

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA PARQUE
CENTRAL – ETAPA II**

**ANALISIS GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UNA
EDIFICACION**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Titulo Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CESAR CARDENAS VARGAS

Lima- Perú

2010

A mi familia.

INDICE

RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
INTRODUCCION	6
CAPÍTULO I: RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO	8
1.1. Generalidades	8
1.2. Arquitectura	9
1.3. Estructuras	10
1.4. Instalaciones Sanitarias	11
1.4.1. Sistemas de Agua Fría y Agua Caliente	12
1.4.2. Sistema de Desagüe	13
1.4.3. Sistema de Agua Contra Incendios	13
1.5. Instalaciones eléctricas	14
1.5.1. Red Eléctrica del Edificio Multifamiliar	14
1.5.2. Instalaciones de Comunicaciones	15
1.6. Planificación y Costo	16
CAPÍTULO II: TEORIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE	17
2.1. Conceptos generales	17
2.2. Teoría de la capacidad de carga de Terzagui	18
2.3. Capacidad de carga por asentamiento	24
2.4. Factor de Corrección del Nivel Freático	25
2.5. Compacidad relativa	28
2.6. Análisis de asentamientos	31
2.6.1 Asentamientos Inmediatos	31
2.6.2 Asentamientos permisibles	34
CAPÍTULO 3: INVESTIGACION DEL SUELO	36
3.1. Generalidades	36
3.2. Ubicación del área en estudio	37
3.3. Características del proyecto	37
3.4. investigaciones efectuadas	37
3.4.1 Trabajos de campo	37
3.4.2 Ensayos de laboratorio	38
3.5. Clasificación de suelos	38
3.6. Densidad relativa	38

3.7 Sismicidad del area en estudio	39
3.8 Descripción del perfil estratigráfico	40
3.9 Análisis de la cimentación	41
3.9.1 Capacidad Admisible por Terzaghi	41
3.9.2 Profundidad de cimentación	41
3.10 Alternativas de cimentación	42
3.10.1 Alternativa I: Platea cimentación	42
3.10.2 Alternativa II: Zapatas corridas	43
3.11 Análisis de asentamientos	44
3.11.1 Asentamientos Inmediatos	44
3.11.2 Asentamientos Tolerables	45
3.12 Análisis químico	46
CONCLUSIONES	47
RECOMENDACIONES	48
BIBLIOGRAFÍA	49
ANEXOS	50

RESUMEN

En el presente informe se desarrolla el análisis geotécnico con fines de cimentación para el **Proyecto Inmobiliario Parque Central II Etapa** el cual se edificará en un terreno cuya área es de 5,147m². y un área techada de 9,271.27 m². ubicado entre las avenidas Colonial y Cárcamo y el jirón Zorritos de la ciudad, provincia, departamento y región de Lima.

El programa de exploración de campo llevado a cabo comprendió de tres calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 2.00 y 3.00 m con respecto a la superficie actual del terreno, denominadas: CA-1, CA-2 y CA-3.

En las calicatas excavadas se registró bajo los pavimentos y desde la superficie del terreno en las áreas no pavimentadas, una capa superior de relleno de constitución heterogénea, conformada por grava arenosa con contenido variable de limo y arcilla, medianamente densa, con restos de desmonte y basura; arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, con restos de desmonte; y arena fina a gruesa, ligeramente gravosa, arcillosa, medianamente densa, con restos de desmonte. Este capa de relleno se extiende generalmente hasta profundidades comprendidas entre 0.50 y 1.20 m. Finalmente, a partir de profundidades comprendidas entre 0.70 y 2.00 m, subyace un depósito de grava arenosa, mal graduada, medianamente densa a densa, con piedras y bolones redondeados.

Conforme a las características del suelo descrito se realizó los correspondientes ensayos determinándose que la solución adecuada son plateas de cimentación que deberán ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberá contar con vigas perimetrales de concreto armado apoyadas a una profundidad mínima de 0.40 m con respecto al nivel de la superficie del relleno (sobre el cual se apoyará la platea). El espesor de las losas y el peralte de las vigas perimetrales deberán ser determinados por el ingeniero estructural de tal forma que garanticen la rigidez de la cimentación.

LISTA DE CUADROS

<i>Cuadro 2.1</i>	<i>Factores de capacidad de carga de Terzaghi, para falla general</i>	22
<i>Cuadro 2.2</i>	<i>Factores de capacidad de carga de modificados de Terzaghi, para falla local N'_c, N'_q y $N'_\gamma D$</i>	23
Cuadro 2.5:	Compacidad Relativa	29
Cuadro 2.6:	valores de μ	32
Cuadro 2.7:	valores de E_s	33
Cuadro 3.4:	densidades naturales	37
Cuadro 3.6:	compacidad relativa	39
Cuadro 3.7:	parámetros sísmicos	40
Cuadro 3.12:	análisis químico	46

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida	19
Figura 2.2	determinación de los factores de capacidad e carga por Terzaghi	24
Figura 2.4	Factor de correccion por posición de la napa freática	26
Figura 2.4b	Factor de correccion por posición de la napa freática	27
Figura 2.5	Correcciones de N_{dr} y N_{\emptyset}	29
Figura 2.6.1	Asentamiento elástico de cimentación superficial	30
Figura 2.6.1b	Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas	31
Figura 2.6.1c	Valores de α , α_{prom} y α_r	32
Figura 2.6.2.	Distorsion angula δL ;	34

INTRODUCCION

La cimentación para una edificación se define en general como el conjunto de elementos que transmiten cargas al terreno y que soporta las acciones procedentes de la estructura. El diseño dependerá por tanto no solo de las características de la edificación, sino también de la naturaleza del terreno.

Es importante saber las características propias del suelo, se pone de manifiesto desde el momento de la propia ejecución del proyecto para la seguridad de los trabajadores en la excavación y movimiento de tierras.

Una cimentación inadecuada para el tipo de terreno, mal diseñada o calculada se traduce en la posibilidad de que tanto el propio edificio como los edificios colindantes sufran asentamientos diferenciales con el consiguiente deterioro de los mismos pudiendo llegar incluso al colapso. El presente informe detalla el desarrollo del diseño de este tipo de estructuras colocado en los capítulos para definir una secuencia lógica definición, análisis y diseño

Para este informe se detalla a continuación el objetivo y resumen de cada capítulo.

El Capítulo I: contiene los aspectos generales del proyecto que son la ubicación, descripción general de arquitectura, estructuras, instalaciones eléctricas y sanitarias, lo cual da una idea general del desarrollo del proyecto determinándose su planificación costos secuencia de actividades y estimación de ejecución consolidándose en un cronograma que se elaboró para la presentación en grupo.

El Capítulo II: se plantea conceptos específicos para el cálculo de la capacidad portante, utilizando los diferentes cuadros; sus factores y formulas lo cual es producto de la búsqueda de información bibliográfica correspondiente.

El Capítulo III: se sustenta las investigaciones del suelo, el análisis de capacidad portante del suelo, las diferentes alternativas de cimentación y análisis de

asentamiento que en definitiva permite determinar la capacidad portante del suelo el cual permitirá al especialista diseñar la estructura correspondiente.

CAPITULO I. RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO

1.1 Generalidades

El terreno materia del proyecto ubicado en el Cercado de Lima, limitado por la avenida Colonial, y los Jr. Zorritos y Cárcamo. De una extensión del orden de 49,000 m² donde se construye EL CLUB RESIDENCIAL "PARQUE CENTRAL" ejecutado por el Consorcio Besco-GyM, conformado por veintidós (22) edificios de doce (12) pisos de altura. Debido a su ubicación, el proyecto cuenta con factibilidad de servicios de energía eléctrica otorgada por la empresa concesionaria EDELNOR y, agua y desagüe otorgada por SEDAPAL

EL PROYECTO INMOBILIARIO PARQUE CENTRAL – ETAPA II, materia del presente estudio es parte del EL CLUB RESIDENCIAL "PARQUE CENTRAL" y está conformado por 4 edificios de viviendas, repartidos en dos módulos (modulo I y modulo II) en un terreno de un área de 5,147m².

El modulo I: es de 06 pisos, en los cuatro primeros se tiene cuatro departamentos típicos por nivel y en el 5to y 6to piso departamentos tipo dúplex

El modulo II: de 07 pisos de departamentos tipo flat.

Ambos módulos con vista a las áreas verdes del interior del Conjunto global. Para esta Etapa II se ha considerado dar otra imagen a la distribución exterior e interior de los departamentos, concordante con todos los beneficios del proyecto general. El proyecto considera que los departamentos serán de dos diseños diferentes con área promedio de 80 m² para los flat.

Se ha realizado un estudio de la oferta y demanda dentro del distrito y se ha determinado que el precio de venta promedio es US\$ 561xm², siendo este proyecto dirigido al nivel socio económico C.

También se ha podido identificar cuáles son las características de los productos que se ofrecen en dicha zona, sobre todo las más importantes de las viviendas ofertadas que se venden con mayor rapidez.

Además se ha realizado la evaluación económica y financiera del proyecto inmobiliario, donde encontramos que la inversión total del proyecto incluidos

gastos financieros asciende a US\$ 4'312,562.66 y la rentabilidad con respecto a la inversión es 12%.

1.2 Arquitectura

En estos últimos años cada vez existen menos áreas grandes disponibles dentro de la ciudad, lo cual obliga a tener criterios adicionales al momento de crear un proyecto, no solo para la construcción en sí, sino para adaptarla al entorno de una manera eficiente, que funcione a nivel visual, técnico y económico.

Este proyecto se enmarca dentro de los objetivos planteados por la Municipalidad Metropolitana de Lima, la cual mediante el Art. 5 de la Ordenanza 893-2005/MML del 20 de Diciembre del 2005, se declara el Cercado de Lima como área preferencial para la inversión pública y privada en materia de vivienda.

Como parte de las obras que se vienen ejecutando de la primera etapa se tiene estacionamientos vehiculares al aire libre, áreas comunes como pistas, veredas, jardinería, rejas, derivación del agua que es a través de las cisternas existentes del proyecto general; cuartos de equipos, zonas de acopio, casetas de vigilancia.

Asimismo, se está considerando beneficiarse de los servicios ya instalados de la etapa I, lo cual incluye la implementación de redes externas e internas de los sistemas eléctricos y de comunicación, sanitarios y gas natural, así como todos los servicios complementarios a un proyecto de estas características. Todos estos servicios serán a través de las redes existentes del proyecto global, a fin de dar una perspectiva de un proyecto mejorado, adicionando un valor agregado por los espacios comunes y las dimensiones de los departamentos.

En el proyecto desarrollado se está considerando la construcción de 01 edificio del Modulo I y 03 edificios del Modulo II.

El modulo I: es de 06 pisos, con 4 departamentos típicos por nivel del 1º al 4º piso; y en el 5º-6º nivel se ubican 4 departamentos dúplex.

El modulo II: posee 07 pisos de departamentos simples con 4 departamentos típicos por nivel y 01 ascensor. Adicionalmente como parte de las obras exteriores se ha diseñado estacionamientos para 41 vehículos para uso de los

propietarios, para 2 vehículos para uso de los visitantes y 1 vehículo preferencial para minusválidos.

El diseño para el departamento típico ocupa de 80 a 82 m² con sala, comedor, 2 baños, 3 dormitorios, cocina y lavandería; adicional a esto, los departamentos ubicados en el 1º piso incluyen entre 7 a 14 m² de jardín interior según el tipo de edificio. En el caso de los departamentos tipo dúplex poseen un área techada de aprox. 104 m² con sala, comedor, 2 baños, 3 dormitorios y cocina en el primer nivel y lavandería y una pequeña sala de estar en el segundo nivel, además de tener acceso a la zona de terraza de todo el nivel superior.

El acabado para ambos modelos de edificios será tarrajado, empastados y pintados para muros interiores y exteriores, con piso enchapado en cerámico para los diversos ambientes y tapizón para la zona de dormitorios. Los baños llevarán revestimiento cerámico parcial y aparatos sanitarios nacionales blancos. La cocina será equipada con un lavadero de una poza de acero inoxidable, muebles altos y bajos de melamine color blanco; en lavandería se instalará un lavadero de granito.

Las puertas serán del tipo contraplacadas y las ventanas llevarán marcos de aluminio anodizado natural, liviano y vidrios simples incoloros. Las instalaciones dentro de cada departamento, ya sean eléctricas o sanitarias, serán empotradas y/o adosadas.

1.3 Estructuras

El proyecto comprende el diseño de las estructuras de un conjunto residencial de dos tipos de edificios:

Modulo I: 01 edificios de seis pisos.

Modulo II: 03 edificios de siete pisos.

Los edificios tienen estructura celular compuesta por muros de concreto armado en las dos direcciones principales y diafragmas rígidos formados por losas macizas de concreto armado.

Los edificios se cimientan sobre una platea de concreto armado que constituye el primer diafragma rígido. La platea asiente sobre un relleno estructural hasta el estrato de conglomerado compacto.

Los muros tienen espesores variables en planta, que dependiendo de la distribución pueden ser de 10, 12.5 y 15 cm.

El acero de refuerzo en los muros, es en su mayoría, compuesto por varillas de acero corrugadas, de 8mm de diámetro, repartido a cada 20 o 25cm, según requerimientos de la estructura. El encofrado a emplear deberá ser tipo caravista metálico, para garantizar la uniformidad en la superficie al desencofrar los elementos.

Como los muros de la estructura son bastante delgados, el concreto a emplearse en estos elementos será bastante fluido, elaborado con piedra de 12mm de diámetro o confitillo, con un slump mínimo de 8", para evitar la presencia de cangrejas y para lograr que el concreto se disminuya uniformemente en los espacios vacíos entre el acero y la cara interior del encofrado.

El concreto a emplear en la cimentación y muros tendrá un $f'c$ de 210 kg/cm², al igual que en las losas macizas de entrepiso, ajustándose así a la normatividad vigente.

Los alféizares de las ventanas no forman parte del sistema estructural, son simplemente tabiques que sirven para "tapar" el vacío de la parte baja de la ventana. Estos alféizares serán encofrados y vaciados monolíticamente con los muros y losas, separándose de los muros en un espesor de 1/2" el día siguiente, después del desencofrado, a fin de colocar posteriormente en esta abertura sikaflex o un similar, a fin de que esta junta sea expansible.

Las losas de techo de los entrepisos, han sido diseñadas como losas macizas de concreto, de 12cm de espesor en el módulo II y de 15 cm en el módulo I. Solo en los baños, las losas serán de 20 cm de espesor, para facilitar el paso de las tuberías de agua y desagüe.

Las losas serán reforzadas con mallas electro soldadas de acero, cuyo diámetro está dado por el diseño estructural.

1.4 Instalaciones Sanitarias

1.4.1 Sistemas de Agua Fría y Agua Caliente

La construcción se hará en 2 etapas, habiéndose diseñado el reservorio para la dotación de las 2 etapas.

Para el sistema de agua se tendrán equipos de presurización del tipo de presión constante y velocidad variable; habiéndose dividido la primera etapa en dos tipos de equipos; uno para los edificios con cinco pisos de altura y el otro para los edificios de siete pisos de altura, de tal forma que la presión sea adecuada en cada nivel sin ser excesiva.

Para el control del consumo de agua se tendrán medidores de consumo por cada edificio y luego por cada departamento.

En cada piso se instalará la red de agua por piso para distribuirla a todos los baños. En cada baño o servicio se instalarán válvulas de compuerta para independizarlos y facilitar los trabajos de mantenimiento o reparación.

Los calentadores se han ubicado en lavanderías preferentemente, serán a gas del tipo instantáneo de la capacidad indicada en planos.

Los materiales a utilizar para el sistema de agua potable será de policloruro de vinilo, PVC clase 10 (PVC tipo 90) para una presión de trabajo de 10 Kg./cm² con uniones roscadas.

Los accesorios serán del mismo material con excepción de los que alimentan a los aparatos, que serán de bronce o de fierro galvanizado roscados.

Como sellador de las uniones para este tipo de tuberías se usará solo cinta TEFLON o pasta de MINEO y LITARGIRIO.

Para el sistema de agua caliente se utilizara tubería de CPCB. O de polipropileno, con uniones espiga-campana.

Los accesorios serán del mismo material con uniones espiga-campana y se usarán adaptadores para la conexión a válvulas o aparatos.

Como sellador de las uniones se usará pegamento especial para tubería CPVC o soldadura plomo estaño, según sea el caso.

1.4.2 Sistema de Desagüe

El sistema de desagüe se prevé atenderlo con un sistema de redes internas con colectores y buzones que finalmente se empalmarán a los desagües existentes de las distintas calles y avenidas con que colinda el conjunto.

El sistema de desagüe de cada edificio, ha sido diseñado recolectando todas las descargas por gravedad, se reunirán en colectores en el primer piso con cajas de registro en la zona de jardines y finalmente conducirán los desagües a la red pública por medio de la respectiva conexión domiciliaria.

En los baños se han previsto las ventilaciones suficientes para proteger el sello de las trampas del sifonaje y para la eliminación de los gases y olores hacia el aire.

Asimismo se han ubicado registros de piso para el mantenimiento de las redes y de sumideros en las lavanderías para facilitar la limpieza de los mismos.

Los materiales a emplear serán de poli cloruro de vinilo PVC-SAL (PVC tipo 90) con uniones espiga campana.

Los accesorios serán del mismo material que la tubería y en lo posible serán del mismo fabricante.

Como sellador de las uniones se usará pegamento especial para tuberías de PVC.

1.4.3 Sistema de Agua Contra Incendios

Como prevención en caso de incendio y de acuerdo a los artículos de la norma IS-010 se ha previsto un sistema de primera ayuda, que según el reglamento tiene un requerimiento de almacenamiento mínimo de 28 m³, que se ha determinado sea en la cisterna con un volumen real de 50.00 m³. Desde ahí se abastece a un alimentador con conexión a mangueras en cada piso, guardadas en gabinetes; las que estarán cerca a las escaleras que servirán de evacuación rápida de la edificación. El cálculo de los diámetros se ha efectuado por la

fórmula de Hazen y Williams para el caudal de dos mangueras de 30m de $\varnothing 1.1/2"$.

En el primer piso se ha ubicado una unión siamesa de 4" con dos bocas de 2.1/2" para ser usada por el cuerpo de bomberos en caso necesario. Adicionalmente por exigencia del RNC se ha proyectado un alimentador de 4" si es que los bomberos requiriesen conectar sus mangueras al sistema y bombeen agua desde el exterior luego de acabarse la reserva de la cisterna.

Los materiales a utilizar serán de acero SCHEDULE 40 con accesorios serán del mismo material.

Como sellador de las uniones para este tipo de tuberías se usará solo cinta TEFLON o pasta de MINEO y LITARGIRIO.

1.5 Instalaciones Eléctricas

El proyecto para Instalaciones Eléctricas comprende alumbrado, tomacorrientes y fuerza, además de instalaciones para teléfono externo, intercomunicadores y TV-cable en los diferentes ambientes de todos los edificios.

El edificio Multifamiliar tiene proyectado alimentarse desde las redes eléctricas que implementará el concesionario local a la Tensión 220 V, sistema trifásico, al banco de medidores de cada edificio.

Se está tomando como punto de partida las instalaciones que ya está dejando la 1° etapa del proyecto: Se va a considerar el mismo sistema en exteriores y la modificación se hará a nivel de cada edificio.

1.5.1 Red Eléctrica del Edificio Multifamiliar

Desde las redes del concesionario se alimentara a los bancos de medidores. Para la red de servicios generales comunes como alumbrado de pasadizos, escalera, bomba de agua y tomacorrientes se ha previsto que éste sea a través de un Tablero de Servicios Generales Interiores TSG y este a su vez se alimentará desde un medidor del tipo trifásico, el cual ha sido ubicado en el banco de medidores del edificio.

Desde la caja toma se derivarán los alimentadores a cada uno de los diferentes tableros de departamentos TD y de servicios comunes TSG del edificio.

Todos los tableros de distribución (TD), (TSG), serán del tipo para empotrar, en gabinete metálico y todos llevarán interruptores automáticos termomagnéticos. Toda la tubería a utilizarse para alimentadores y montantes será del tipo de Cloruro de Polivinilo PVC del tipo pesado (SAP), para los circuitos derivados se utilizará tuberías del tipo de Cloruro de Polivinilo PVC del tipo liviano (SEL).

Todos los conductores a usarse en alimentadores, serán de cobre sólidos hasta la sección de 6 mm² inclusive. Todos los conductores a usarse en circuitos de distribución serán unipolares de Cobre electrolítico de 99.9 % de conductibilidad, con aislamiento termoplástico tipo TW. No se usarán conductores con secciones inferiores a 2.5 mm² para circuitos de alumbrado y 2.5 mm² para tomacorriente y fuerza.

1.5.2 Instalaciones de Comunicaciones

En cada edificio se ha previsto la instalación de un sistema de teléfonos del tipo externo con conexión al concesionario mediante acometida subterránea, además en cada edificio se tiene previsto la instalación de salidas de televisión por cable, los cuales tendrán acometidas del tipo subterráneo. El proyecto además prevé la instalación de un sistema de intercomunicadores a cada departamento desde la puerta de ingreso a cada edificio.

Desde la caja de distribución de comunicaciones se tenderá una tubería directamente a la salida de cada usuario independientemente y todas las instalaciones proyectadas en su totalidad son para empotrar en techos, paredes, y/o pisos.

El cálculo de la demanda máxima a nivel de acometida para cada tipo de edificio se ha efectuado teniendo en cuenta la simultaneidad de usos de los diferentes equipos.

1.6 Planificación y Costo

La planificación es un proceso gradual, por el cual se establece el esfuerzo necesario para cumplir con los objetivos de un proyecto. En este proceso permite además, refinar los objetivos que dieron origen al proyecto.

Si bien la planificación define las acciones a seguir, durante la ejecución puede existir necesidad de cambios respecto de lo definido originalmente, los mismos servirán de punto de partida para un nuevo análisis y una nueva planificación de ser requerido.

El Cronograma de Obra es la representación gráfica de la secuencia y la duración de las actividades de un Proyecto. Su elaboración contemplará cambios que el Proyecto considere necesarios, respetando los hitos y alcances contractuales como suministros, permisos, licencias, etc. Para que cumpla sus objetivos como herramienta de gestión, el cronograma deberá ser desarrollado hasta el nivel de detalle que sea:

- Necesario para identificar los recursos correspondientes, sirviendo como base para los cronogramas de recursos.

Para la elaboración del Cronograma de Obra, se establece 4 procedimientos:

- Definición de las Actividades:
- Secuenciamiento de actividades:
- Estimación de la duración:
- Desarrollo del Cronograma:

La elaboración del cronograma implica un proceso de iteraciones en el diseño de las estrategias de ejecución, hasta obtener la alternativa óptima en plazo y costo.

Aplicados los criterios descritos se ha determinado que el plazo de ejecución es de 159 días y el presupuesto de obra es de US\$ 1'859,237.52

CAPÍTULO II: TEORÍA DE LA CAPACIDAD PORTANTE

2.1. CONCEPTOS GENERALES

Los Estudios de Mecánica de Suelos con fines de cimentación para obras de Ingeniería Civil, se encaminan a la investigación de los materiales del subsuelo y su comportamiento mecánico para resistir los esfuerzos que le transmiten las cargas de la estructura, con el propósito de diseñar con seguridad. Dichas propiedades son determinadas mediante un proceso de investigación geotécnica resaltando entre los trabajos, las pruebas de campo, los ensayos de laboratorio, teoría y técnicas adecuada en conformidad con la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones, Norma técnica E-030 Sismo resistente del reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

El presente estudio tiene como propósito fundamental la determinación de las características de la cimentación más adecuada, sobre la cual se apoyaran las estructuras de una serie de edificios de 6 y 7 pisos.

El análisis de la capacidad portante representa un paso importante en la evaluación de la estabilidad y economía de las cimentaciones superficiales. Junto con el análisis de asentamientos, que se realiza para asegurarse de que las cimentaciones se comporten en forma satisfactoria, desde el punto de vista estructural como utilitario, el cómputo de la capacidad de carga constituye el marco básico del diseño.

En todo proyecto de cimentación, el paso más importante es sin duda, determinar la máxima carga que se puede aplicar al suelo, sin que se produzca la rotura del suelos o asentamiento excesivo.

En este capítulo se presentaran algunas de las teorías mas aplicadas, para resolver el problema de la determinación de la capacidad de carga de los suelos con fines de diseño de la cimentación.

Para un mejor entendimiento se darán algunas definiciones importantes.

Capacidad de carga ultima (q_u).- Es la presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte sin factores de seguridad.

Presión admisible (q_{ad}).- Es la intensidad máxima permisible de carga neta en la base del cimiento, tomando en cuenta la capacidad de carga última, el tipo de asentamiento esperado, la capacidad de la estructura para tomar este asentamiento y el factor de seguridad.

Asentamiento admisible (ΔH_{ad}) Es el máximo asentamiento que puede tolerar una estructura sin que se afecte su integridad o su funcionamiento para una distorsión dada.

Asentamiento Inmediato (ΔH).- Es el asentamiento determinado con las cargas del proyecto y el suelo involucrado por debajo del nivel de fondo de la cimentación.

Cimentación superficial.- Es aquella que tiene una profundidad de cimentación (D_f) menor o igual al ancho de la cimentación (B)

Cimentación continua.- Es aquella en la que el largo es igual a diez veces el ancho (B)

2.2 TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es *superficial* si la profundidad, D_f (figura 2.1), de la cimentación es menor o igual, que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación corrida* (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.1. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase la figura 2.1):

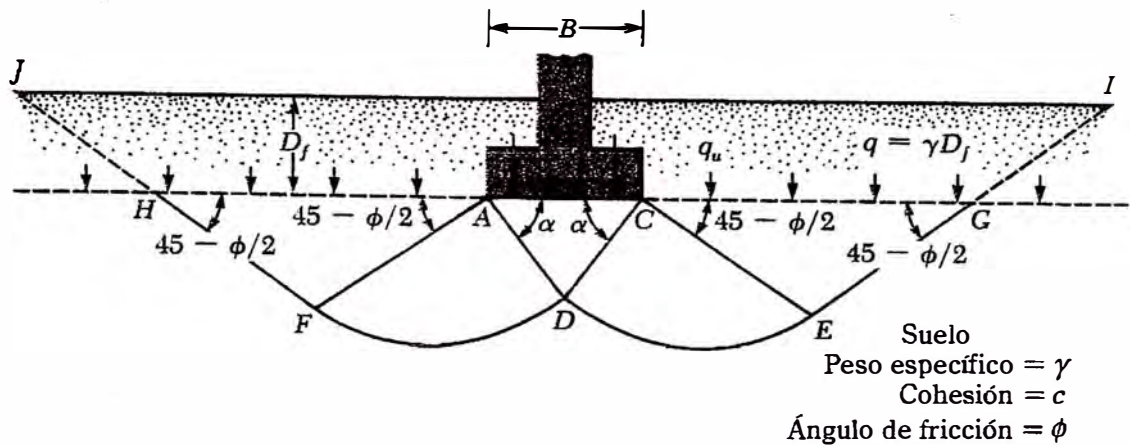


Figura 2.1 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das

Sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase la figura 2.1):

1. La zona triangular ACD inmediatamente abajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ . Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente $q = \gamma_1 D_f$

la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HI fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expuso la capacidad de carga general última en la siguiente forma:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad 2.1$$

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación (2.1) puede modificarse a

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots\dots\dots 2.2$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma DN_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \dots\dots\dots 2.3$$

En la ecuación (2.1) y (2.2), B es igual a la menor dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (2.3), D es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (2.1), (2.2) y (2.3) como sigue:

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots\dots\dots 2.4$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots\dots\dots 2.5$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma DN'_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots\dots\dots 2.6$$

Los valores de N_c , N_q y N_γ , vienen dados por el cuadro 2.1 y figura 2.2

N'_c , N'_q y N'_γ son los factores de capacidad de carga modificada. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c , N_q y N_γ) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$.

Si se toma como ángulo de fricción interna ϕ' en lugar de ϕ los factores de capacidad de carga adquieren los valores N'_c , N'_q y N'_γ que viene dados por cuadro 2.1. y figura 2.2. curvas punteadas.

Donde:

c = cohesión del suelo

γ_1 y γ_2 = densidad total del suelos por encima y por debajo de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga dimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga para falla general N_c, N_q y N_γ se definen mediante las expresiones y figura 2.2 línea continua

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \right] = \cot \phi (N_q - 1) \dots\dots\dots 2.7$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \dots\dots\dots 2.8$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots\dots\dots 2.9$$

donde K_{py} = coeficiente de empuje pasivo

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (2.7), (2.8) y (2.9) , cuadro 2.1 y figura 2.2.

CUADRO 2.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, para falla general

\emptyset	N_c	N_q	N_γ^a	\emptyset	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Segun Kumbhojkar (1993)

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das.

CUADRO 2.2 Factores de capacidad de carga de modificados de Terzaghi, para falla

local N'_c , N'_q y N'_γ

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das.

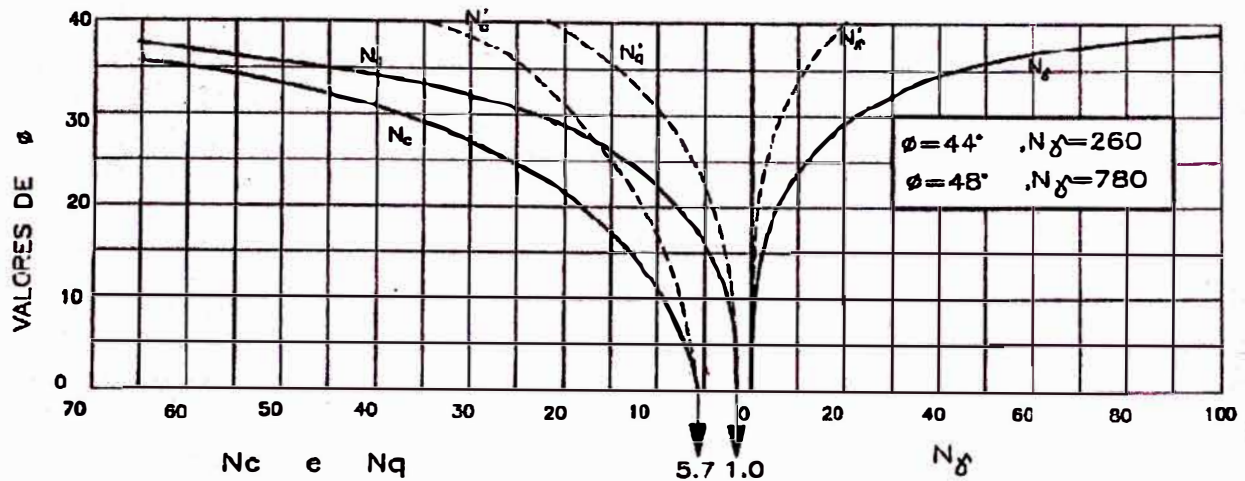


Figura 2.2: Determinación de los Factores de Capacidad de carga por Terzaghi

Referencia: Actualización Profesional: Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones Superficiales UNI – FIC – DAMS. Cesar t Atala

2.3. Capacidad de carga por asentamiento

Bowles en el año de 1977, propuso una correlación para determinar la presión admisible por asentamiento con la resistencia a la Penetración Estándar del Equipo SPT, determinando el valor N corregido del SPT.

El valor la capacidad admisible esta dado

$$q_{adm} = 0.1222 N \left\{ \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right\}^2 F_d (S_e / 25.4) - Y D_f$$

si $B \geq 1.22$ 2.10

$$F_d = 1 + 0.33 (D_f/B) \leq 1.33.$$

Donde:

q_{adm} = Capacidad Portante Admisible (Kg/cm²)

S_e = asentamiento tolerable en mm

Df = Profundidad de desplante de la cimentación (m)

B = Ancho del Cimiento

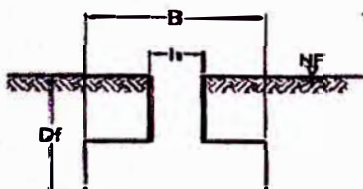
N = Numero de golpes del SP corregido

2.4 Factor de Corrección del Nivel Freático

Con la presencia del nivel freático en el subsuelo y hasta una profundidad B por debajo del nivel de fondo de la cimentación, se presenta para los siguientes casos 1,2,3,4,5 se muestran a continuación la corrección de la carga ultima.

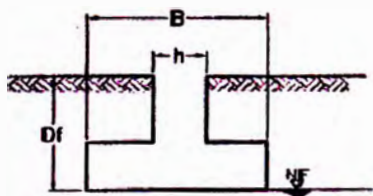
FACTOR DE CORRECCION POR POSICION DE LA NAPA FREATICA

Caso 1



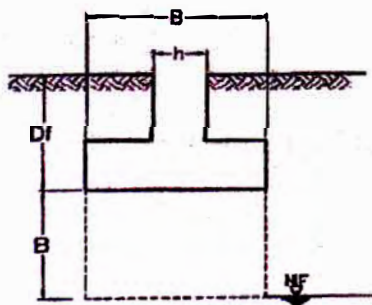
$$q_{ult} = C N_c + \gamma' D_f N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma$$

Caso 2



$$q_{ult} = C N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma$$

Caso 3

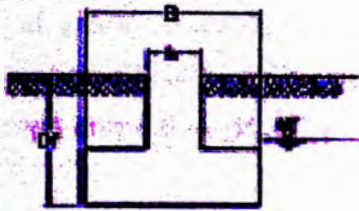


$$q_{ult} = C N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Figura 2.4: Factor de corrección por posición de la napa freática

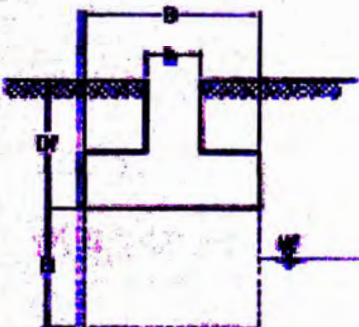
Referencia: Actualización Profesional: Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones Superficiales UNI – FIC – DAMS. Cesar t Atala

Caso 1

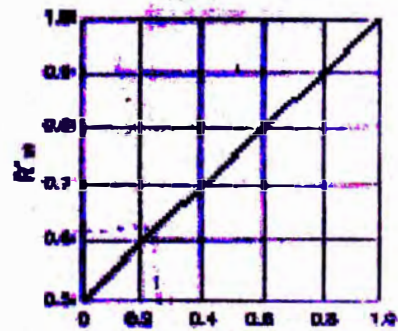
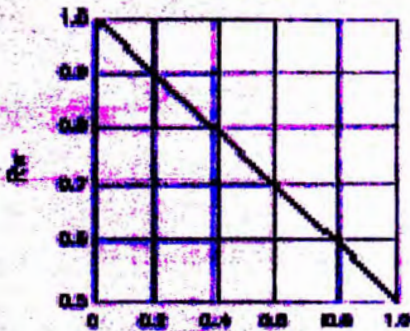


$$q_{ult} = C N_c + R_w \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma$$

Caso 2



$$q_{ult} = C N_c + \gamma D_f N_q + R_w 0.5 \gamma B N_\gamma$$



factores de corrección por posición de la napa freática

Factores de corrección por posición de la napa freática

Figura 2.4b: Factor de corrección por posición de la napa freática

Referencia: Actualización Profesional: Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones Superficiales UNI – FIC – DAMS. Cesar t Atala

2.5 Compacidad relativa

Considerando que en el área en estudio es subsuelo esta gobernado por material granular como son las arenas y gravas con porcentajes de finos menor del 15%, el grado de densificación se puede medir utilizando la compacidad relativa o densidad relativa (D_r) que se mide en porcentaje; determinándose con las siguientes expresiones:

$$D_r(\%) = \frac{\gamma_{d \text{ máx}}}{\gamma_{d \text{ nat}}} \left[\frac{\lambda_{d \text{ nat}} - \gamma_{d \text{ mín}}}{\lambda_{d \text{ máx}} - \gamma_{d \text{ mín}}} \right] * 100 \quad \dots\dots\dots 2.19$$

$$D_r(\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} * 100 \quad \dots\dots\dots 2.20$$

Donde:

- D_r = Densidad relativa o compacidad relativa en porcentaje
- $\gamma_{d \text{ nat}}$ = Densidad seca natural del suelo en gr/cm³
- $\gamma_{d \text{ máx}}$ = Densidad seca máxima del suelo en gr/cm³
- $\gamma_{d \text{ mín}}$ = Densidad seca mínima del suelo en gr/cm³
- e_{nat} = Relación de vacíos natural del suelo
- $e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos máxima
- $e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos mínimo

CUADRO 2.5: Compacidad Relativa

Densidad Relativa (%)	DESCRIPCION
0 – 20	Muy suelta
20 – 40	Suelta
40 – 60	Media
60 – 80	Densa
80 – 100	Muy densa

Con el nomograma de la figura N°2.5, y con el valor de la compacidad relativa se puede determinar el Angulo de fricción interna del suelo

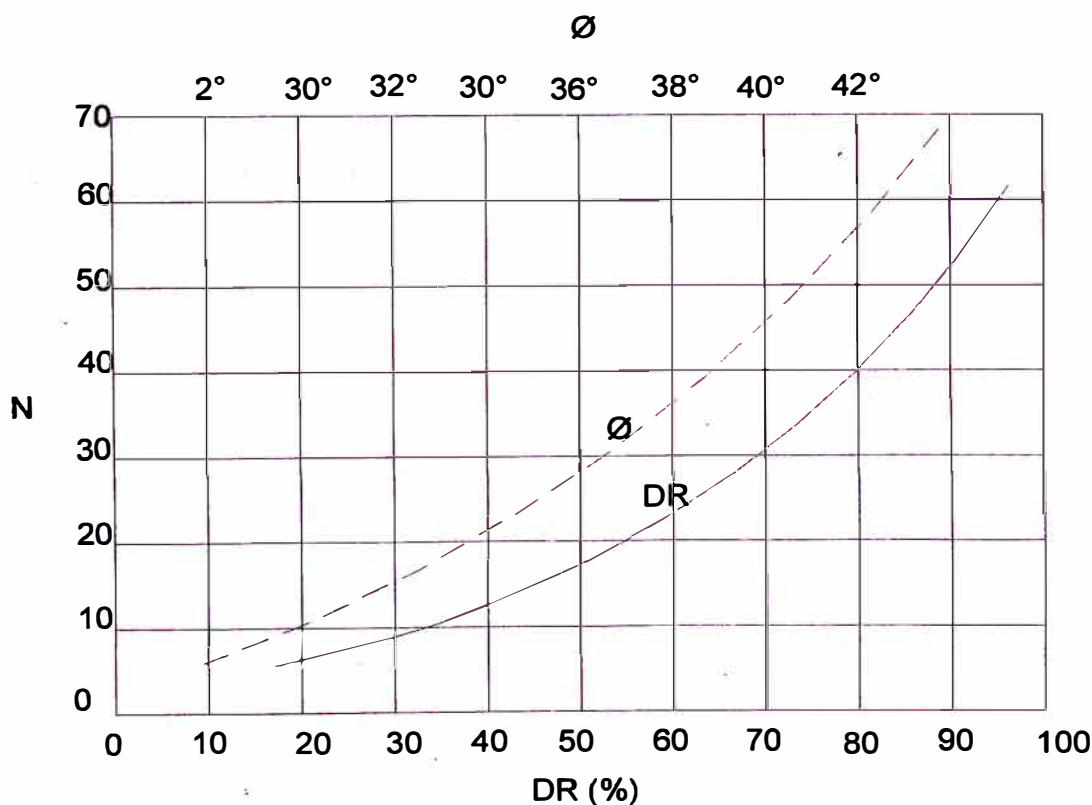


FIGURA 2.5 CORRELACIONES N-DR Y N-φ (TERZAGHI PECK)

2.6 Análisis de asentamientos

2.6.1 Asentamientos Inmediatos

El diseño de una cimentación, requiere una seguridad razonable respecto a la resistencia por corte y a los asentamientos admisibles con la presión de trabajo adoptada. Normalmente las deformaciones que interesa conocer y limitar son las verticales, denominados asentamientos. Ver figura 2.7.1 La evaluación de los asentamientos está en función del tipo de suelo. Para este trabajo se aplicará el Método Elástico, obteniéndose los asentamientos inmediatos según la siguiente relación.

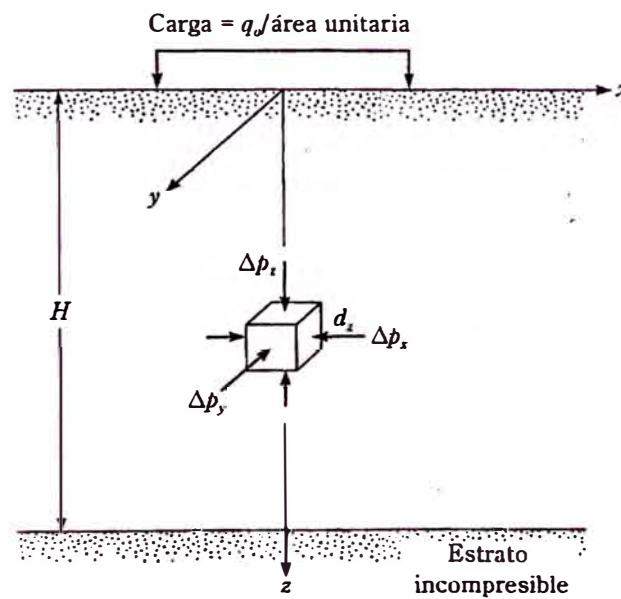


FIGURA 2.6.1 . Asentamiento elástico de cimentación superficial.

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das.

El asentamiento elástico inmediato se determina con la siguiente ecuación 2.21

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible}) \quad \dots 2.21$$

donde S_e = asentamiento elástico

E_s = módulo de elasticidad del suelo

H = espesor del estrato de suelo

μ_s = relación de Poisson del suelo

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y y z, respectivamente.

$$\text{donde } \alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+m_1}}{\sqrt{1+m_1^2-m_1}} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m_1^2+1}}{\sqrt{1+m_1^2-1}} \right) \right] \quad (4.30) \quad 2.22$$

$$m_1 = L/B \quad 2.23$$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Los valores de α para varias relaciones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura 2.6.3

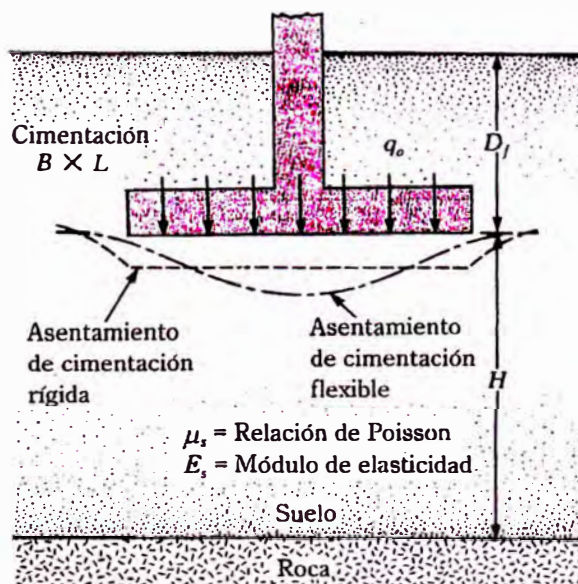


FIGURA 2.6.1b. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas.

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das

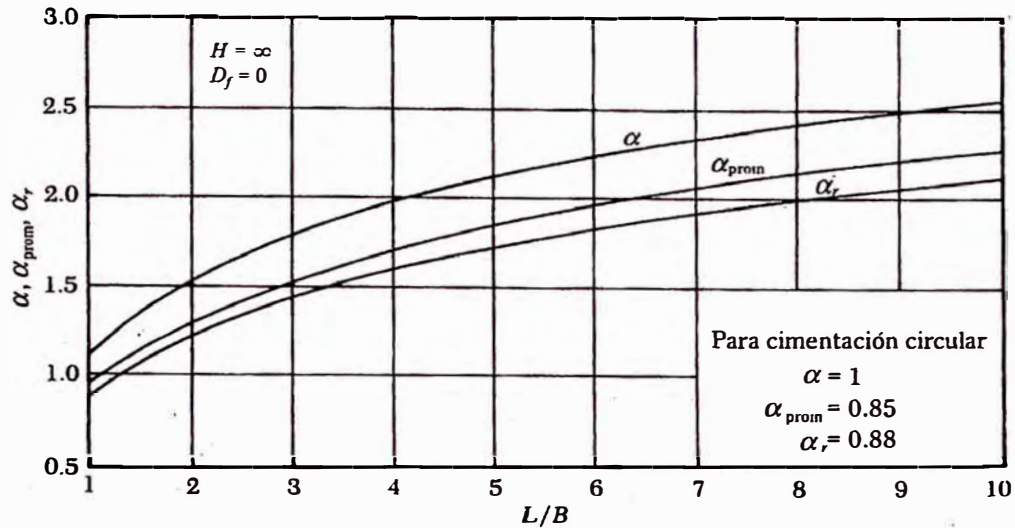


FIGURA 2.6.1c. Valores de α , α_{prom} y α_r

Referencia: Principios de Ingeniería de Cimentación, Autor: Braja M. Das

Los valores de μ y E_s , presentan en el Cuadro 2.8 y 2.9

Cuadro 2.6: valores de μ

TIPO DE SUELO	μ
ARCILLA : SATURADA	0.4 ---- 0.5
NO SATURADA	0.1 ---- 0.3
ARENOSA	0.2 ---- 0.3
LIMOS	0.3 ---- 0.35
ARENA: DENSA	0.2 ---- 0.4
DE GARNO GRUESO	0.15
DE GARNO FINO	0.25
ROCA	0.1 ---- 0.4
LOESS	0.1 ---- 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

Referencia: Apuntes de Clase del Curso de EC 521, Ing. M. Correa M.

Cuadro 2.7: valores de Es

TIPO DE SUELO		Es(ton/m ²)
ARCILLA :	MUY BLANDA	30 ---- 300
	BLANDA	200 ---- 400
	MEDIA	450 ---- 900
	DURA	700 ---- 2000
ARCILLA ARENOSA		3000 ---- 4250
SUELOS GLACIALES		1000 ---- 16000
LOESS		1500 ---- 6000
ARENA LIMOSA		500 ---- 2000
ARENA SUELTA		1000 ---- 2500
	DENSA	5000 ---- 10000
GRAVA ARENOSA:	DENSA	8000 ---- 20000
	SUELTA	5000 ---- 14000
ARCILLA EQUISTOSA		14000 ---- 140000
LIMOS		200 ---- 2000

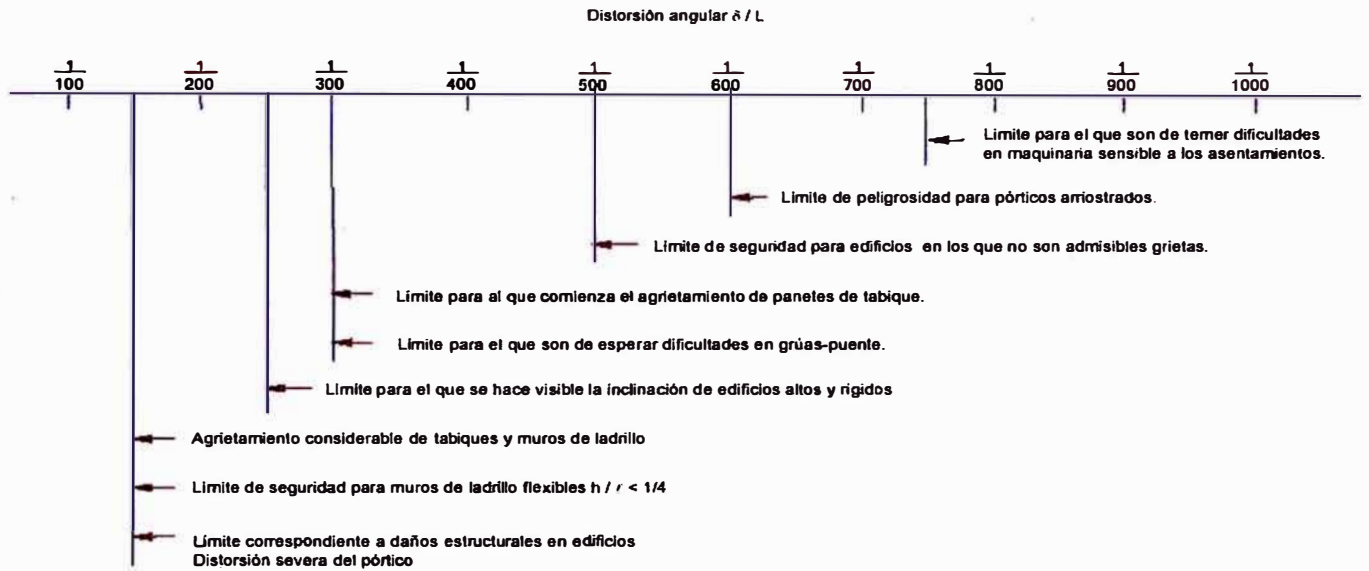
Referencia: Apuntes de Clase del Curso de EC 521, Ing. M. Correa M.

2.6.2 Asentamientos permisibles

Una vez calculado el asentamiento inmediato debe comprobarse si su magnitud es inferior a unos valores límites tolerables. El Asentamiento Diferencial no debe ser mayor que el calculado para una distorsión angular prefijada, de acuerdo al tipo de estructura, así como la naturaleza del terreno. Teniendo estas consideraciones se espera una distorsión angular (α) de:

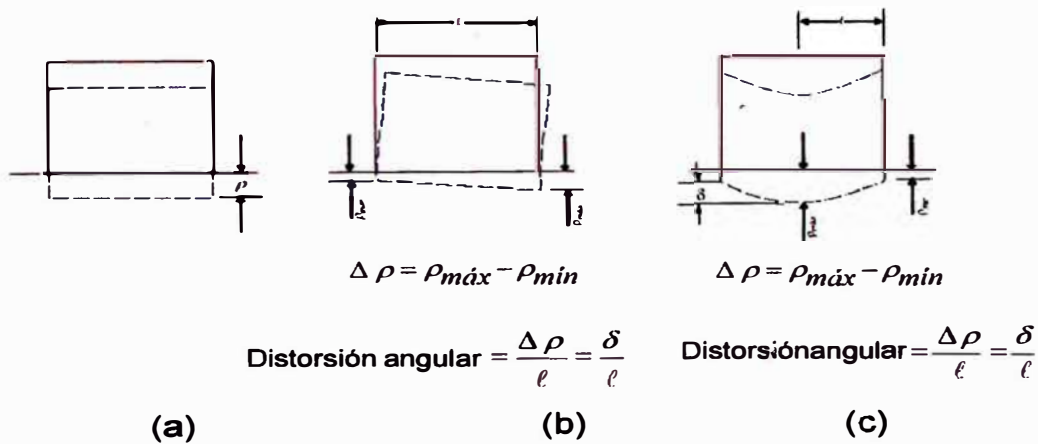
$$\alpha = 1/250 = \Delta H/L$$

Los valores de α , se muestran en las figuras 2.6.3



Ref. (Bjerrum, 1963)

FIGURA 2.6.2. Distorsion angular δ/L ;



TIPOS DE ASENTAMIENTO: a) ASENTAMIENTO UNIFORME b) VOLTEO c) ASENTAMIENTO NO UNIFORME

FIGURA 2.6.3

Referencia: Bjerrum, 1963

CAPITULO III: INVESTIGACIONES DEL SUELO

3.1. Generalidades

Con la información de campo, ensayos de laboratorio, panel fotográfico, plano de ubicación de las exploraciones geotécnicas, realizado se determinara los parámetros del Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación de los edificios

Se determinara las características físicas-mecánicas de los materiales subyacentes, (dentro de la profundidad de interés) para la cimentación de los edificios. Como son los tipos de suelos por encima y por debajo del nivel de desplante de la cimentación, propiedades de esfuerzo deformación y agresividad del suelo.

También se determinara las condiciones de cimentación que garantice la estabilidad de la cimentación de las superestructuras proyectadas, asegurando la permanencia física de la misma, determinándose los parámetros siguientes: Capacidad Portante Admisible del Suelo (q_{ad}), Profundidad de desplante de la cimentación (D_f), tipo de cimentación, parámetros sísmicos, tipo de cemento a utilizar en los cimientos y las recomendaciones necesarias para la correcta cimentación.

Esto se efectúa con un programa de exploración de campo, ensayos de laboratorio y labores de gabinete; mediante los cuales se deducen los parámetros antes indicados que complementan la metodología aplicada. Se ha tenido en cuenta la Normas Técnicas E-050 Suelos y Cimentaciones Modificada; E-030 Sismo – Resistente; del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.2 Ubicación del Área en Estudio

El área en estudio se encuentra emplazada en la av. Oscar R. Benavides (antes Av. Colonial) N° 495 y el pasaje Presbítero Maestro , García Billón Nos 614 – 660, pasaje Empresas Eléctricas y el Callejón Molinos del Gato, distrito de Cercado de Lima, provincia y departamento de Lima, que ocupa una área de terreno en promedio de de 5,147m² según el Plano de Ubicación MS-01.

3.3 Características del Proyecto

Se trata de la construcción de edificios del Proyecto Inmobiliario Parque Central – Etapa II de 7 pisos , donde la superestructura será de muros de ductibilidad limitada que transmiten una presión de contacto al subsuelo en promedio de de 11.25 Tn/m²

3.4. INVESTIGACIONES EFECTUADAS

3.4.1 Trabajos de Campo

Calicatas

Se han efectuado tres calicatas o pozos a cielo abierto en el área en estudio, en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 2.00 y 3.00, denominadas como CA-1, CA-2 y CA-3

Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación, como también los ensayos de resistencia-deformación y análisis químico.

Densidades Naturales

Utilizando el método del cono y la arena se determino las siguientes densidades naturales. Ver Cuadro N°3.4

CUADRO N°3. 4: DENSIDADES NATURALES

Calicata	CA-1	CA-2	CA-3
Densidad	D-1	D-2	D-1
Prof. (m)	2.40	2.00	1.50
Densidad Seca Natural gr/cm³	2.186	2.180	2.173
Humedad Natural (%)	2.1	2.8	2.9

3. 4. 2 Ensayos de laboratorio

Las muestras fueron remitidas y procesadas en el Laboratorio MFCEM con la siguiente relación:

- Análisis Granulométrico ASTM D-422
- Límite líquido ASTM D-4318
- Límite plástico ASTM D-4318
- Humedad natural ASTM D-2216
- Densidad Máxima ASTM D-4253
- Densidad Mínima ASTM D-4254
- Peso Volumétrico ASTM D 2937
- Compresión Simple ASTM D-2166
- 01. Análisis Químico
 - Contenido de Sulfatos ASTM D-516

3.5 CLASIFICACION DE SUELOS

Los suelos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se presentan en los anexos

3.6 DENSIDAD RELATIVA: DR(%):

Con la finalidad de poder determinar la compacidad relativa de los suelos gravosos, se determino la densidad relativa (DR) , el cual se muestra en el Cuadro N°3.6

$$DR(\%) = \frac{\gamma_{d_{Max}}}{\gamma_{d_{Nat}}} \times \frac{(\gamma_{d_{Nat}} - \gamma_{d_{Min}})}{(\gamma_{d_{Max}} - \gamma_{d_{Min}})} \times 100$$

DONDE:

DR(%): densidad relativa o compacidad relativa.

$\gamma_{d_{Max}}$: Densidad seca máxima. Tn/m³

$\gamma_{d_{Min}}$: Densidad seca mínima. Tn/m³

$\gamma_{d_{Nat}}$: Densidad seca natural. Tn/m³

De acuerdo a los resultados de la densidad relativa determinada en los estratos granulares y con la tabla de denominación en función de la densidad relativa Cuadro 2.7, se elaboro el Cuadro N° 3.4.

CUADRO N° 3.6: COMPACIDAD RELATIVA

CALICATA	CA-1	CA-4	CA-8
Prof. (m)	2.40	2.00	1.50
γ _{dmax.} (gr/cm ³)	2.257	2.251	2.250
γ _{dmin.} (gr/cm ³)	2.087	2.102	2.101
γ _{dnat.} (gr/cm ³)	2.186	2.180	2.173
DR (%)	60	54	50
Compacidad	Media	Media	Media

3.7 SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

De acuerdo a la Información Sismológica el área en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona N° 3. Para el área de estudio se han encontrado intensidades máximas de VIII-IX en la escala Mercalli Modificada. Por lo tanto la susceptibilidad sísmica es alta. De acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030-Diseño Sismo Resistente. La fuerza cortante total en la base (V) puede calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente según la siguiente relación:

$$V = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R}$$

Donde:

S : es el factor suelo

Ts: período predominante del suelo

Z : es el factor de zona

U : Factor de uso e importancia

P : Peso total de la edificación

C : Coeficiente de amplificación sísmica

R : Coeficiente de solicitaciones sísmicas

El Cuadro N° 3.7 muestra los parámetros sísmicos para un perfil de suelo S-1 conformado por gravas de compactidad media a densa por debajo del nivel de cimentación

CUADRO N° 3.7: PARÁMETROS SÍSMICOS

PERFIL DE SUELO S-1	Z	S	Ts (seg)
Grava arenosa de compactidad media a densa	0.4	1.0	0.4

3.8 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

En conformidad con las labores de campo, ensayos de laboratorio, clasificación de los suelos encontrados en las excavaciones se tiene el siguiente perfil estratigráfico del sub. suelo:

En las calicatas excavadas se registró bajo los pavimentos y desde la superficie del terreno en las áreas no pavimentadas, una capa superior de relleno de constitución heterogénea, conformada por grava arenosa con contenido variable de limo e arcilla, medianamente densa, con restos de desmonte y basura; arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta. Bajo las capas de relleno, se registraron en las calicatas estratos de arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, con algunas gravas redondeadas de dos pulgadas de tamaño máximo, de consistencia variable entre blanda y compacta.

Finalmente, a partir de profundidades comprendidas entre 0.70 y 2.50 m, subyace un depósito de grava arenosa, mal graduada, compactidad media con una densidad relativa de 55%, con una densidad natural seca de 2.180 Tn/m³.

3.9 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

3.9.1 Capacidad Admisible por Terzaghi

Teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas del perfil estratigráfico del subsuelo, y sobre todo la configuración arquitectónica y estructural, podrá concluir que los cimientos estarán apoyados en un relleno ingenieril debidamente compactado, conformado por gravas arenosas limosas, de compacidad densa donde la cimentación de la superestructura más adecuada técnica y económicamente que se proyecta, será mediante plateas de cimentación, rígidas de concreto armado, con acero de refuerzo en dos direcciones y deberá contar con vigas perimetrales de concreto armado apoyadas a una profundidad mínima de 0.4 m con respecto al nivel de la superficie de relleno. El espesor de las losas y el peralte de las vigas perimetrales deberán ser determinados por el ingeniero estructural de tal manera que garanticen la rigidez de la cimentación.

3.9.2 Profundidad de cimentación

Los cimientos mediante plateas estarán apoyados en el relleno ingenieril conformado por gravas arenosas limosas del tipo GP-GM, de compacidad media a densa. De tal manera que este relleno ingenieril reemplace íntegramente a las capas superiores de relleno y arcilla, las cuales presenta condiciones inadecuadas para recibir las cargas de la cimentación de los edificios. Se recomienda considerar una profundidad mínima de cimentación de 0.40m, con respecto al nivel superior del relleno.

3.10 Alternativas de cimentación

3.10.1 Alternativa I: Platea cimentación

Considerando que los cimientos van a estar apoyados en el relleno ingenieril del tipo grava arenosas limosas GP-GM. La resistencia del material compactado está dada por la trabazón que existe entre las partículas del suelo granular al no existir cohesión de la parte fina. Para tal fin el relleno ingenieril compactado, su compacidad relativa es del orden de 60 a 70 %, con una Máxima Densidad Seca del Ensayo Proctor Modificado entre 2.240 a 2.280 Tn/m³. Para un valor promedio de la Densidad Relativa de 65% y utilizando las correlaciones de Terzaghi y Peck de N- ϕ y N-DR se tiene un ángulo de fricción interna del suelo $\phi = 33^\circ$

La Capacidad Portante Admisible se determinará a partir de los parámetros de resistencia de acuerdo a la Teoría de Terzaghi, considerando una falla intermedia entre falla general y local y aplicando la siguiente relación:

$$q_{ad} = 1/FS (C N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.40 \gamma_2 B N_\gamma)$$

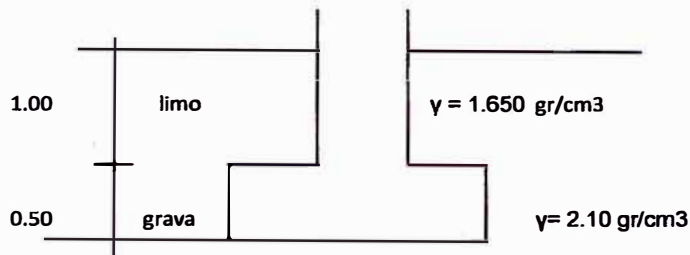
Donde :

q_{ad}	=	Capacidad Portante Admisible (Kg/cm ²)			
C	=	Cohesión (kg/cm ²)			
$\gamma_{m_1}, \gamma_{m_2}$	=	Peso Unitario del Suelo (gr/cm ³) por encima y debajo del nivel de cimentación			
Df	=	Profundidad de desplante de la cimentación			
B	=	Ancho del cimiento			
$N_c=3.24, N_q = 21.46, N_\gamma=19.13$	=	Factores de capacidad de carga			
F.S.	=	Factor de Seguridad = 3.00			
γ_{m_1}	=	2.250 gr/cm ³	γ_{m_2}	=	2.215 gr/cm ³
C	=	0.00 Kg/cm ²	ϕ	=	33°
Df	=	0.40 m	B	=	4.00 m

$$q_{ad} = 2.80 \text{ Kg/cm}^2$$

3.10.2 Alternativa II: Zapatas corridas

De acuerdo a la información de corte directo in situ realizado en los suelos gravosos de la ciudad de Lima, el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) esta entre 32° a 40° . Para este caso se asume en $\phi = 34^\circ$



$$q_{ad} = 1/FS (\gamma_1 D_f N'_q + 0.40 \gamma_2 B N'_\gamma)$$

Donde :

q_{ad}	=	Capacidad Portante Admisible (Kg/cm^2)			
$\gamma_{m_1}, \gamma_{m_2}$	=	Peso Unitario del Suelo (gr/cm^3) por encima y debajo del nivel de cimentación			
D_f	=	Profundidad de desplante de la cimentación			
B	=	Ancho del cimiento			
$N'_c = 21.16,$					
$N'_q = 9.82,$					
$N'_\gamma = 5.51 =$	Factores de capacidad de carga				
F.S.	=	Factor de Seguridad = 3.00			
γ_{m_1}	=	1.80 gr/cm^3	γ_{m_2}	=	2.215 gr/cm^3
C	=	0.00 Kg/cm^2	ϕ	=	32°
D_f	=	1.5 m	B	=	1.00 m

$$q_{ad} = 3.50 \text{ Kg/cm}^2$$

3.11 Análisis de asentamientos

El diseño de una cimentación, requiere una seguridad razonable respecto a la resistencia por corte y a los asentamientos admisibles con la presión de trabajo adoptada.

Normalmente las deformaciones que interesa conocer y limitar son las verticales, denominados asentamientos. La evaluación de los asentamientos está en función del tipo de suelo. La zona activa de cimentación está constituida por suelos granulares por lo cual inciden los asentamientos elásticos o inmediatos.

3.11.1 Asentamientos Inmediatos

En los suelos granulares (encontrados en la área en estudio) se aplicará el Método Elástico, obteniéndose los asentamientos inmediatos según la siguiente ecuación 2.21.

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible}) \quad 2.21$$

Los valores de μ y E_s , se determinan a partir de los cuadros 2.6 y 2.7

Y el valor de α de la figura 2.6.3

- S_i = Asentamiento inmediato en cm
- U = Relación de Poisson = 0.25
- α = Factor de Forma = 0.85
- E_s = Módulo de Elasticidad (Ton/m²) = 2500
- Q = Presión de trabajo (Ton/m²) = 11.25
- B = Ancho de la cimentación (m) = 4.00

Reemplazando los valores en la relación anterior se tiene un asentamiento inmediato de:

$$S_i = 14.34 \text{ mm}$$

3.11.2 Asentamientos Tolerables

Una vez calculado el asentamiento inmediato debe comprobarse si su magnitud es inferior a unos valores límites tolerables. La Norma Técnica Suelos y Cimentaciones E-050 en su Capítulos 3 - Análisis de las Condiciones de Cimentación, en su Acápite 3.2 . El Asentamiento Diferencial no debe ser mayor que el calculado para una distorsión angular prefijada, de acuerdo al tipo de edificio, su estructura, así como la naturaleza del terreno. Teniendo estas consideraciones se espera una distorsión angular (α) de:

$$\alpha = 1/250 = \Delta H / L$$

Donde :

ΔH = asentamiento tolerable en cm

L = Longitud entre columnas = 4.00 m

Reemplazando valores se tiene un asentamiento tolerable (ΔH_{per}) de :

$$\Delta H_{per} = 16 \text{ mm}$$

El asentamiento inmediato es menor que el asentamiento permisible, y deberá ser absorbido por la cimentación adoptada considerándose como una estructura estable.

3.12 ANÁLISIS QUÍMICO

El resultado del Análisis Físico Químico efectuado en una muestra representativa del subsuelo muestra los siguientes valores:

CUADRO N°3.12: ANÁLISIS QUÍMICO

Calicata N°	Profundidad (m)	Sulfatos ppm
CA-1	0.40 – 0.90	120.00

Dichos valores presentan un grado relativo al ataque de los sulfatos como no agresivo al concreto, debiéndose utilizar por lo tanto Cemento Portland Tipo I, en la preparación del concreto de los cimientos.

CONCLUSIONES

- El tipo de cimentación será mediante plateas, rígidas de concreto armado, con acero de refuerzo en dos direcciones y deberá contar con vigas perimetrales de concreto armado apoyadas a una profundidad mínima de 0.4 m con respecto al nivel de la superficie de relleno. El espesor de las losas y el peralte de las vigas perimetrales deberán ser determinados por el ingeniero estructural de tal manera que garanticen la rigidez de la cimentación.
- Las platea de cimentación estará apoyada en un suelo conformado por un relleno ingenieril del tipo gravas arenosas limosas GP-GM, compactado en espesores de 0.20m al 95 % de la máxima densidad seca del Ensayo Proctor Modificado para una capacidad admisible de : $q_{adm} = 2.80 \text{ kg / cm}^2$ con un asentamiento de: **Si = 14.34 mm**
- Los asentamientos producidos debido a la sollicitación de las cargas actuantes, serán absorbidos por la cimentación propuesta.
- En ningún caso la presión de contacto es mayor a la presión admisible del suelo.
- El estudio de suelos efectuado es válido exclusivamente para el terreno estudiado y las estructuras descritas en el capítulo I.
- Para el diseño sismo resistente, se podrá adoptar los siguientes parámetros:

Parámetros para el Diseño Sismorresistente

SUELO	TIPO DE SUELO	Z	T _p	S
GP (Zona I y Zona II)	S ₂	0,4	0,6	1,2

Donde:

Tipo de Suelo

(Z) Factor de zona

(T_p) Periodo predominante

(S) Factor suelo

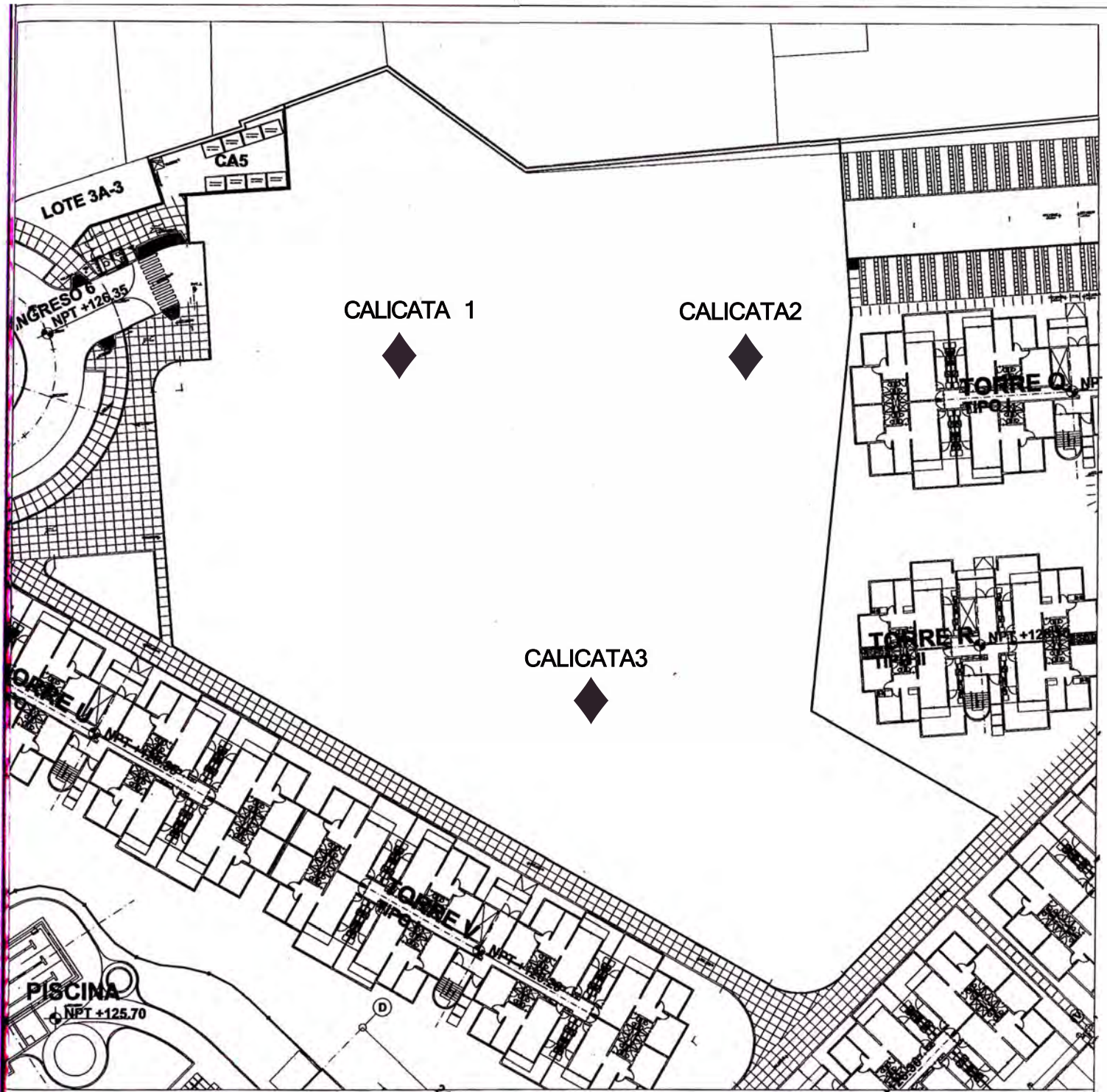
RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un control de calidad de todos los materiales a utilizarse en la construcción de los cimientos, en especial a los agregados piedra y arena.
- En la compactación debe ser estricto control de obra para que cumpla con los requerimientos de resistencia y asentamiento. Si el asentamiento si está mal compactada se pueden producir asentamientos inmediatos muy elevados donde la superestructura pueda inclinarse, agrietarse en caso extremo y sobre todo es más costosa la mencionada platea.

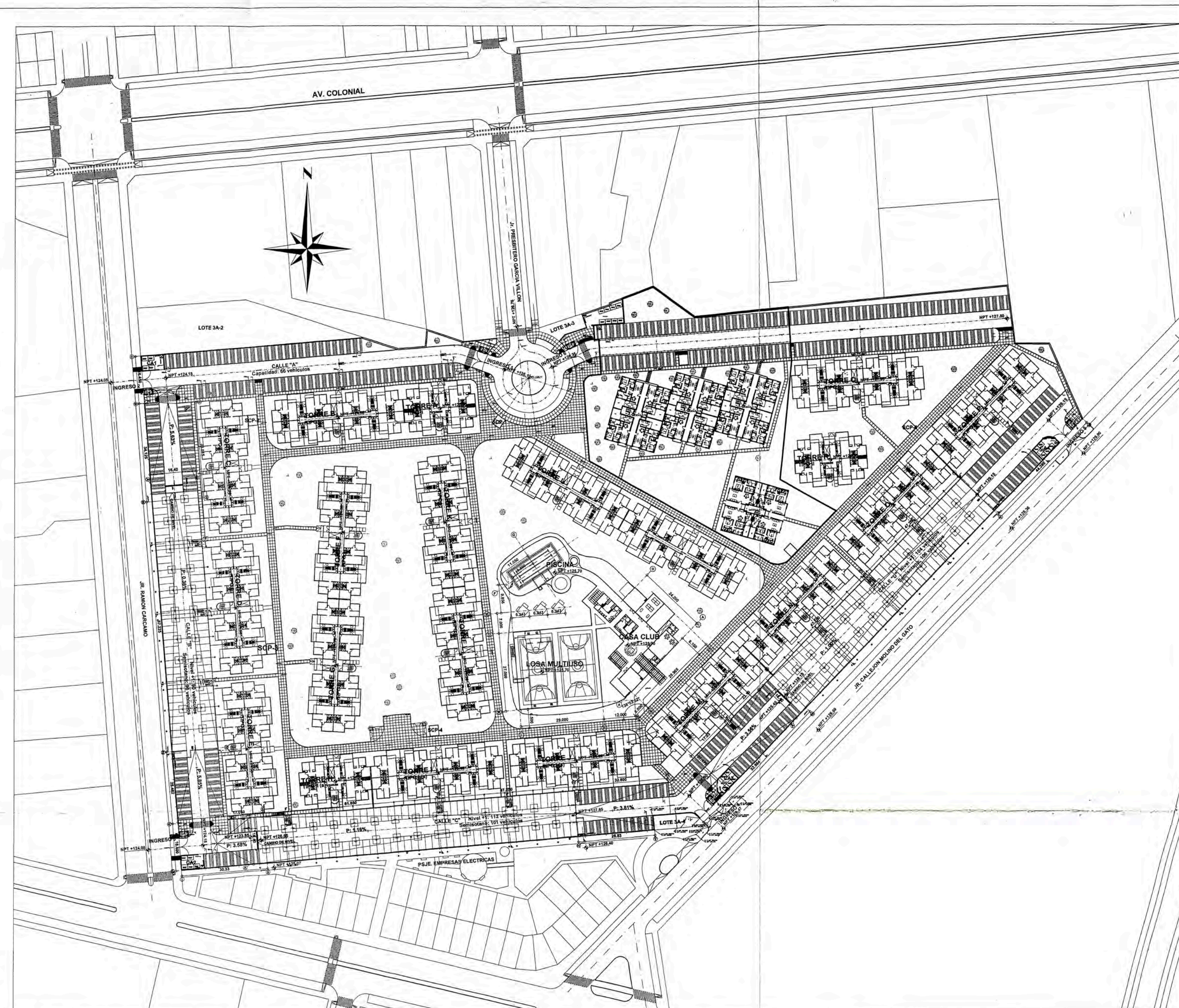
BIBLIOGRAFIA

- Alva Hurtado J., “Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones”, Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima. 1992.
- Lambe T.W. y Whitman R.V. “Soil Mechanics”, John Wiley, New York. 1969.
- Terzaghi K. y Peck R.B., “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley, New York. 1967.
- Vesic A. “Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales”, JSMFED, ASCE, Vol. 99. 1973.
- Reglamento Nacional de Construcciones”, “Norma Técnica de Edificaciones E-30-Diseño Sismorresistente”, Lima - Perú. 1997.
- Reglamento Nacional de Cimentaciones , “Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones”, Lima- Perú. 1997
- INGEMMET, “Geología de los Cuadrángulos de Lima”, Boletín N°43, Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico. 1992.

ANEXOS



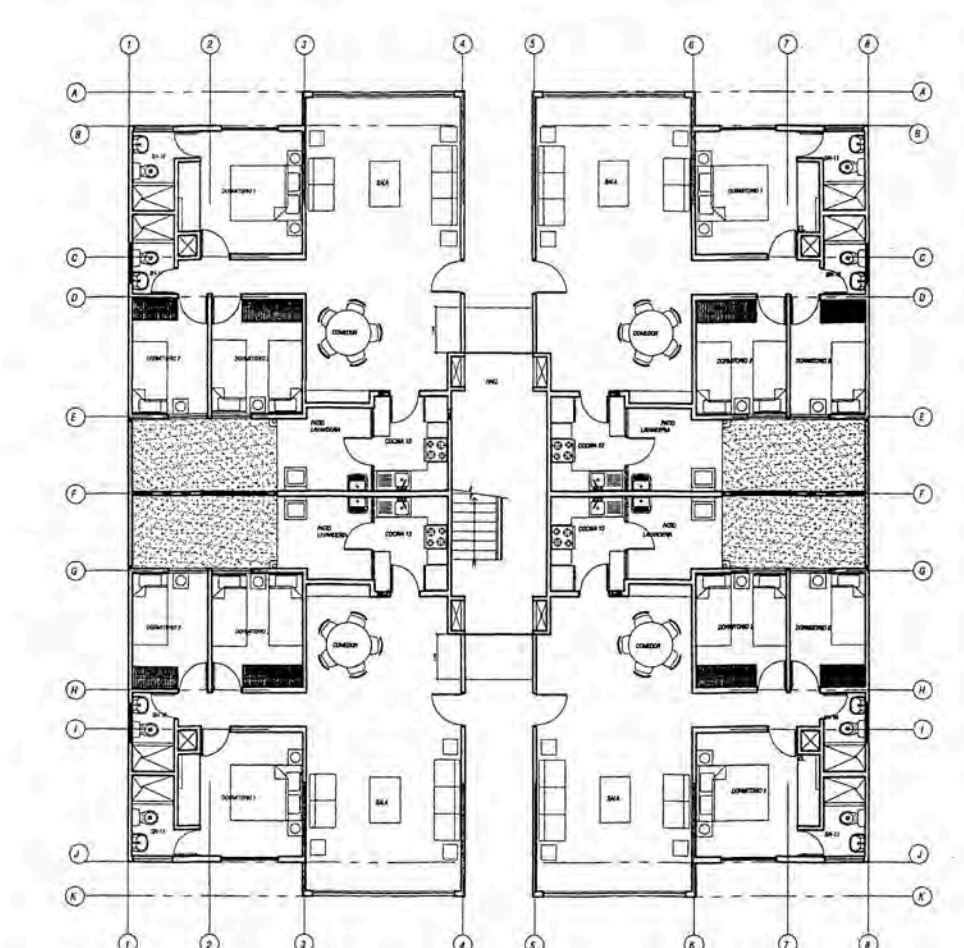
Desarrollado por :	Proyecto Inmobiliario Parque Central - Elapa II UBICACION DE CALICATAS	Desarrollado por :	Grupo C	Escala :	INDICADA - A1	Plano No :	C-01
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD INGENIERIA CIVIL - CURSO TITULACION Bachiller: Cesar Cerdas Vargas Codigo 20002564C		Fecha :	01 Agosto 2010	Revisado :			



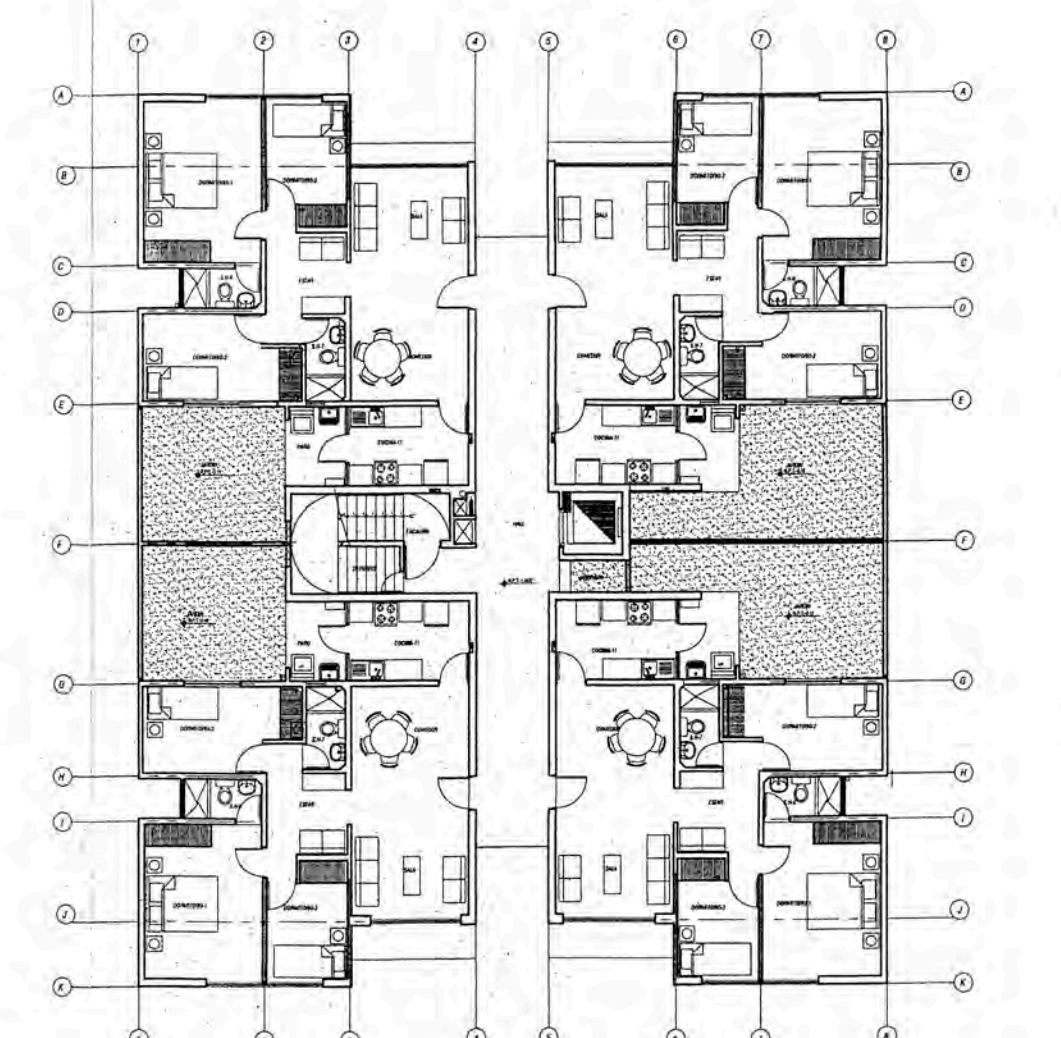
ESC. 1/1000



ESC. 1/200



ESC. 1/200 PLANTA TIPICA - MODULO 1



ESC. 1/200 PLANTA TIPICA - MODULO 2

Descripción : Proyecto Inmobiliario Parque Central - Etapa II UBICACION Y PLANTA GENERAL	Desarrollo : Grupo 02	Escala : INDICADA - A1	Plano No. : G-01
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA - FACULTAD INGENIERIA CIVIL - CURSO TITULACION Bachiller: Cesar Cardenas Vargas Codigo 20002564C		Fecha : 07 Agosto 2010

Sondaje: CA-1 Tipo: Calicata

Proyecto: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANOS,
CERCADO DE LIMA - LIMA

Cota del Terreno: 124.410 m.

Registrado: G.P.Z.

Revisado: M.M.M.

Profundidad del Agua Subterránea: ---

Fecha: Abril 2009

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Tierra de jardín. Arcilla limosa, de plasticidad media, medianamente compacta, seca, marrón claro. Raíces.
0.5			Relleno. Grava arenosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y concreto).
1.0			Relleno antiguo. Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, húmeda, marrón oscuro; con gravas redondeadas de 2 pulg de tamaño máximo. Cerámicas antiguas. (CL)
1.5			
2.0			
2.5			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón plomizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
3.0			
3.5			
4.0			
4.5			
5.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

Sondaje: CA-2 Tipo: Calicata

Proyecto: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANOS,
CERCADO DE LIMA - LIMA

Cota del Terreno: 124.710 m.

Registrado: G.P.Z.

Revisado: M.M.M.

Profundidad del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2009

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Carpeta asfáltica.
			Relleno afirmado. Grava arenosa, limosa, densa, ligeramente húmeda, marrón amarillento; con piedras angulares de 5 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja.
0.5			Relleno. Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos, concreto, losetas y plásticos).
1.0			Grava arenosa, arcillosa, densa, húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. (GC)
1.5			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)
2.0			
2.5			
3.0			
3.5			
4.0			
4.5			
5.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

PROYECTO
N°
M3245



PERFIL DE SUELOS

LAMINA N° M3245-5

Sondaje: CA-3 Tipo: Calicata

Proyecto: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANOS,
CERCADO DE LIMA - LIMA

Cota del Terreno: 125.830 m.

Registrado: G.P.Z.

Revisado: M.M.M.

Profundidad del Agua Subterránea: ---

Fecha: Abril 2009

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Capa de ladrillos con cemento.
0.5			Relleno. Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y concreto).
1.0			Relleno. Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y concreto).
1.5			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
2.0			
2.5			
3.0			
3.5			
4.0			
4.5			
5.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



ANALISIS GRANULOMETRICO

LAMINA N° M3245-12

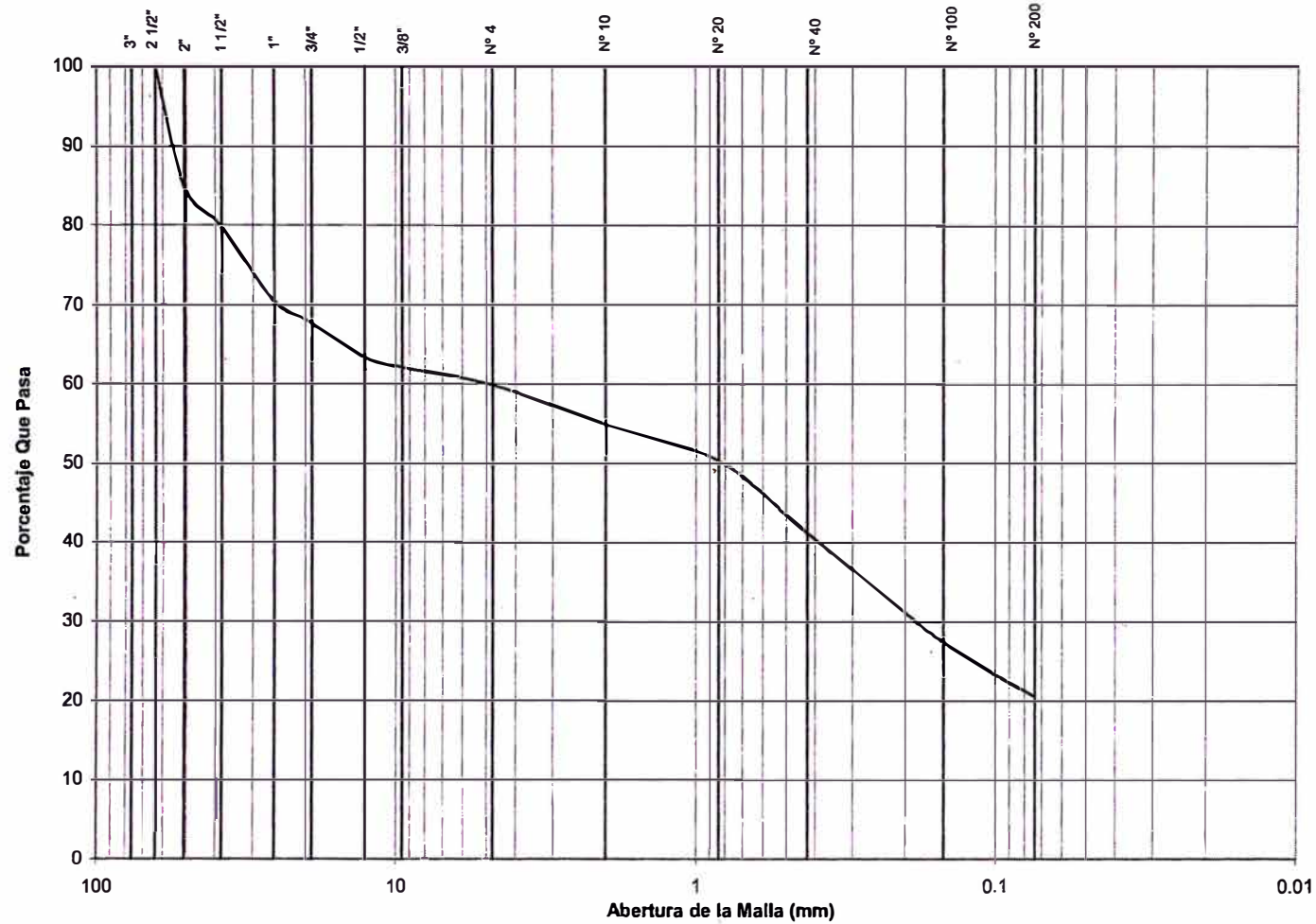
PROYECTO: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANO

UBICACIÓN: CERCADO DE LIMA - LIMA

SONDAJE: CA-1

PROFUNDIDAD: 0.70 - 0.90 m

BOLONERIA	GRAVA		ARENA			LIMO Y ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	



- Cu= --
- Cc= --
- LL= 23
- LP= 20
- IP= 3
- SUCS= GM



ANALISIS GRANULOMETRICO

LAMINA N° M3245-13

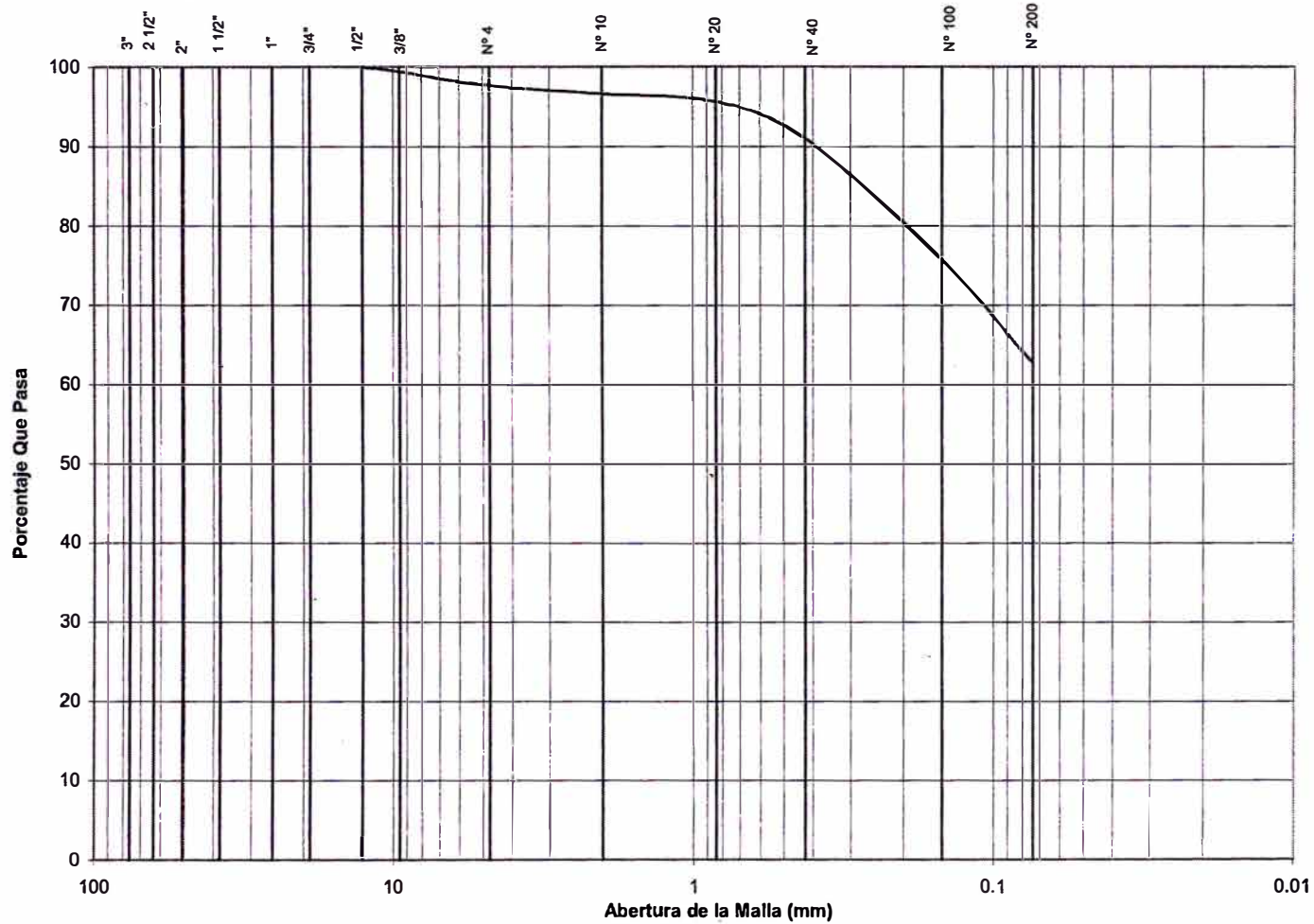
PROYECTO: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANO

UBICACIÓN: CERCADO DE LIMA - LIMA

SONDAJE: CA-1

PROFUNDIDAD: 1.80 - 2.00 m

BOLONERIA	GRAVA		ARENA			LIMO Y ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	



Cu= --

Cc= --

LL= 24

LP= 16

IP= 8

SUCS= CL



ANALISIS GRANULOMETRICO

LAMINA Nº M3245-16

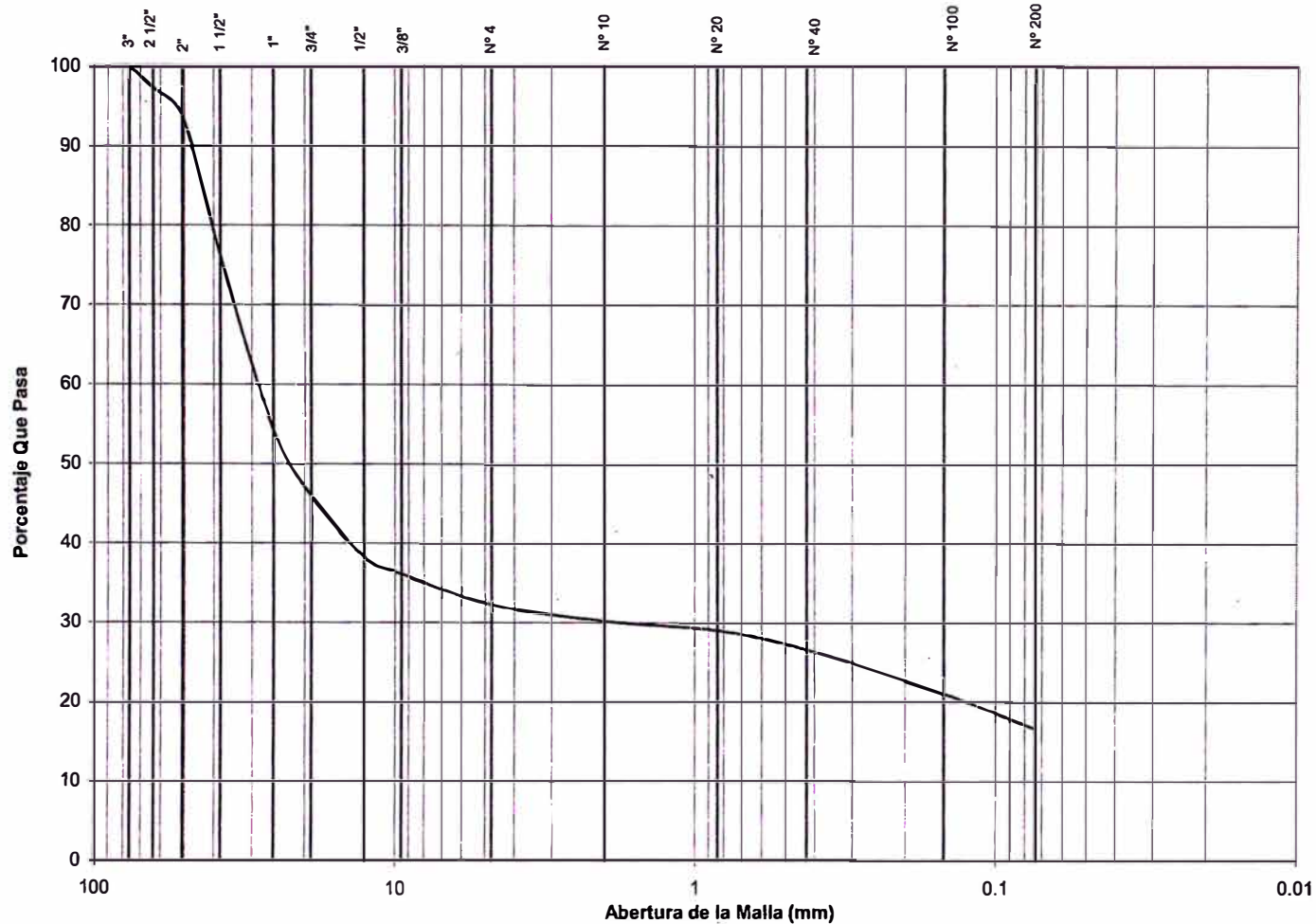
PROYECTO: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANO

UBICACIÓN: CERCADO DE LIMA - LIMA

SONDAJE: CA-2

PROFUNDIDAD: 1.30 - 1.50 m

BOLONERIA	GRAVA		ARENA			LIMO Y ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	





ANALISIS GRANULOMETRICO

LAMINA N° M3245-17

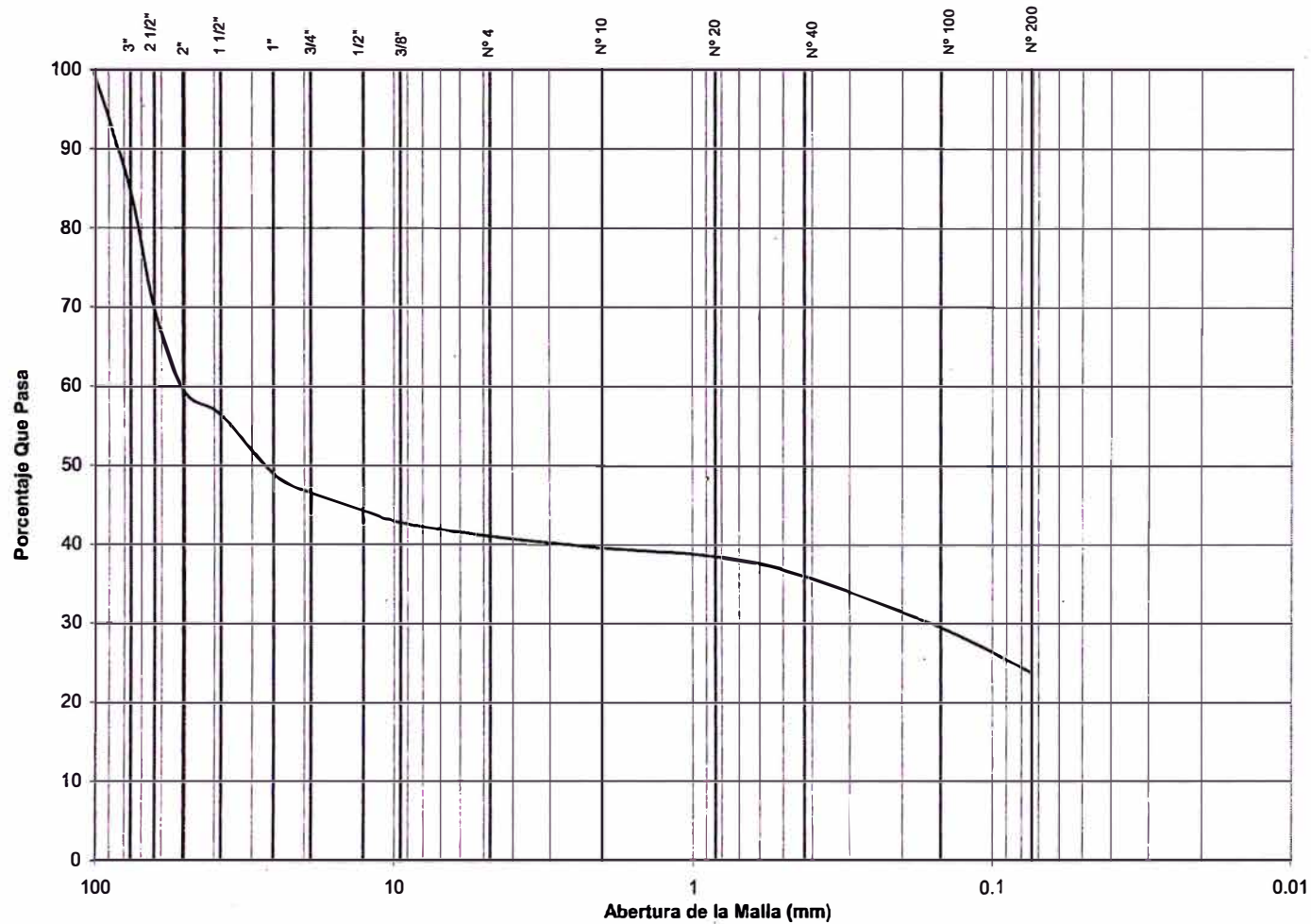
PROYECTO: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANO

UBICACIÓN: CERCADO DE LIMA - LIMA

SONDAJE: CA-3

PROFUNDIDAD: 1.00 - 1.20 m

BOLONERIA	GRAVA		ARENA			LIMO Y ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	



Cu= --

Cc= --

LL= 23

LP= 17

IP= 6

SUCS= GC-GM



ANALISIS GRANULOMETRICO

LAMINA N° M3245-18

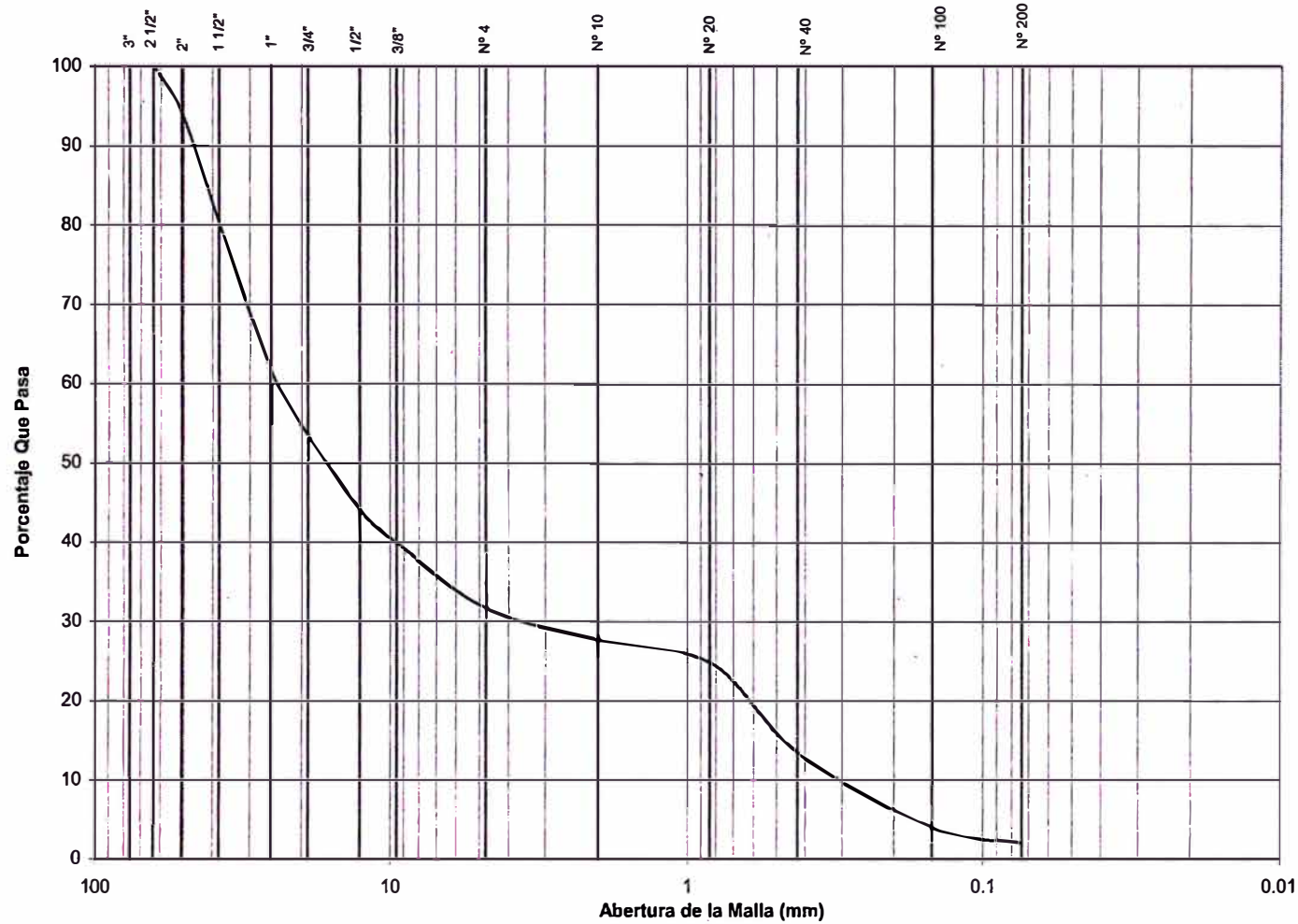
PROYECTO: EDIFICIOS DE 12 PISOS SIN SÓTANO

UBICACIÓN: CERCADO DE LIMA - LIMA

SONDAJE: CA-3

PROFUNDIDAD: 1.80 - 2.00 m

BOLONERIA	GRAVA		ARENA			LIMO Y ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	



- Cu= 82.76
- Cc= 0.99
- LL= --
- LP= --
- IP= --
- SUCS= GP



UBICACIÓN DE LA CALICATA CA-2



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA CA-3, SE OBSERVA EL DEPÓSITO DE GRAVA ARENOSA QUE SE EXTIENDE DESDE 1.20 m DE PROFUNDIDAD HASTA EL LÍMITE DE LA EXCAVACIÓN



VISTA DE LA CALICATA CA-1. SE OBSERVA EL MATERIAL ARCILLOSO Y GRAVO-ARENOSO EXTRAÍDO DE LA CALICATA.

VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA CA-1A. SE OBSERVA LA CAPA SUPERIOR DE RELLENO GRAVOSO DE 0,80 m DE ESPESOR.

