	mm
c	6	4	2,95 X 2,95 X 0,7	3,048868	mm
a	8	4	1,7 X 1,7 X 0,4	1,718630	mm
b	8	8	2,3 X 2,3 X 0,55	2,588384	mm
c	8	4	3,35 X 3,35 X 0,85	3,578075	mm
a	10	4	1,9 X 1,9 X 0,45	2,029083	mm
b	10	8	2,6 X 2,6 X 0,65	2,756798	mm
c	10	4	3,75 X 3,75 X 1,05	3,807253	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmerttman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.3.2.1-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.26.- Corrección (2) Zona General

Asentamiento total en la zapata (corregidos)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos iguales	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{lZ}{E} \right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
			0,122675	mm
0,113351	mm	0,679126	0,9 X 0,9 X 0,30	1,06 X 1,06 X 0,30
0,129957	mm	1,538668	1,25 X 1,25 X 0,30	1,64 X 1,64 X 0,30
0,612052	mm	0,612052	0,9 X 0,9 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
0,617965	mm	1,168270	1,2 X 1,2 X 0,30	1,34 X 1,34 X 0,30
0,624413	mm	1,895106	1,75 X 1,75 X 0,40	2,10 X 2,10 X 0,40
1,154573	mm	1,154573	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
1,172852	mm	1,990664	1,6 X 1,6 X 0,4	1,8 X 1,8 X 0,4
1,108273	mm	2,910591	2,35 X 2,35 X 0,55	2,83 X 2,83 X 0,55
1,736646	mm	1,736646	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40
1,771723	mm	2,225399	2 X 2 X 0,5	2,11 X 2,11 X 0,5
1,785701	mm	3,048868	2,95 X 2,95 X 0,7	3,29 X 3,29 X 0,7
1,718630	mm	1,718630	1,7 X 1,7 X 0,4	1,7 X 1,7 X 0,40
1,789114	mm	2,588384	2,3 X 2,3 X 0,55	2,50 X 2,50 X 0,55
1,736261	mm	3,578075	3,35 X 3,35 X 0,85	3,86 X 3,86 X 0,85
2,029083	mm	2,029083	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45
2,047337	mm	2,756798	2,6 X 2,6 X 0,65	2,78 X 2,78 X 0,65
2,023103	mm	3,807253	3,75 X 3,75 X 1,05	4,25 X 4,25 X 1,05

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.3.2.2.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.27.- Comparación de áreas (2) Zona General

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts ²)					
Longitud	Base	Area (mts ²)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area (mts ²)	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total	
0,80	0,80	0,64	15,29	0,80	0,80	0,64	0,00	4	0,00	7,02	45,89	
0,90	0,90	0,81		1,06	1,06	1,12	0,31	8	2,51			
1,25	1,25	1,56		1,64	1,64	2,69	1,13	4	4,51			
0,90	0,90	0,81	27,01	0,90	0,90	0,81	0,00	4	0,00	8,23	30,49	
1,20	1,20	1,44		1,34	1,34	1,80	0,36	8	2,84			
1,75	1,75	3,06		2,10	2,10	4,41	1,35	4	5,39			
1,20	1,20	1,44	48,33	1,20	1,20	1,44	0,00	4	0,00	15,39	31,83	
1,60	1,60	2,56		1,80	1,80	3,24	0,68	8	5,44			
2,35	2,35	5,52		2,83	2,83	8,01	2,49	4	9,95			
1,40	1,40	1,96	74,65	1,40	1,40	1,96	0,00	4	0,00	12,10	16,21	
2,00	2,00	4,00		2,11	2,11	4,45	0,45	8	3,62			
2,95	2,95	8,70		3,29	3,29	10,82	2,12	4	8,49			
1,70	1,70	2,89	98,77	1,70	1,70	2,89	0,00	4	0,00	22,39	22,67	
2,30	2,30	5,29		2,50	2,50	6,25	0,96	8	7,68			
3,35	3,35	11,22		3,86	3,86	14,90	3,68	4	14,71			
1,90	1,90	3,61	124,77	1,90	1,90	3,61	0,00	4	0,00	23,75	19,03	
2,60	2,60	6,76		2,78	2,78	7,73	0,97	8	7,75			
3,75	3,75	14,06		4,25	4,25	18,06	4,00	4	16,00			

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de 1 planta -2 plantas- 4 plantas – 6 plantas – 8 plantas - 10 plantas

4.3.3.- ASENTAMIENTO CON ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM² (ZONA GENERAL)

Cuadro 4.28.- Asentamiento (3) Zona General

				Asentamiento total en la zapata	
Identificación de la zapata	Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Iz}{E}\right) * \Delta Zi$	
a	1	4	1X1X0,30	0,022289	mm
b	1	8	1,1X1,1X0,30	1,173327	mm
c	1	4	1,55X1,55X0,30	2,022908	mm
a	2	4	1,1X1,1X0,30	1,081120	mm
b	2	8	1,4X1,4X0,30	2,108876	mm
c	2	4	2,15X2,15X0,40	2,497881	mm
a	4	4	1,4X1,4X0,30	2,089880	mm
b	4	8	2,2X2,2X0,45	1,706540	mm
c	4	4	3,05X3,05X0,7	2,765546	mm
a	6	4	1,8X1,8X0,40	2,049027	mm
b	6	8	2,5X2,5X0,55	2,616192	mm
c	6	4	3,75X3,75X0,85	3,055007	mm
a	8	4	2,1X2,1X0,45	2,262292	mm
b	8	8	2,9X2,9X0,65	2,789293	mm
c	8	4	4,35X4,35X1	3,251608	mm
a	10	4	2,3X2,3X0,50	2,747767	mm
b	10	8	3,3X3,3X0,75	2,811649	mm
c	10	4	4,95X4,95X1,15	3,197086	mm

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se calculó mediante un proceso evaluativo por el método Semi empírico de Schmertman. Y los resultados están dentro de los rangos establecidos.

4.3.3.1-CORRECCION DE AREAS Y ASENTAMIENTOS

Cuadro 4.29.- Corrección (3) Zona General

Asentamiento total en la zapata (corregido)		Asentamiento total en la zapata (sin corregir)	Proceso iterativo - Dimensiones corregidas de zapatas- Para asentamientos iguales	
$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{lz}{E} \right) * \Delta Zi$		Valores iniciales (mm)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA(inicial)	DIMENSIONES DE LA ZAPATA (corregida)
			0,022289	mm
0,026580	mm	1,173327	1,1 X 1,1 X 0,30	1,43 X 1,43 X 0,30
0,025095	mm	2,022908	1,55 X 1,55 X 0,30	2,18 X 2,18 X 0,30
1,081120	mm	1,081120	1,1 X 1,1 X 0,30	1,1 X 1,1 X 0,30
1,016479	mm	2,108876	1,4 X 1,4 X 0,30	1,65 X 1,65 X 0,30
1,062501	mm	2,497881	2,15 X 2,15 X 0,40	2,57 X 2,57 X 0,40
1,737398	mm	2,089880	1,4 X 1,4 X 0,30	1,47 X 1,47 X 0,30
1,706540	mm	1,706540	2,2 X 2,2 X 0,45	2,2 X 2,2 X 0,45
1,741423	mm	2,765546	3,05 X 3,05 X 0,7	3,38 X 3,38 X 0,7
2,049027	mm	2,049027	1,8 X 1,8 X 0,40	1,8 X 1,8 X 0,40
2,033163	mm	2,616192	2,5 X 2,5 X 0,55	2,66 X 2,66 X 0,55
2,034654	mm	3,055007	3,75 X 3,75 X 0,85	4,12 X 4,12 X 0,85
2,262292	mm	2,262292	2,1 X 2,1 X 0,45	2,1 X 2,1 X 0,45
2,271920	mm	2,789293	2,9 X 2,9 X 0,65	3,05 X 3,05 X 0,65
2,271513	mm	3,251608	4,35 X 4,35 X 1	4,72 X 4,72 X 1
2,747767	mm	2,747767	2,3 X 2,3 X 0,50	2,3 X 2,3 X 0,50
2,749216	mm	2,811649	3,3 X 3,3 X 0,75	3,32 X 3,32 X 0,75
2,757856	mm	3,197086	4,95 X 4,95 X 1,15	5,12 X 5,12 X 1,15

Fuente.- diseño propio

El asentamiento se redujo al menor obtenido en la primera parte para cada planta, incrementando el área de la zapata para llegar a una aproximación de 0,09mm de error en asentamiento y una área de zapata corregida de 0,009 mts de exactitud en cada lado, sin variar en las alturas de cada zapata, manteniendo la forma cuadrada para mayor facilidad de diseño.

4.3.3.2.- COMPARACION DE AREAS Y PORCENTAJE EN LAS ZAPATAS PARA CADA PLANTA

Cuadro 4.30.- Comparación de áreas (3) Zona General

DIMENSIONES INICIALES				DIMENSIONES CORREGIDAS			INCREMENTO DE AREA (mts2)				
Longitud	Base	Area (mts2)	Area Total Planta	Longitud	Base	Area	ΔArea Parcial	Numero de zapatas	ΔArea Total Zapata	ΔArea Total Planta	% ΔArea Total
1,00	1,00	1,00	23,29	1,00	1,00	1,00	0,00	4	0,00	16,08	69,04
1,10	1,10	1,21		1,43	1,43	2,04	0,83	8	6,68		
1,55	1,55	2,40		2,18	2,18	4,75	2,35	4	9,40		
1,10	1,10	1,21	39,01	1,10	1,10	1,21	0,00	4	0,00	14,03	35,96
1,40	1,40	1,96		1,65	1,65	2,72	0,76	8	6,10		
2,15	2,15	4,62		2,57	2,57	6,60	1,98	4	7,93		
1,40	1,40	1,96	83,77	1,47	1,47	2,16	0,20	4	0,80	9,29	11,09
2,20	2,20	4,84		2,20	2,20	4,84	0,00	8	0,00		
3,05	3,05	9,30		3,38	3,38	11,42	2,12	4	8,49		
1,80	1,80	3,24	119,21	1,80	1,80	3,24	0,00	4	0,00	18,25	15,31
2,50	2,50	6,25		2,66	2,66	7,08	0,83	8	6,60		
3,75	3,75	14,06		4,12	4,12	16,97	2,91	4	11,65		
2,10	2,10	4,41	160,61	2,10	2,10	4,41	0,00	4	0,00	20,56	12,80
2,90	2,90	8,41		3,05	3,05	9,30	0,89	8	7,14		
4,35	4,35	18,92		4,72	4,72	22,28	3,36	4	13,42		
2,30	2,30	5,29	206,29	2,30	2,30	5,29	0,00	4	0,00	7,91	3,83
3,30	3,30	10,89		3,32	3,32	11,02	0,13	8	1,06		
4,95	4,95	24,50		5,12	5,12	26,21	1,71	4	6,85		

Fuente.- diseño propio

El % de área incrementada se estableció en relación al área total inicial en cada planta como se puede ver en el cuadro, ya sea de **1 planta** - **2 plantas** - **4 plantas** - **6 plantas** - **8 plantas** - **10 plantas**

4.4.-CUADROS COMPARATIVOS DE RESULTADOS DE LAS DISTINTAS ZONAS.

4.4.1.- NIVEL DE CIMENTACION Y NIVEL FREATICO

Cuadro 4.31.- Nivel de cimentación y nivel freático

Esuerzo admisible	ZONA 1		ZONA 2		ZONA GENERAL	
	Nivel freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)	Nivel freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)	Nivel freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)
4 kg/cm ²	2,3	3,5	2,1	1,2	2,5	3,6
2,3 kg/cm ²	2,3	2,3	2,1	3,1	2,5	2,9
1,5 kg/cm ²	2,3	1,5	2,1	*****	2,5	1,6

Fuente.- diseño propio

4.4.2.-ASENTAMIENTOS SIN CORREGIR

Cuadro 4.32.- Asentamiento con 4 kg/cm²

Asentamientos sin corregir

Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
4 kg/cm ²	0,298	0,536	0,247
	2,348	4,589	2,295
	0,828	2,124	0,782
	0,755	2,016	0,709
	2,328	4,445	2,280
	3,493	6,559	3,390
	2,310	4,418	2,262
	3,764	6,847	3,685
	5,000	8,861	4,791
	2,920	5,529	2,857
	4,389	7,924	4,254
	6,726	11,253	6,546
	3,301	6,247	3,207
	5,305	9,267	5,119
	7,104	12,023	6,900
	4,218	7,633	4,102
	5,951	10,164	5,711
7,764	13,031	7,538	

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.33.- Asentamiento con 2,3 kg/cm²

Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
2,3 kg/cm ²	0,078	0,107	0,123
	1,067	0,625	0,679
	2,145	1,466	1,539
	0,987	0,564	0,612
	1,697	1,108	1,168
	2,558	1,822	1,895
	1,681	1,095	1,155
	2,683	1,906	1,991
	3,734	2,839	2,911
	2,405	1,676	1,737
	2,914	2,153	2,225
	3,991	3,010	3,049
	2,362	1,650	1,719
	3,370	2,522	2,588
	4,635	3,559	3,578
	2,692	1,958	2,029
	3,610	2,703	2,757
	4,947	3,811	3,807

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.34.- Asentamiento con 1,5 kg/cm²

Asentamientos sin corregir

Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
1,5 kg/cm ²	0,058	*****	0,022
	1,186	*****	1,173
	2,019	*****	2,023
	1,100	*****	1,081
	2,082	*****	2,109
	2,520	*****	2,498
	2,064	*****	2,090
	1,765	*****	1,707
	2,832	*****	2,766
	2,067	*****	2,049
	2,654	*****	2,616
	3,183	*****	3,055
	2,291	*****	2,262
	2,838	*****	2,789
	3,412	*****	3,252
	2,768	*****	2,748
	2,917	*****	2,812
	3,392	*****	3,197

Fuente.- diseño propio

4.4.3.-ASENTAMIENTOS CORREGIDOS

Cuadro 4.35.- Asentamiento corregido con 4 kg/cm²

Asentamientos corregidos

Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
4 kg/cm ²	0,298	0,536	0,247
	0,299	0,565	0,246
	0,275	0,560	0,221
	0,755	2,016	0,709
	0,762	2,093	0,731
	0,750	2,073	0,789
	2,310	4,418	2,262
	2,351	4,531	2,299
	2,365	4,351	2,236
	2,920	5,529	2,857
	2,991	5,349	2,839
	2,964	5,198	2,863
	3,301	6,247	3,207
	3,345	6,944	3,249
	3,334	6,754	3,205
	4,218	7,633	4,102
	4,283	7,304	4,151
	4,225	7,014	4,127

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.36.- Asentamiento corregido con 2,3 kg/cm²

Asentamientos corregidos

Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
2,3 kg/cm ²	0,078	0,107	0,123
	0,079	0,133	0,113
	0,081	0,125	0,130
	0,987	0,564	0,612
	0,955	0,559	0,618
	0,920	0,544	0,624
	1,681	1,095	1,155
	1,661	1,042	1,173
	1,616	1,089	1,108
	2,405	1,676	1,737
	2,435	1,643	1,772
	2,426	1,610	1,786
	2,362	1,650	1,719
	2,339	1,643	1,789
	2,326	1,614	1,736
	2,692	1,958	2,029
	2,673	1,978	2,047
	2,606	1,942	2,023

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.37.- Asentamiento corregido con 1,5 kg/cm²

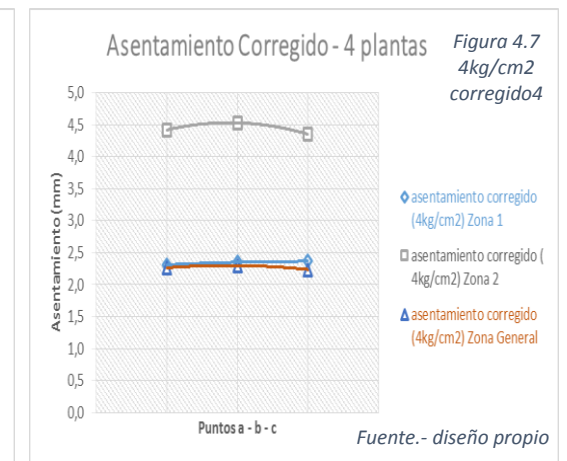
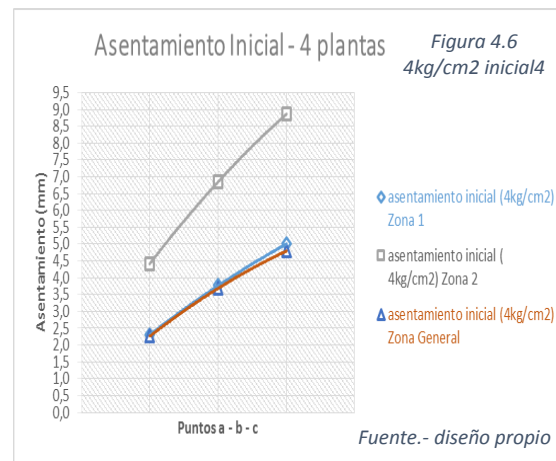
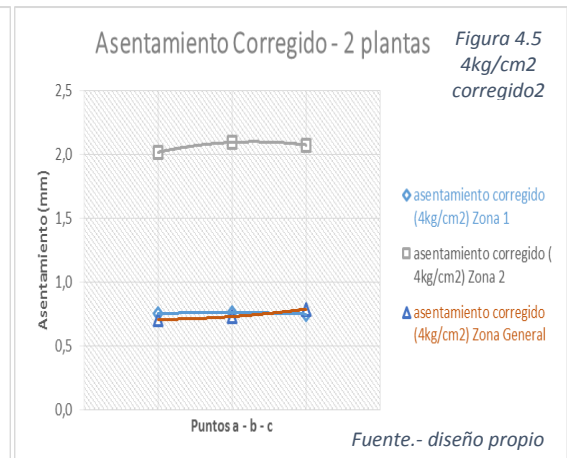
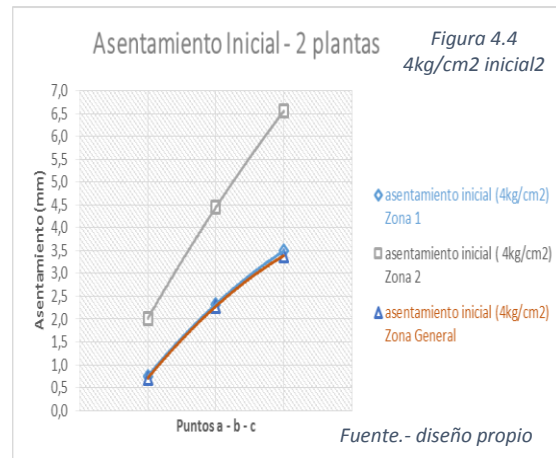
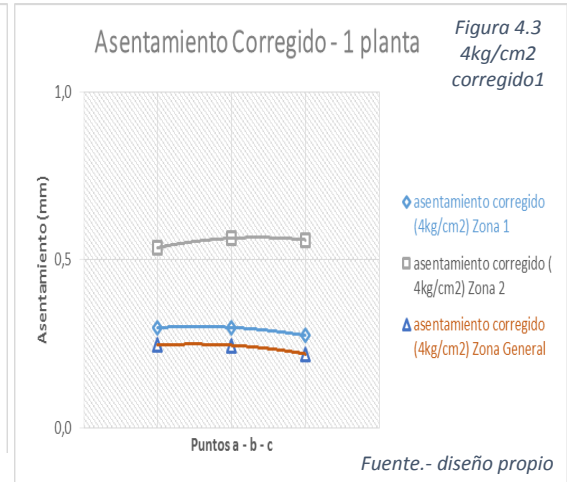
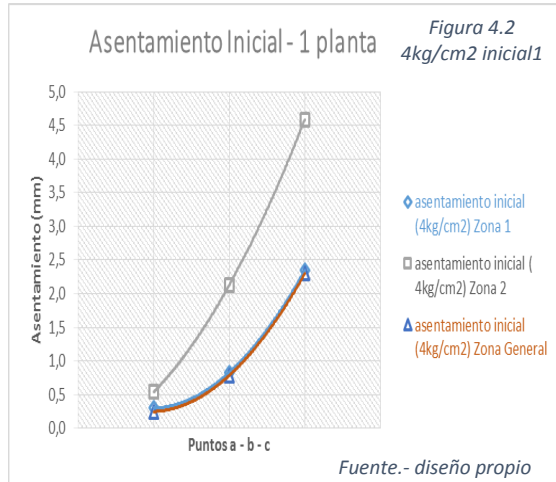
Asentamientos corregidos

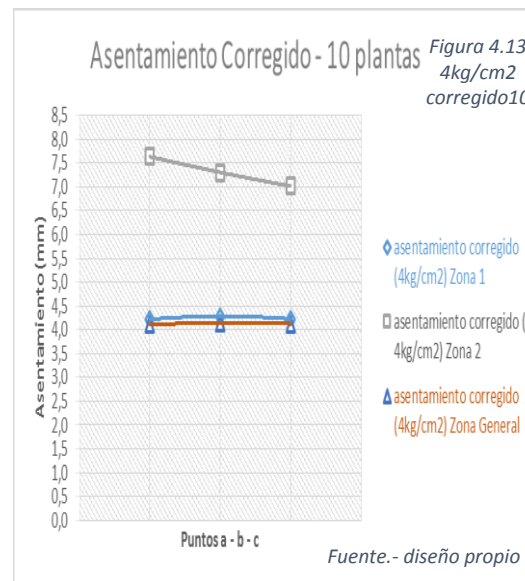
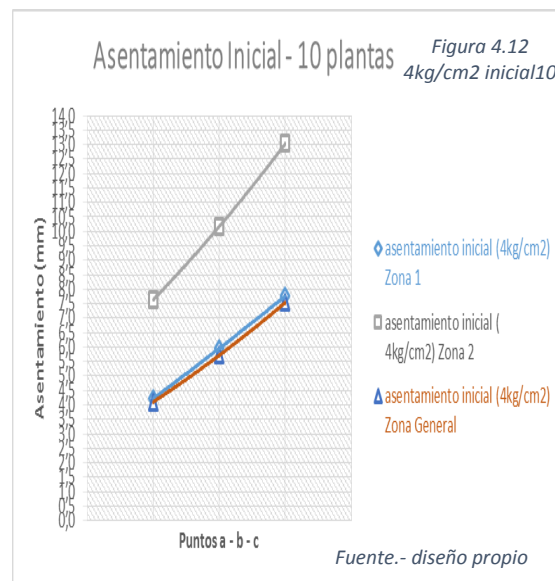
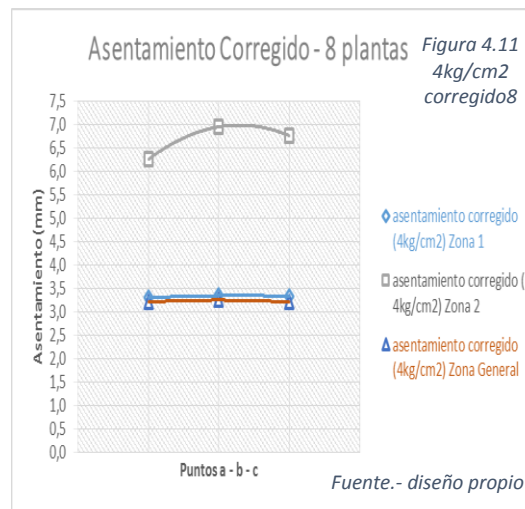
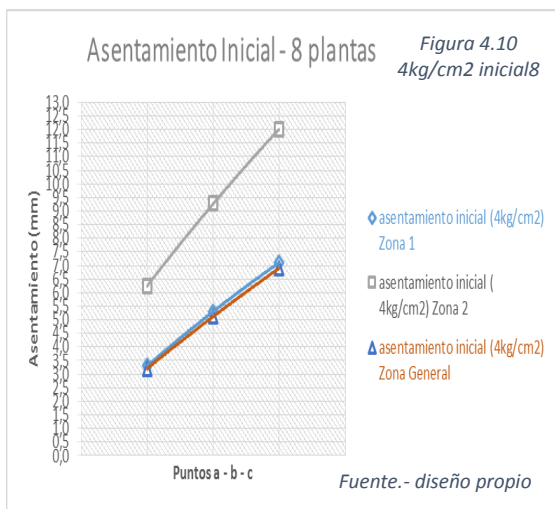
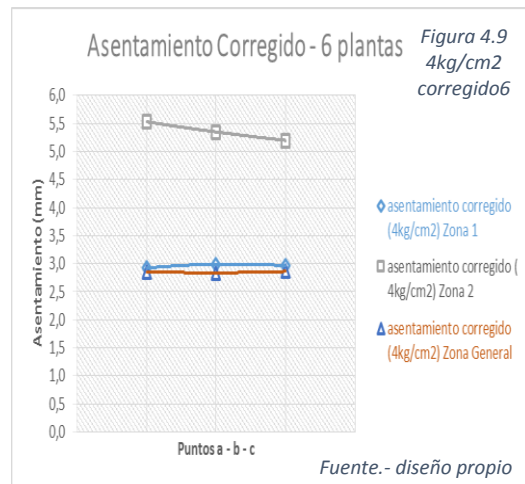
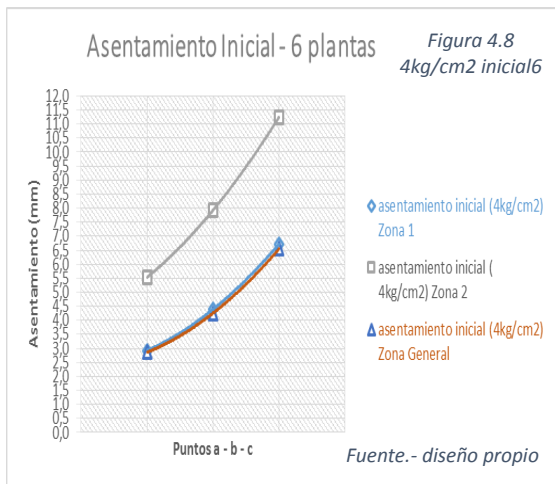
Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)
1,5 kg/cm ²	0,058	*****	0,022
	0,055	*****	0,027
	0,057	*****	0,025
	1,100	*****	1,081
	1,097	*****	1,016
	1,088	*****	1,063
	1,780	*****	1,737
	1,765	*****	1,707
	1,743	*****	1,741
	2,067	*****	2,049
	2,070	*****	2,033
	2,061	*****	2,035
	2,291	*****	2,262
	2,285	*****	2,272
	2,282	*****	2,272
	2,768	*****	2,748
	2,769	*****	2,749
	2,777	*****	2,758

Fuente.- diseño propio

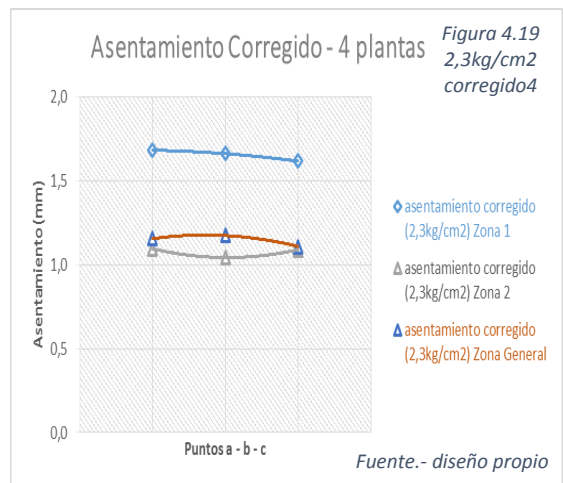
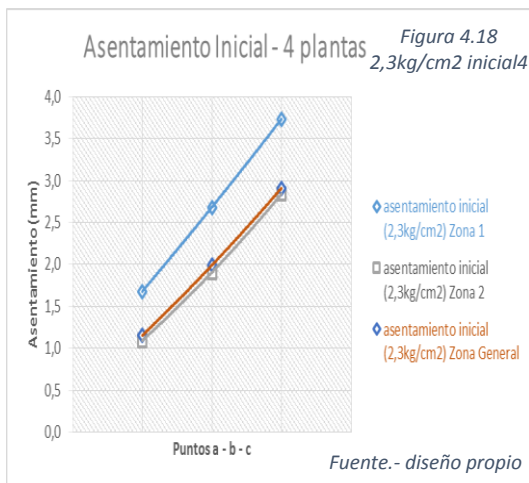
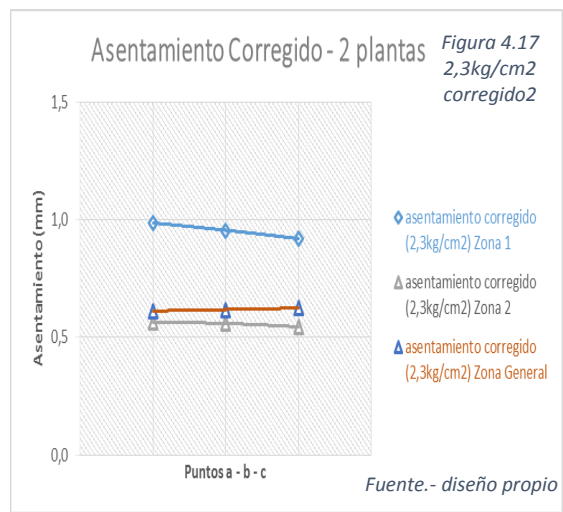
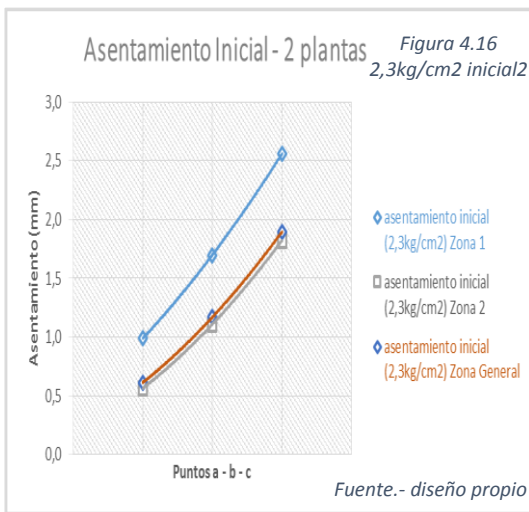
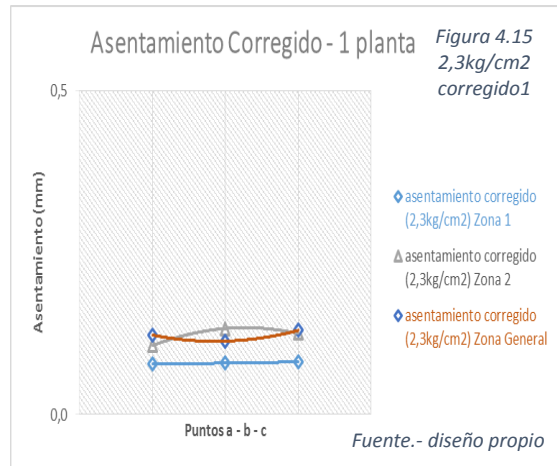
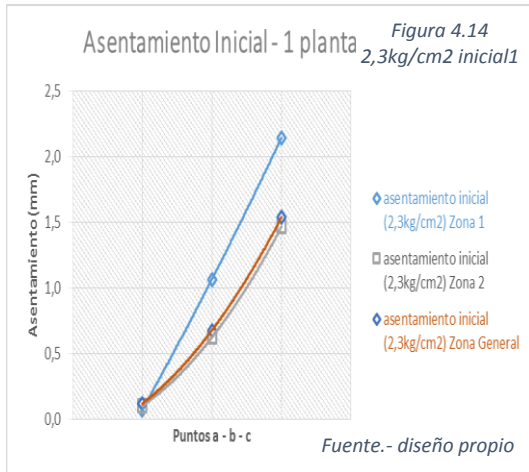
4.4.3.1.- GRAFICAS DE LOS ASENTAMIENTOS CORREGIDOS Y SIN CORREGIR EN CADA PLANTA

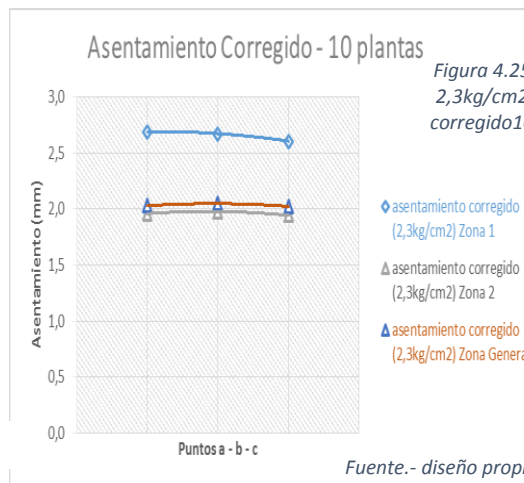
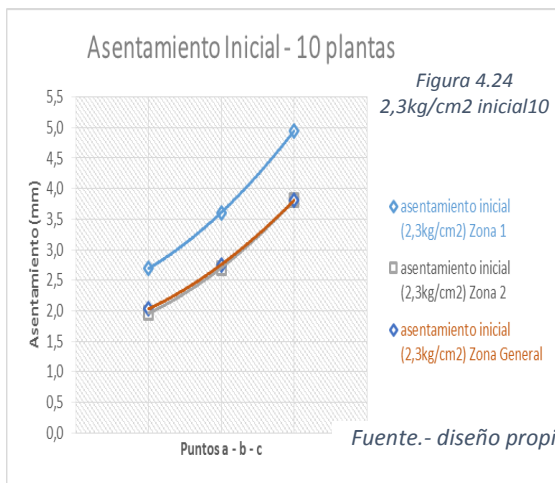
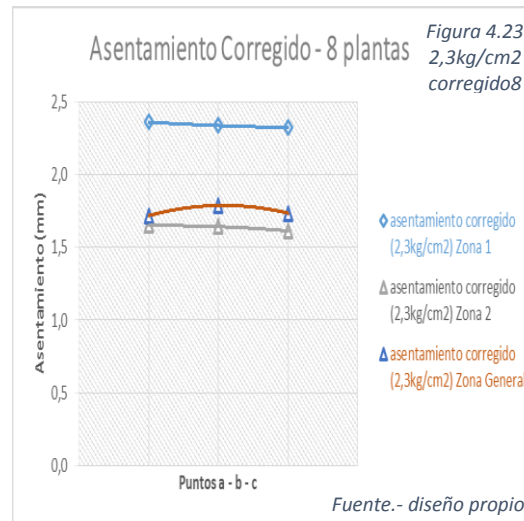
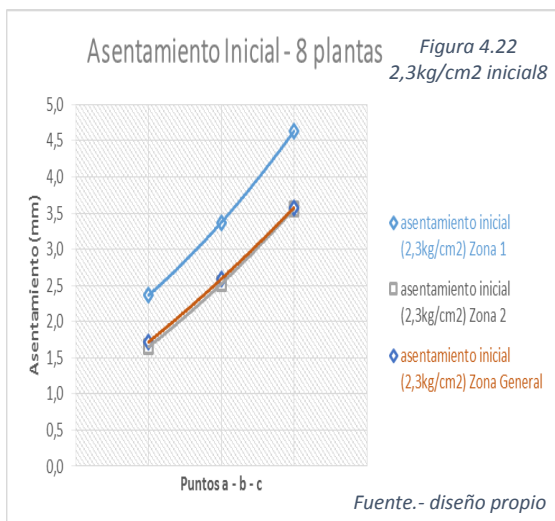
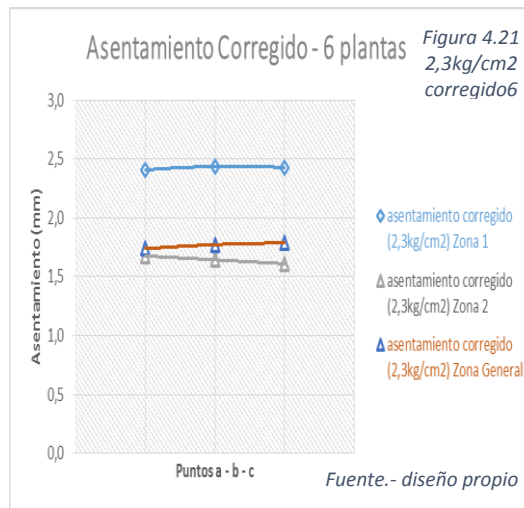
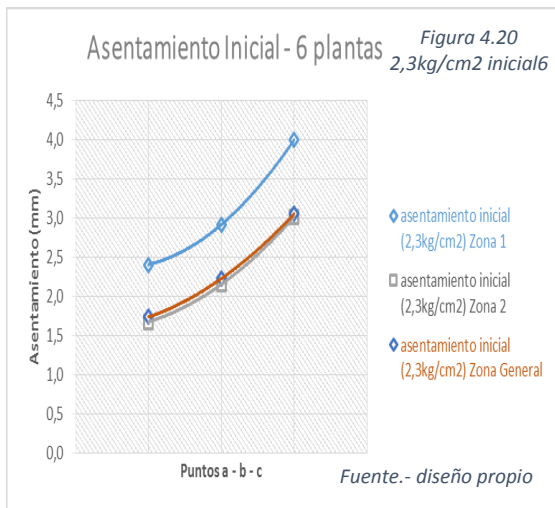
4.4.3.1.1.- CON UN ESFUERZO ADMISIBLE DE 4 KG/CM2



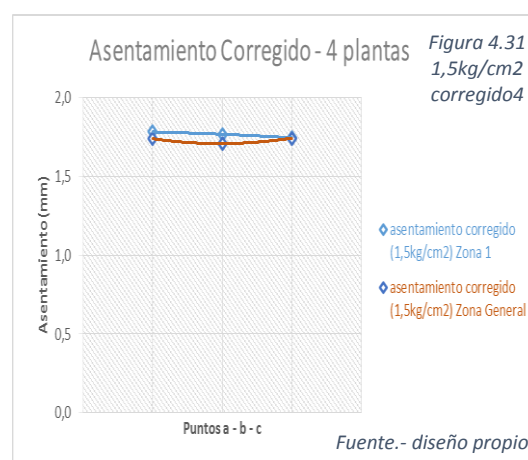
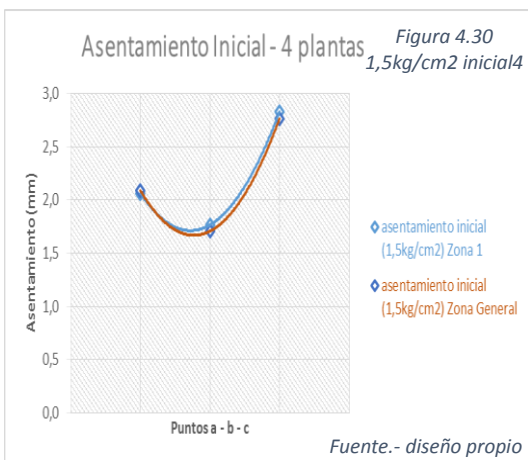
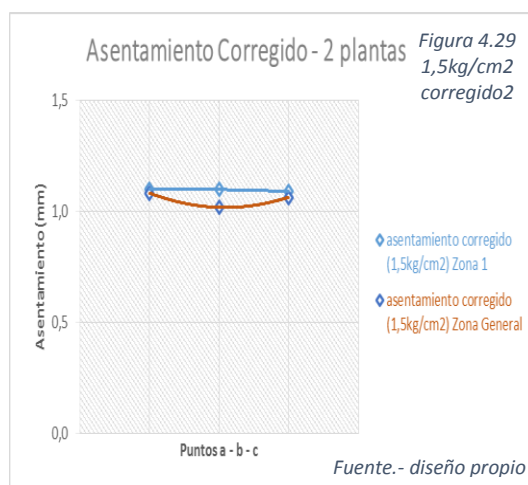
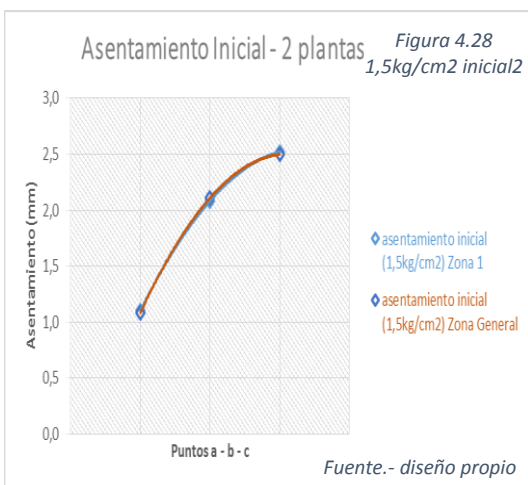
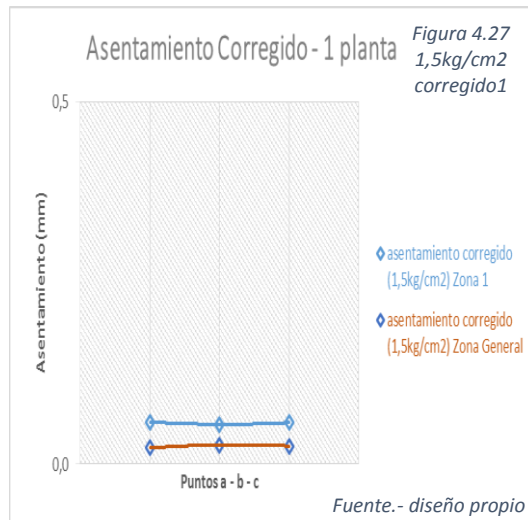
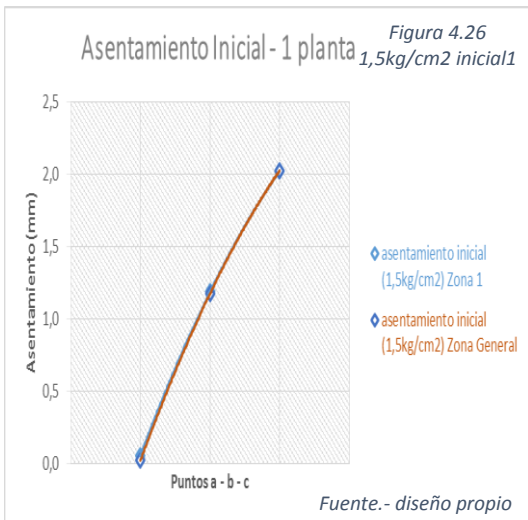


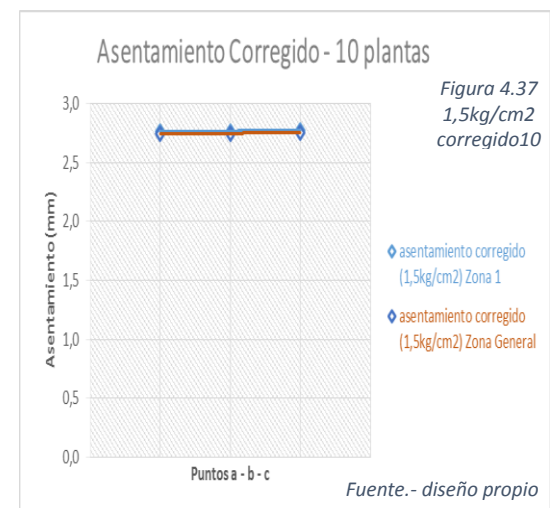
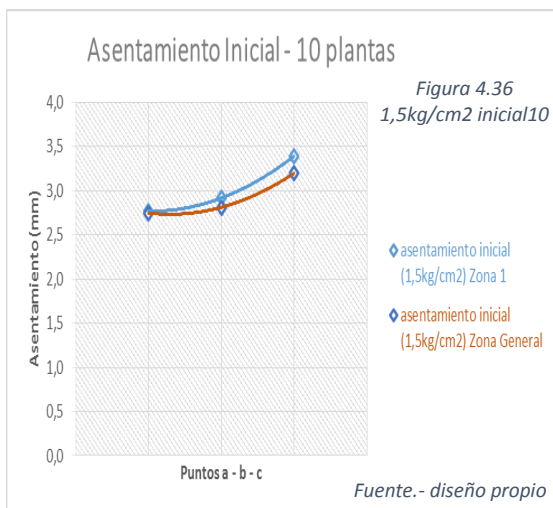
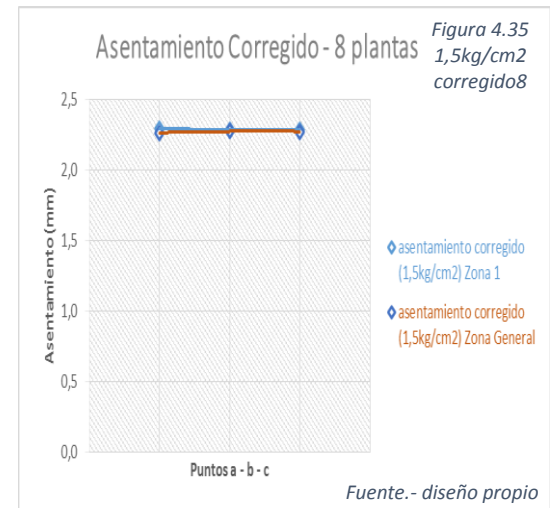
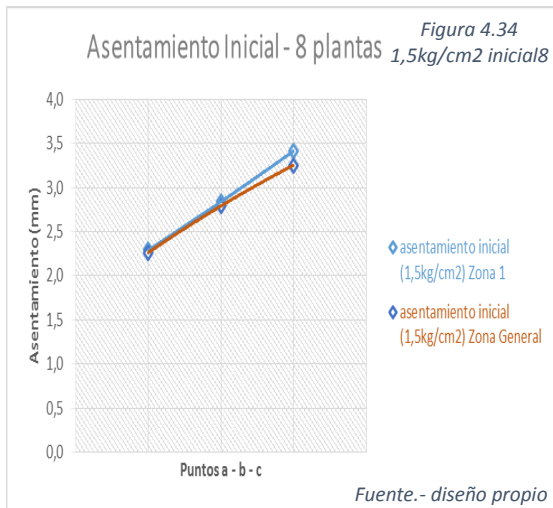
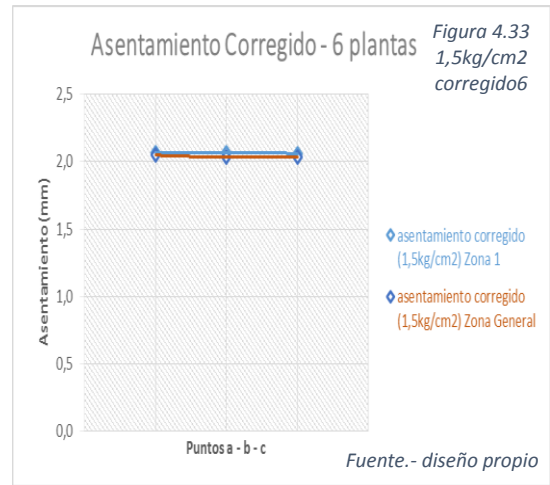
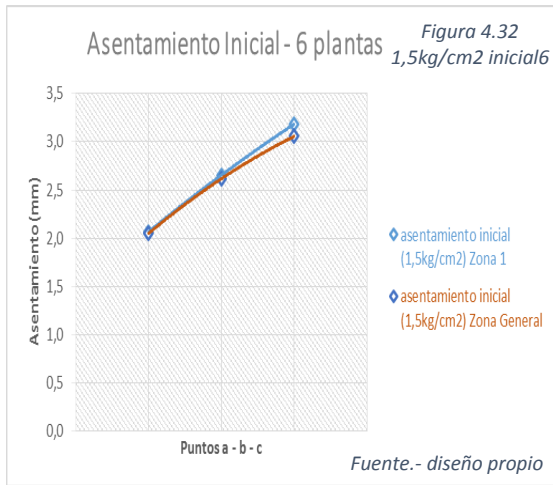
4.4.3.1.2.- CON UN ESFUERZO ADMISIBLE DE 2,3 KG/CM2





4.4.3.1.3.- CON UN ESFUERZO ADMISIBLE DE 1,5 KG/CM2





4.4.4.-DIMENSIONES SIN CORREGIR

Cuadro 4.38.- Dimensiones sin corregir 4kg/cm²

Dimensiones sin corregir

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
4 kg/cm ²	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
	1 X 1 X 0,30	1 X 1 X 0,30	1 X 1 X 0,30
	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
	1,35 X 1,35 X 0,40	1,35 X 1,35 X 0,40	1,35 X 1,35 X 0,40
	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
	1,2 X 1,2 X 0,40	1,2 X 1,2 X 0,40	1,2 X 1,2 X 0,40
	1,85 X 1,85 X 0,60	1,85 X 1,85 X 0,60	1,85 X 1,85 X 0,60
	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40
	1,50 X 1,50 X 0,50	1,50 X 1,50 X 0,50	1,50 X 1,50 X 0,50
	2,15 X 2,15 X 0,70	2,15 X 2,15 X 0,70	2,15 X 2,15 X 0,70
	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40
	1,70 X 1,70 X 0,60	1,70 X 1,70 X 0,60	1,70 X 1,70 X 0,60
	2,55 X 2,55 X 0,85	2,55 X 2,55 X 0,85	2,55 X 2,55 X 0,85
	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50
	1,90 X 1,90 X 0,65	1,90 X 1,90 X 0,65	1,90 X 1,90 X 0,65
	2,85 X 2,85 X 1,05	2,85 X 2,85 X 1,05	2,85 X 2,85 X 1,05

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.39.- Dimensiones sin corregir 2,3kg/cm²

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
2,3 kg/cm ²	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
	0,9 X 0,9 X 0,30	0,9 X 0,9 X 0,30	0,9 X 0,9 X 0,30
	1,25 X 1,25 X 0,30	1,25 X 1,25 X 0,30	1,25 X 1,25 X 0,30
	0,9 X 0,9 X 0,30	0,9 X 0,9 X 0,30	0,9 X 0,9 X 0,30
	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
	1,75 X 1,75 X 0,40	1,75 X 1,75 X 0,40	1,75 X 1,75 X 0,40
	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
	1,6 X 1,6 X 0,4	1,6 X 1,6 X 0,4	1,6 X 1,6 X 0,4
	2,35 X 2,35 X 0,55	2,35 X 2,35 X 0,55	2,35 X 2,35 X 0,55
	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40
	2 X 2 X 0,5	2 X 2 X 0,5	2 X 2 X 0,5
	2,95 X 2,95 X 0,7	2,95 X 2,95 X 0,7	2,95 X 2,95 X 0,7
	1,7 X 1,7 X 0,4	1,7 X 1,7 X 0,4	1,7 X 1,7 X 0,4
	2,3 X 2,3 X 0,55	2,3 X 2,3 X 0,55	2,3 X 2,3 X 0,55
	3,35 X 3,35 X 0,85	3,35 X 3,35 X 0,85	3,35 X 3,35 X 0,85
	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45
	2,6 X 2,6 X 0,65	2,6 X 2,6 X 0,65	2,6 X 2,6 X 0,65
	3,75 X 3,75 X 1,05	3,75 X 3,75 X 1,05	3,75 X 3,75 X 1,05

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.40.- Dimensiones sin corregir 1,5kg/cm²

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
1,5 kg/cm ²	1 X 1 X 0,30	1 X 1 X 0,30	1 X 1 X 0,30
	1,1 X 1,1 X 0,30	1,1 X 1,1 X 0,30	1,1 X 1,1 X 0,30
	1,55 X 1,55 X 0,30	1,55 X 1,55 X 0,30	1,55 X 1,55 X 0,30
	1,1 X 1,1 X 0,30	1,1 X 1,1 X 0,3	1,1 X 1,1 X 0,3
	1,4 X 1,4 X 0,30	1,4 X 1,4 X 0,3	1,4 X 1,4 X 0,3
	2,15 X 2,15 X 0,40	2,15 X 2,15 X 0,4	2,15 X 2,15 X 0,4
	1,4 X 1,4 X 0,30	1,4 X 1,4 X 0,3	1,4 X 1,4 X 0,3
	2,2 X 2,2 X 0,45	2,2 X 2,2 X 0,45	2,2 X 2,2 X 0,45
	3,05 X 3,05 X 0,7	3,05 X 3,05 X 0,7	3,05 X 3,05 X 0,7
	1,8 X 1,8 X 0,40	1,8 X 1,8 X 0,40	1,8 X 1,8 X 0,40
	2,5 X 2,5 X 0,55	2,5 X 2,5 X 0,55	2,5 X 2,5 X 0,55
	3,75 X 3,75 X 0,85	3,75 X 3,75 X 0,85	3,75 X 3,75 X 0,85
	2,1 X 2,1 X 0,45	2,1 X 2,1 X 0,45	2,1 X 2,1 X 0,45
	2,9 X 2,9 X 0,65	2,9 X 2,9 X 0,65	2,9 X 2,9 X 0,65
	4,35 X 4,35 X 1	4,35 X 4,35 X 1	4,35 X 4,35 X 1
	2,3 X 2,3 X 0,50	2,3 X 2,3 X 0,5	2,3 X 2,3 X 0,5
	3,3 X 3,3 X 0,75	3,3 X 3,3 X 0,75	3,3 X 3,3 X 0,75
	4,95 X 4,95 X 1,15	4,95 X 4,95 X 1,15	4,95 X 4,95 X 1,15

Fuente.- diseño propio

4.4.5.-DIMENSIONES CORREGIDAS

Cuadro 4.41.-Dimensiones corregidas 4kg/cm²

Dimensiones corregidas

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
4 kg/cm ²	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
	1,48 X 1,48 X 0,30	2,11 X 2,11 X 0,30	1,47 X 1,47 X 0,30
	0,95 X 0,95 X 0,30	1,30 X 1,30 X 0,30	0,95 X 0,95 X 0,30
	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30	0,80 X 0,80 X 0,30
	1,22 X 1,22 X 0,30	1,32 X 1,32 X 0,30	1,21 X 1,21 X 0,30
	1,95 X 1,95 X 0,40	2,35 X 2,32 X 0,40	1,9 X 1,9 X 0,40
	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
	1,43 X 1,43 X 0,4	1,50 X 1,50 X 0,4	1,42 X 1,42 X 0,4
	2,35 X 2,35 X 0,6	2,65 X 2,65 X 0,6	2,33 X 2,33 X 0,6
	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40	1,10 X 1,10 X 0,40
	1,73 X 1,73 X 0,5	1,84 X 1,84 X 0,5	1,73 X 1,73 X 0,5
	2,83 X 2,83 X 0,7	3,20 X 3,20 X 0,7	2,81 X 2,81 X 0,7
	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40	1,30 X 1,30 X 0,40
	2,02 X 2,02 X 0,6	2,14 X 2,14 X 0,6	2,0 X 2,0 X 0,6
	3,26 X 3,26 X 0,85	3,68 X 3,68 X 0,85	3,24 X 3,24 X 0,85
	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50	1,40 X 1,40 X 0,50
	2,16 X 2,16 X 0,65	2,27 X 2,27 X 0,65	2,14 X 2,14 X 0,65
	3,5 X 3,5 X 1,05	3,88 X 3,88 X 1,05	3,47 X 3,47 X 1,05

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.42.- Dimensiones corregidas 2,3kg/cm²

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
2,3 kg/cm ²	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30	0,8 X 0,8 X 0,30
	1,17 X 1,17 X 0,30	1,05 X 1,05 X 0,30	1,06 X 1,06 X 0,30
	1,81 X 1,81 X 0,30	1,64 X 1,64 X 0,30	1,64 X 1,64 X 0,30
	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30	0,90 X 0,90 X 0,30
	1,37 X 1,37 X 0,30	1,35 X 1,35 X 0,30	1,34 X 1,34 X 0,30
	2,18 X 2,18 X 0,40	2,12 X 2,12 X 0,40	2,10 X 2,10 X 0,40
	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30	1,2 X 1,2 X 0,30
	1,82 X 1,82 X 0,4	1,82 X 1,82 X 0,4	1,8 X 1,8 X 0,4
	2,90 X 2,90 X 0,55	2,83 X 2,83 X 0,55	2,83 X 2,83 X 0,55
	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40	1,4 X 1,4 X 0,40
	2,11 X 2,11 X 0,5	2,13 X 2,13 X 0,5	2,11 X 2,11 X 0,5
	3,36 X 3,36 X 0,7	3,34 X 3,34 X 0,7	3,29 X 3,29 X 0,7
	1,7 X 1,7 X 0,40	1,7 X 1,7 X 0,40	1,7 X 1,7 X 0,40
	2,55 X 2,55 X 0,55	2,53 X 2,53 X 0,55	2,50 X 2,50 X 0,55
	3,98 X 3,98 X 0,85	3,9 X 3,9 X 0,85	3,86 X 3,86 X 0,85
	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45	1,9 X 1,9 X 0,45
	2,83 X 2,83 X 0,65	2,79 X 2,79 X 0,65	2,78 X 2,78 X 0,65
	4,40 X 4,40 X 1,05	4,28 X 4,28 X 1,05	4,25 X 4,25 X 1,05

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.43.- Dimensiones corregidas 1,5kg/cm²

Esuerzo admisible	ZONA 1 mts	ZONA 2 mts	ZONA GENERAL mts
1,5 kg/cm ²	1 X 1 X 0,30	*****	1 X 1 X 0,30
	1,46 X 1,46 X 0,30	*****	1,43 X 1,43 X 0,30
	2,23 X 2,23 X 0,30	*****	2,18 X 2,18 X 0,30
	1,1 X 1,1 X 0,30	*****	1,1 X 1,1 X 0,30
	1,64 X 1,64 X 0,30	*****	1,65 X 1,65 X 0,30
	2,60 X 2,60 X 0,40	*****	2,57 X 2,57 X 0,40
	1,96 X 1,96 X 0,30	*****	1,47 X 1,47 X 0,30
	2,2 X 2,2 X 0,45	*****	2,2 X 2,2 X 0,45
	3,45 X 3,45 X 0,7	*****	3,38 X 3,38 X 0,7
	1,8 X 1,8 X 0,40	*****	1,8 X 1,8 X 0,40
	2,67 X 2,67 X 0,55	*****	2,66 X 2,66 X 0,55
	4,18 X 4,18 X 0,85	*****	4,12 X 4,12 X 0,85
	2,1 X 2,1 X 0,45	*****	2,1 X 2,1 X 0,45
	3,07 X 3,07 X 0,65	*****	3,05 X 3,05 X 0,65
	4,8 X 4,8 X 1	*****	4,72 X 4,72 X 1
	2,3 X 2,3 X 0,50	*****	2,3 X 2,3 X 0,50
	3,35 X 3,35 X 0,75	*****	3,32 X 3,32 X 0,75
5,2 X 5,2 X 1,15	*****	5,12 X 5,12 X 1,15	

Fuente.- diseño propio

4.4.6.-CUADROS COMPARATIVOS DE INCREMENTO DE AREAS EN CADA PLANTA

Cuadro 4.44.- Incremento de área 4kg/cm²

ESFUERZO ADMISIBLE	PLANTAS	% ΔArea Total			
		ZONA 1	ZONA 2	ZONA GENERAL	
4 kg/cm ²	1	58,75	190,14	95,07	57,74
	2	81,73	132,88	66,44	75,83
	4	46,53	73,39	36,70	44,42
	6	47,15	76,35	38,17	46,06
	8	46,56	74,57	37,28	44,48
	10	36,06	57,90	28,95	33,85

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.45.- Incremento de área 2,3kg/cm²

ESFUERZO ADMISIBLE	PLANTAS	% ΔArea Total		
		ZONA 1	ZONA 2	ZONA GENERAL
2,3 kg/cm ²	1	74,07	44,79	45,89
	2	37,97	32,53	30,49
	4	36,35	33,03	31,83
	6	18,71	18,90	16,21
	8	28,52	25,15	22,67
	10	24,99	20,21	19,03

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.46.- Incremento de área 1,5kg/cm²

ESFUERZO ADMISIBLE	PLANTAS	% ΔArea Total		
		ZONA 1	ZONA 2	ZONA GENERAL
1,5 kg/cm ²	1	75,80	69,04
	2	36,88	35,96
	4	13,23	11,09
	6	17,34	15,31
	8	15,31	12,80
	10	6,21	3,83

Fuente.- diseño propio

4.4.7.-DESVENTAJAS Y VENTAJAS

Cuadro 4.47.- Ventaja 1

Asentamientos sin corregir				
Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)	
4 kg/cm ²	0,298	0,536	0,247	
	2,348	4,589	2,295	
	0,828	2,124	0,782	
	0,755	2,016	0,709	
	2,328	4,445	2,280	
	3,493	6,559	3,390	
	2,310	4,418	2,262	
	3,764	6,847	3,685	
	5,00	Fuente.- diseño propio		4,791
	2,92		2,857	
	4,389	7,924	4,254	
	6,726	11,253	6,546	
	3,301	6,247	3,207	
	5,305	9,267	5,119	
	7,104	12,023	6,900	
	4,218	7,633	4,102	
	5,951	10,164	5,711	
7,764	13,031	7,538		

Cuadro 4.48.- Ventaja 2

Asentamientos sin corregir				
Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)	
1,5 kg/cm ²	0,058	*****	0,022	
	1,186	*****	1,173	
	2,019	*****	2,023	
	1,100	*****	1,081	
	2,082	*****	2,109	
	2,520	*****	2,498	
	2,064	*****	2,090	
	1,765	*****	1,707	
	2,832	*****	2,766	
	2,06	Fuente.- diseño propio		2,049
	2,65		2,616	
	3,183	*****	3,055	
	2,291	*****	2,262	
	2,838	*****	2,789	
	3,412	*****	3,252	
	2,768	*****	2,748	
	2,917	*****	2,812	
3,392	*****	3,197		

Cuadro 4.49.- Ventaja 3

Asentamientos corregidos				
Esuerzo admisible	ZONA 1(mm)	ZONA 2 (mm)	ZONA GENERAL (mm)	
4 kg/cm ²	0,298	0,536	0,247	
	0,299	0,565	0,246	
	0,275	0,560	0,221	
	0,755	2,016	0,709	
	0,762	2,093	0,731	
	0,750	2,073	0,789	
	2,310	4,418	2,262	
	2,351	4,531	2,299	
	2,365	Fuente.- diseño propio		2,236
	2,920	5,529	2,857	
	2,991	5,349	2,839	
	2,964	5,198	2,863	
	3,301	6,247	3,207	
	3,345	6,944	3,249	
	3,334	6,754	3,205	
	4,218	7,633	4,102	
	4,283	7,304	4,151	
4,225	7,014	4,127		

VENTAJA

Todos los asentamientos iniciales se encontraron dentro del rango establecido de asentamiento permisible para suelos granulares que es de $1''=2,54\text{cm}=25,4\text{mm}$.

*El mayor asentamiento fue de 13,03mm en la Zona 2 (sin corregir) con un esfuerzo admisible de 4kg/cm², en la zapata “c” y con 10 plantas de construcción.

VENTAJA

El menor asentamiento corregido fue de 0,022mm en la zona general con un esfuerzo admisible de 1,5kg/cm², en la zapata “a” y con 1 planta de construcción.

Se toma como ventaja el saber que los asentamientos corregidos para 1 planta se reducen a prácticamente un nulo de asentamiento.

VENTAJA

Todos los asentamientos se pudieron corregir al menor asentamiento calculado inicialmente en cada planta para las diferentes zapatas con su respectivo esfuerzo admisible.

Cuadro 4.50.- Desventaja 1

Numero de plantas	Numero de zapatas	DIMENSIONES DE LA ZAPATA	Asentamiento total en la zapata	
			$S = C1 * C2 * \Delta q * \sum_{i=1}^n \left(\frac{Lz}{E}\right) * \Delta Zi$	
1	4	0,80 X 0,80 X 0,30	0,536454	mm
1	4	1 X 1 X 0,30	4,588709	mm
1	8	0,80 X 0,80 X 0,30	2,123660	mm
2	4	0,80 X 0,80 X 0,30	2,016005	mm
2	8	0,90 X 0,90 X 0,30	4,444537	mm
2	4	1,35 X 1,35 X 0,40	6,558700	mm
4	4	0,90 X 0,90 X 0,30	4,417991	mm
4	8	1,2 X 1,2 X 0,40	6,847382	mm
4	4	1,85 X 1,85 X 0,60	8,860836	mm
6	4	1,10 X 1,10 X 0,40	5,529061	mm
6	8	1,50 X 1,50 X 0,50	7,924484	mm
6	4	2,15 X 2,15 X 0,70	11,252983	mm
8	4	1,30 X 1,30 X 0,40	6,247066	mm
8	8	1,70 X 1,70 X 0,60	9,267096	mm
8	4	2,55 X 2,55 X 0,85	12,023119	mm
10	4	1,40 X 1,40 X 0,50	7,632676	mm
10	8	1,90 X 1,90 X 0,65	10,163832	mm
10	4	2,85 X 2,85 X 1,05	13,031064	mm

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.51.- Desventaja 2

ESFUERZO ADMISIBLE	PLANTAS	% ΔArea Total		
		ZONA 1	ZONA 2	ZONA GENERAL
2,3 kg/cm ²	1	74,07	44,79	45,89
	2	37,97	32,53	30,49
	4	36,35	33,03	31,83
	6	18,71	18,90	16,21
	8	28,52	25,15	22,67
	10	24,99	20,21	19,03

Fuente.- diseño propio

Cuadro 4.52.- Desventaja 3

Esuerzo admisible	ZONA 1		ZONA 2		ZONA GENERAL	
	Nivel de freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)	Nivel de freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)	Nivel de freatico(mts)	Nivel de cimentacion (mts)
4 kg/cm ²	2,3	3,5	2,1	1,2	2,5	3,6
2,3 kg/cm ²	2,3	2,3	2,1	3,1	2,5	2,9
1,5 kg/cm ²	2,3	1,5	2,1	*****	2,5	1,6

Fuente.- diseño propio

DESVENTAJA

Un mal dimensionamiento o transcripción de los datos de la zapata (en este caso cuadrada) generaría en el peor de los casos un asentamiento superior al establecido (1”) o también sobre dimensionaría la misma y sería una pérdida económica, en todo caso la variación de falla superior a 1mt en las dimensiones podría ocasionar cualquiera de las dos.

DESVENTAJA

Al incrementar las áreas se incrementaría el costo y habría que hacer un análisis de costos de un área inicial a un área final y también el análisis de costo de fallas y ver cuál es económicamente más factible.

DESVENTAJA

La profundidad del estudio realizado de acuerdo a la profundidad de cimentación tiene que ser de por lo menos dos veces el ancho de la zapata a emplearse por debajo del nivel de cimentación esto implicaría perforadores rotarios o excavaciones más profundas y eso generaría un incremento de costo que habría que ser evaluado.

4.4.8.-PROPUESTA

De acuerdo a los estudios realizados y los resultados de los mismos en el presente proyecto se propone lo siguiente:

Figura 4,38.- Propuesta



Fuente.- propia

***Hacer el estudio de suelos en las diferentes zonas donde se pretende plasmar una construcción de acuerdo a sus características dadas, realizar los muestreos a una profundidad por debajo del nivel de cimentación de por lo menos 2 veces el ancho de la zapata a emplearse con la carga dada considerando todas sus características como ser nivel freático, peso específico, esfuerzos admisibles, cambios de estratos, continuar con el estudio de asentamientos mediante el método semiempirico de Schmertman y corregir los asentamientos modificando las áreas para obtener asentamientos iguales y por último verificar si el costo de ampliar las dimensiones es factible para la economía de la obra a construirse sino analizar otra posibles soluciones y ver la factibilidad y economía de cada uno a comparación del primero.**

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1- CONCLUSIONES

- Se determinó en la ciudad de Tarija las zonas donde predomina el suelo granular superficial y se hizo el estudio necesario en la zona donde se cree que podrían elaborar construcciones de gran magnitud (AVENIDA INTEGRACION-BARRIO GUADALQUIVIR), también se analizó la estimación de asentamientos que se encuentran basado fundamentalmente en un método semiempírico (SHCMERTTMAN), que se adecuo a la zona y se propuso una técnica de mejora a considerar por los ingenieros en el diseño de las obras civiles. (ASENTAMIENTOS IGUALES).

- Se determinó la zona donde se efectuó el estudio apropiado señalando las sub-zonas de la misma y los puntos que las componen. (ZONA GENERAL –ZONA 1-ZONA 2—PUNTOS,1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15,16,17,18).

- Se recopiló la información de la zona en estudio. (ANTECEDENTES-ENSAYOS DE SPT-CLASIFICACION.GRANULOMETRIA-LIMITES- PORCENTAJE DE HUMEDAD -PESOS ESPECIFICOS-NIVELES FREATICOS-UBICACIONES)

-Se hizo encuestas tanto a vecinos del lugar como a ingenieros que trabajaron en la zona. (RELATOS QUE FUERON CERTEROS A LA HORA DE REALIZAR LOS ESTUDIOS DE ESTRATIFICACION).

- Se determinó las características principales de los suelos granulares para el estudio del asentamiento. (MÓDULO DE ELASTICIDAD, RESISTENCIA DE PENETRACION, GRANULOMETRIAS, CLASIFICACION, LÍMITES Y OTROS)

- Se idealizó una estructura de 1-2-4-6-8-10 plantas utilizando el programa de CYPECAD para obtener las cargas en las zapatas, calculando sus asentamientos a diferentes profundidades (A 4KG/CM2-2,3KG/CM2-1,5KG/CM2) en cada planta mediante el método semiempírico escogido (SHCHERMAN).

- Se corrigió las dimensiones de las zapatas, para así obtener asentamientos no diferenciales los mismos que resguardaran la seguridad y fortaleza de la estructura.
- Se determinó el área de zapata que se tendría que aumentar para corregir el asentamiento diferencial y tener un valor porcentual del costo total de construcción de cimientos de la estructura. (PORCENTUAL)
- Se hizo un análisis comparativo de sub zonas y zona en general de características del subsuelo de cada una, asentamientos, niveles freáticos, dimensiones.

5.2.- RECOMENDACIONES

- La zona fue re compactada debido a la construcción de la avenida de la integración por este motivo se recomienda tener muy en cuenta estudios profundos de suelos antes de cualquier construcción de magnitud.
- Se recomienda el uso de perforadores giratorios los cuales hagan un estudio de por lo menos 2 veces de profundidad de la base de zapata que se plantea emplear, siendo esta profundidad necesaria para el estudio de asentamientos.
- La zona presenta estratificaciones con suelo resistente a partir de los 4 mts debido a su ubicación de suelo aluvial pero esto no es motivo para tener un cuidado especial al tratar estudios dentro de la misma zona debido a sus antecedentes de zona con muchas inundaciones e infiltraciones.
- Los asentamientos se encontraron dentro de los rangos establecidos debido a su buena dimensión que proporciono el programa CYPECAD, aun así se recomienda hacer el estudio de asentamientos para evitar cualquier defecto.
- Se propone verificar el costo de aumentar las dimensiones de la zapata vs el costo de reparar los daños efectuados si es que no se lo hiciera, para así poder tener una nueva visión de corrección de este desperfecto natural de los suelos al momento de recibir cargas axiales.