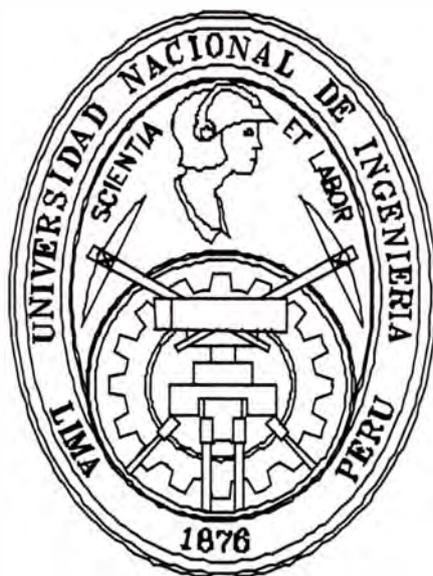


Universidad Nacional de Ingeniería

Facultad de Ingeniería Civil



***ESTUDIO DE SUELOS GRANULARES CON FINES DE
CIMENTACIÓN. CASO PRACTICO:
REHABILITACIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR***

INFORME DE SUFICIENCIA

**Para Optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Héctor Luis Patazca Osnayo

LIMA - PERU

2005

AGRADECIMIENTO

A Dios por la vida y darme la oportunidad de concluir la carrera Profesional para ponerlo a su servicio, a mis padres Antero Patazca y Lidia Osnayo que con su apoyo, paciencia, amor y mucha comprensión, me brindaron toda su confianza y energía que necesito para alcanzar mi meta y que hoy ven cosechado en mi, a mi hermana Soledad que desde el Cielo ve los resultados de perseverancia que puso en mi persona para seguir adelante, a mis hermanas Elena y Rosa quienes siempre estuvieron, están y estarán con ese apoyo de verdadero amor de hermanos.

A mis hermanos en Cristo y a mi Asesor Espiritual Padre Juan Luis Lazarte de mi grupo Cristiano EPJ-UNI, quienes me alentaban con la fuerza del Espíritu Santo para realizar mi Vocación Profesional.

También agradecer a mis profesores de la U.N.I. quienes me brindaron sus conocimientos adquiridos durante muchos años de estudio y experiencia profesional, en especial al Ing. Néstor Huamán Guerrero quien me brindo su apoyo desinteresadamente y la oportunidad de trabajar en este proyecto, así como a mi Asesor Ing. Cesar Atala y Vocal Ing. Wilfredo Gutiérrez que pusieron gran esfuerzo y dedicación en este presente Informe Profesional.

DEDICATORIA

Esta obra Profesional esta dedicada especialmente a mi querido hijo Oscar Patazca quien es el regalo maravilloso que Dios me ha dado, siendo la razón de mi vida y que con su amor y cariño, me impulsa a seguir esforzándome día a día para poder conseguir todos mis objetivos y metas trazadas.

A todos los futuros y actuales Profesionales que apuestan por seguir innovando la Ingeniería Civil en el Perú, y en especial a todas aquellas personas que con su vocación de servicio, ética profesional y espíritu emprendedor creen nuevos puestos de trabajo, y contribuyan al desarrollo de nuestro País.

Esperando que este informe sirva como guía para los futuros ingenieros que dentro del ejercicio profesional tengan la oportunidad de participar en un estudio de suelos con fines de Cimentación en Suelos Granulares.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

RESUMEN

CAPITULO I: **GENERALIDADES**

- 1.1 Objetivo del Estudio
- 1.2 Importancia del Estudio de Suelos para los Proyectos
- 1.3 Normatividad – Norma E-050
- 1.4 Ubicación Geográfica y Topográfica de la zona
- 1.5 Climatología
- 1.6 Geología
- 1.7 Altitud
- 1.8 Estratigrafía
- 1.9 Aspectos Sísmicos

CAPITULO II: **CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

- 2.1 Generalidades.
- 2.2 Definición.
- 2.3 Tipos de Cimentaciones Superficiales.
 - a) Zapatas Aisladas.
 - b) Zapatas Corridas.
 - c) Zapatas combinadas y Zapatas Conectadas.
 - d) Losas de Cimentación.
- 2.4 Factores que determinan el Tipo de Cimentación.

CAPITULO III: **ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS**

- 3.1 Introducción.
- 3.2 Suelos Granulares.

- 3.3 Suelos Finos.
- 3.4 Tipo de Ensayos para Suelos Granulares.

CAPITULO IV : CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

- 4.1 Generalidades.
- 4.2 Formas de falla bajo las Cimentaciones.
 - a) Falla por Corte General.
 - b) Falla por Corte Local.
 - c) Falla de Corte por Punzonamiento.
- 4.3 Teoría de la Capacidad de Carga.
- 4.4 Capacidad de Carga de Cimentaciones sobre Suelos formados por Gravas o Gravas y Arenas.
- 4.5 Asentamiento en Suelos Granulares.

CAPITULO V : EVALUACIÓN TÉCNICA E INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA EN ESTUDIO

- 5.1 Generalidades.
- 5.2 Descripción del Inmueble.
 - a) Límites
 - b) Áreas
 - c) Material de Construcción
- 5.3 Antecedentes de la vivienda construida.
- 5.4 Verificación de Fisuramientos en muros de albañilería
- 5.5 Verificación de profundidad de Cimentación.
- 5.6 Programa Exploratorio y necesidades del Proyecto.
- 5.7 Trabajos de Campo.
 - a) Excavaciones a Cielo abierto
 - b) Muestreo de Suelos
- 5.8 Trabajos de Laboratorio.
 - a) Ensayos Estándar
 - b) Ensayos Especiales

c) Clasificación de Suelos

CAPITULO VI : ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL SUELO EN ESTUDIO

- 6.1 Generalidades.
- 6.2 Profundidad de la Cimentación.
- 6.3 Determinación de la Capacidad Portante.
- 6.4 Capacidad Admisible sobre el Suelo Granular.
- 6.5 Cargas que Trasmirán las Estructuras al Suelo.
- 6.6 Cálculo de Asentamiento.
- 6.7 Análisis del Origen de las Fallas Observadas.

CAPITULO VII : ANÁLISIS DEL ESTADO ACTUAL Y PROPUESTA DE REHABILITACIÓN

- 7.1 Análisis del Estado Actual de la Vivienda.
- 7.2 Propuesta de Rehabilitación.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS :

- Anexo I : Planos**
- Anexo II : Registro de Excavaciones**
- Anexo III : Resultados de Ensayos de Laboratorio**
- Anexo IV : Figuras**
- Anexo V : Descripción de Fotografías**

INTRODUCCIÓN

El tema a desarrollar en este presente informe profesional presenta una evaluación del Subsuelo, mediante Investigaciones de Campo y Ensayos de Laboratorio, a fin de obtener los Registros Estratigráficos así como las condiciones de cimentación actuales, proponiendo soluciones para la rehabilitación de la vivienda unifamiliar, ubicada en Av. San Martín 2021 del Distrito de Santa Eulalia, Provincia Huarochirí y Departamento de Lima.

La finalidad de este informe es determinar si la capacidad admisible sobre el suelo granular es mayor que la carga que trasmite la estructura al suelo, en caso contrario estaría produciéndose fallas por asentamiento diferencial y no habiéndose diseñado una adecuada cimentación para este tipo de suelo sería una de las causas que han producido las grietas de los muros, por ello en este informe se determinará la profundidad de cimentación más favorable cumpliendo la norma de cimentación E-050.

Cabe mencionar que el enfoque principal de este Informe presentado se refiere básicamente al estudio de suelos para los fines mencionados, pero también se presenta una base de algunos otros factores que intervinieron para producirse las grietas en los muros como es el proceso constructivo, materiales usados, etc. También en este informe se deja la propuesta de reparación de dicha vivienda.

El informe está sustentado en base a los fundamentos teóricos y científicos desarrollados en la Ingeniería Civil y también por las Normas de Cimentación y Albañilería, el cual se puede apreciar del Capítulo I al Capítulo IV, y del Capítulo V al Capítulo VII se presenta el desarrollo del estudio de suelos de la vivienda unifamiliar.

Esperando que este informe sirva como guía para los futuros ingenieros que dentro del ejercicio profesional tengan la oportunidad de participar en un estudio de suelos con fines de Cimentación en Suelos Granulares.

RESUMEN

El tema a desarrollar es “ESTUDIO DE SUELOS GRANULARES CON FINES DE CIMENTACIÓN. CASO PRACTICO: REHABILITACIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR”, este presente informe profesional consta de siete capítulos los cuales se indican a continuación de la siguiente manera:

CAPITULO I: En este Capítulo se muestra el objetivo del Estudio de Suelos, que es evaluar el Subsuelo mediante Investigaciones de campo y Ensayos de Laboratorio, a fin de obtener los Registros Estratigráficos del área en estudio, como también obtener los parámetros de Resistencia del terreno y así evaluar la Capacidad portante del Suelo Granular el cual permite determinar el tipo de cimentación, siguiendo la norma de Suelos y Cimentaciones E-050 y así poder reforzar la Cimentación existente.

La zona se encuentra ubicada en Av. San Martín 2021 del Distrito de Santa Eulalia, Provincia Huarochirí y Departamento de Lima, localizada principalmente sobre deposito fluvio aluvional recientes (Qr-al).

CAPITULO II: En este capítulo se trata fundamentalmente de las cimentaciones superficiales denominándose así a aquellas cimentaciones en las que la profundidad de desplante (D_f) es igual o menor que el ancho del cimiento (B). Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las siguientes: Zapatas Aisladas, Zapatas Corridas, Zapatas Combinadas, Zapatas Conectadas y Losas de Cimentación. El tipo de cimentación más adecuada para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que deben soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

CAPITULO III: Este capítulo tiene por finalidad la descripción de los ensayos que se realizan para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos finos (cohesivos) y los suelos granulares (no cohesivos). Los ensayos referidos pueden ser de dos tipos, "in situ" y de laboratorio.

CAPITULO IV : En este capítulo se presentarán algunas de las teorías más generales para resolver el problema de la determinación de la capacidad de carga de los suelos con fines del diseño de cimentaciones.

Para la interpretación de las teorías de capacidad de carga por corte se ha tenido que detallar el comportamiento de cimentaciones reales identificando tres formas diferentes de falla del suelo en las cimentaciones superficiales bajo carga estática como: Falla por corte general, Falla por corte local y Falla por punzonamiento.

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

CAPITULO V : En el presente capítulo se presenta un caso práctico referente a los resultados del Estudio Geotécnico con fines de Cimentación del sub-suelo del terreno; estudio realizado por medio de excavaciones de calicatas para la extracción de muestras y así realizar ensayos de laboratorio a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo para el diseño de la cimentación.

CAPITULO VI : En este capítulo se muestra el análisis de la cimentación se ha realizado en base a las características del terreno y al tipo de edificación a construir y de acuerdo con las investigaciones de campo y los resultados de los Ensayos de Laboratorio, se ha analizado el subsuelo para la zona donde existe la edificación. Obtenidas las características estratigráficas del sub-suelo de estrato de hasta 3.00 m, se evaluará la Capacidad Portante y la alternativa de cimentación para la zona.

Se realiza la comparación de la Capacidad Admisible sobre el suelo granular y la carga que trasmite la estructura al suelo y se verifica que el asentamiento no exceda el asentamiento máximo tolerable.

CAPITULO VII : En este capítulo se realiza una descripción del estado actual de la vivienda empezando con la Distribución Arquitectónica, Cimentación, Muros y Tabiques, Columnas, Vigas, Losa Aligerada, todo ello acompañado con un panel fotográfico y planos. También se hace una propuesta de rehabilitación en los puntos mencionados para dar seguridad a dicha estructura.

CAPITULO

GENERALIDADES





1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente informe profesional presenta un Estudio Geotécnico el cual se ha realizado con fines de Cimentación para el Reforzamiento de la vivienda ubicada en Av. San Martín 2021 del Distrito de Santa Eulalia, Provincia Huarochirí y Departamento de Lima.

El objetivo del Estudio de Suelos es evaluar el Subsuelo mediante Investigaciones de campo y Ensayos de Laboratorio, a fin de obtener los Registros Estratigráficos del área en estudio, como también obtener los parámetros de Resistencia del terreno y así evaluar la Capacidad portante del Suelo Granular el cual permite determinar el tipo de cimentación y así poder reforzar la Cimentación existente donde se encuentra construida la vivienda unifamiliar, el cual mas del 70% de sus nuevos muros de albañilería confinada han sido rajadas.

El programa de exploración de campo y los ensayos de laboratorio constituyen una parte del proyecto de una obra de ingeniería civil. Dependiendo de sus alcances, el programa de exploración y ensayos de laboratorio puede ser más o menos costoso, por lo cual sus alcances deben definirse con precisión para lograr sus objetivos con un mínimo de costo.

Los objetivos de la exploración de campo pueden ser resumidos según la información que proveen para :

1. **Selección de la ubicación.-** La construcción de obras mayores, depende de la disponibilidad de lugares adecuados. Es claro que, si la ubicación de la estructura no es correcta, los problemas geotécnicos derivados de una alta permeabilidad del subsuelo o de



la inestabilidad de taludes, por ejemplo, pueden hacer fracasar la obra.

2. **Diseño de fundaciones y obras de tierra.-** En estos casos, los factores de uso, precio y disponibilidad del terreno, son gravitantes en la mente del diseñador. Generalmente las exploraciones del suelo para obras medianas como autopistas y edificios de varios pisos, se ejecutan sobre terrenos ya elegidos.
3. **Investigación de obras existentes.-** La investigación de obras existentes puede tener dos objetivos:
 - Investigación de estructuras falladas o que se prevea puedan fallar.-Constituye un objetivo muy importante, pues no sólo resuelve incógnitas con respecto, al origen de los daños o fallas investigados, sino que permite registrar la experiencia habida para prevenir casos similares en el futuro. Algunos tipos de proyectos son mejor analizados mediante el sistema del análisis retrospectivo (back-analysis) que por medio de ensayos de laboratorio de pequeña escala. El análisis retrospectivo consiste en la determinación de los parámetros de resistencia al corte del suelo (u otros parámetros) suponiendo conocido el valor del factor de seguridad para una condición pasada conocida; luego, utilizando los parámetros del suelo así determinados, se evalúa el efecto que produce la variación en las solicitaciones o la ejecución de obras.
 - Verificación de la seguridad de obras existentes.- Como parte de la rutina en obras de gran envergadura sujetas a pólizas de seguro importantes, o por simple iniciativa de los propietarios, se verifica en ciertos casos el estado de seguridad de las



mismas; en estas circunstancias el suelo juega un rol, importante debido a su condición de riesgo no siempre evidente sino cuando ya es demasiado tarde.

Como se puede observar, uno de los objetivos principales de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, es proveer al proyectista de los parámetros del suelo necesarios para efectuar los análisis apropiados para el caso específico. Otro objetivo es obtener toda la información geotécnica necesaria para elegir los procedimientos constructivos apropiados y evaluar la seguridad permanente de la obra.

1.2 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DE SUELOS PARA LOS PROYECTOS

En estos últimos tiempos se esta dando cada vez mas importancia a la realización de Estudios de Suelos para la ejecución de construcciones, así como con fines de habilitación urbana. Estos estudios hasta hace poco se ejecutaban con menos frecuencia, habiendo ocasionado su ausencia o deficiencia, graves dificultades.

En uno de los recuerdos cercanos esta las fallas que se produjeron el una edificación de cuatro pisos ubicada en la prolongación Benavides – Surco, también las fallas producidas en la Urbanización Antonia Moreno de Cáceres, donde por disolución de sales, colapsó el suelo y fallaron muchas viviendas de la Mutual Perú, quedando los dueños desamparados. No obstante esta población contaba con estudios de suelos realizados por especialistas reconocidos en ese entonces, pero que cometieron graves errores de criterio y permitieron que se produzcan fallas en perjuicio de las familias que buscaban tener casa propia.



La elaboración del Estudio de Suelos para una obra de Ingeniería Civil juega un papel importante en la seguridad y duración de una obra. La cimentación de la estructura, requiere una organización de sus elementos y el estudio de cada una de sus partes, exigiendo al ingeniero mayor destreza de la que normalmente se necesita para elaborar el proyecto o ejecutar la construcción, llegando a ser el trabajo más difícil de todos los que se presentan en una obra, sobre todo cuando comprendemos que, para tener una estructura que ofrezca seguridad y trabaje correctamente ha de llevar una cimentación adecuada.

1.3 NORMATIVIDAD : NORMA E - 050

Actualmente viene rigiendo, a través del Reglamento Nacional de Construcciones, la Norma E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES, la cual es muy importante para poder exigir al proyectista, los Estudios de Suelos convenientes.

Destacamos que antiguamente la Mecánica de Suelos se ha aplicado empíricamente, resaltando los conocimientos elementales de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. En la actualidad se introducen nuevos equipos y métodos que permiten un mejor conocimiento de las propiedades físicas y el comportamiento mecánico de los suelos; sin embargo, a pesar de que la cimentación depende de la seguridad y estabilidad de la superestructura no se le ha dado la debida importancia, tal vez con el afán de economizar, poniendo en peligro la obra en general aunque ésta sea correctamente diseñada y bien construida.

El objetivo de esta Norma E-050 es establecer los requisitos, desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones,



para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad de las obras y para promover la utilización racional de los recursos. Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional.

Es obligatorio efectuar el EMS en los siguientes casos:

- a) Edificaciones que presten servicios de educación, servicios a la salud o servicios públicos y en general locales que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tal es el caso de colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, centrales de generación de electricidad, subestaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios, archivos y registros públicos.
- b) Edificaciones (viviendas, oficinas, consultorios y locales comerciales) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² en planta.
- c) Edificaciones (viviendas, oficinas, consultorios y locales comerciales) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- d) Estructuras industriales, fábricas, talleres, o similares.
- e) Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, representen peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.



- f) Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares o plateas de fundación.
- g) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

Casos donde no existe obligatoriedad

En casos en que no exista obligatoriedad de realizar los EMS en la forma especificada en la Norma E-050, la presión admisible, la profundidad de cimentación y cualquier otra consideración adoptada, deberán figurar en un recuadro en el plano de cimentación con la firma del Profesional Responsable que efectuó la estimación, quedando bajo su responsabilidad la información proporcionada. La estimación efectuada deberá basarse en no menos de 2 sondajes hasta la profundidad mínima "p" de 3.00m.

Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del EMS, sólo se aplicarán al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos o para otras edificaciones.

1.4 UBICACIÓN GEOGRAFICA Y TOPOGRÁFICA DE LA ZONA

La zona en estudio se encuentra ubicada en la Av. San Martín 2021 del Distrito de Santa Eulalia de la Provincia de Huarochirí. La provincia de Huarochirí se encuentra ubicada en la parte central y oriental del departamento de Lima y su extensión territorial es de 5657,9 Km² (Fig. 1 y 2 Anexo IV).



Su jurisdicción abarca la presencia de ríos con regular caudal como el Rímac, Lurín y Santa Eulalia; por ello su geografía está, de alguna manera, dividida por la presencia de las altas montañas, como Chilca, que está a 3793 m.s.n.m.

Su ubicación geográfica esta dada:

- Por el Norte : Con la provincia de Canta.
- Por el Sur : Con las provincia de Cañete y parte de Yauyos.
- Por el Este : Con el departamento de Junín y parte de la provincia de Yauyos.
- Por el Oeste: Con la provincia de Lima Metropolitana.

La zona en estudio se encuentra ubicada al margen Izquierdo del río Santa Eulalia (Plano U1 – Anexo I), cuyo relieve topográfico va en aumento con una pendiente aproximada del 10% desarrollándose desde la cota topográfica de 985 m.s.n.m. en la zona del río Santa Eulalia, para ir subiendo hacia el NorOeste, alcanzando el Pasaje Gregoria con una cota de 1050 m.s.n.m.

1.5 CLIMATOLOGIA

Su territorio comprende los pisos ecológicos de Yunga, Quechua, Suni, Puna y Janca o Cordillera. La región Janca está sobre los 4800 m.s.n.m. y, en Huarochirí, es indiscutible la presencia de la cordillera occidental de los Andes en la zona de Ticlio y Pariakaka. Allí el clima es riguroso, se caracteriza por el dominio de las precipitaciones sólidas (granizadas, nevadas), de las temperaturas negativas (de hasta 25 grados bajo cero) y de una atmósfera muy seca; sin embargo, es un paraíso para



emprendedores andinistas y el lugar donde se enseñorea el cóndor, el ave más grande del planeta.

Basándose en el Sistema de Clasificación Mundial de Leslie Holdridge, el clima reinante en el área, es el que corresponde al típico variado con poca presencia de lluvias, formación típica de la Sierra Central del Perú, se ubica en una zona en la que carece de humedad, el clima es frío y seco, durante el día se tienen climas cálidos y en las noches climas fríos produciéndose grandes variaciones de temperatura; al medio día alcanza hasta 40°C y en la madrugada se reduce a 16°C .

1.6 GEOLOGIA

Se ha realizado el mapeo geológico de superficie, la identificación litológica y la caracterización y la delimitación de los depósitos cuaternarios existentes en el área. Se ha utilizado el plano geológico de los cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica, editado por el INGEMMET (1992), para el mapeo geológico regional.

La zona de estudio se localiza principalmente sobre deposito fluvio aluvional recientes (Qr-al), correspondiente al cono Deyectivo Cuaternario de los Ríos Rímac y Chillón. Este Cono Deyectivo consiste de material de naturaleza lentiforme donde se superponen en forma variable depósitos de gravas, arenas, arcillas y limos. Estos sedimentos aluviales han sido depositados durante la última etapa del pleistoceno, sobre el zócalo rocoso más antiguo, compuesto por rocas intrusivas del mosaico (Fig. 3 Anexo IV).



1.7 ALTITUD

En la zona de estudio se ha realizado un levantamiento topográfico usando GPS el cual tiene en promedio una altitud de 1015.00 m.s.n.m.

1.8 ESTRATIGRAFIA

Con el objeto de determinar la clasificación de los estratos del suelo de fundación para el proyecto de la cimentación, se realizaron calicatas o pozos que fueron ejecutados en la ubicación mas adecuada (pie de las columnas); así se ejecutaron 2 calicata o pozo a cielo abierto. En el Plano P-01 del anexo II se indica la ubicación de las calicatas.

En concordancia con las exploraciones realizadas, la topografía de la zona y los resultados de los Ensayos de Laboratorio y la identificación de los suelos "in situ", el área en estudio ha sido zonificada según la siguiente estratigrafía: desde la superficie hasta la profundidad evaluada (3.00 m) por estratos de arena arcillosa con raíces y boloneria, estratos con gravas, y finalmente encontrándose el estrato homogéneo que es una arena limosa bien graduada, según se muestra en el anexo II.

1.9 ASPECTOS SISMICOS

El Perú por estar dentro de una zona de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón Circumpacífico que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo. Razón por la cual debe tenerse presente la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades altas. Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos.



A partir de las investigaciones de los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú, presentados por Silgado (1978), el mapa de zonas sísmicas de máximas intensidades observada en el Perú, el cual está basado en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades de sismos históricos recientes (Ref. Dr. Jorge Alva Hurtado de 1984), se ha determinado la intensidad sísmica de la localidad.

De lo anterior se concluye que de acuerdo al área sísmica de la zona de estudio, existe la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades altas.

Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmica, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el mapa de zonificación sísmica (Fig. 4 Anexo IV), y de acuerdo a las Normas Sismo - Resistentes E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones, la localidad donde se ubica el terreno en estudio, se encuentra comprendida en la zona 3 y le corresponde una sismicidad alta de intensidad media mayor de VIII en la Escala Mercalli modificado (Fig. 5 Anexo IV),.

Los registros históricos, dan una aceleración de gravedad del terreno de hasta 0.25 g. y del desplazamiento continental relacionada a las placas de Nazca, con un coeficiente que varía desde 0.10 hasta 0.30.

CAPITULO

CIMENTACIONES SUPERFICIALES





2.1 GENERALIDADES

"Lo que bien empieza, bien acaba" dice la sabiduría popular y en la construcción de cualquier obra un buen inicio se logra con una planeación exacta y unos cimientos sólidos, por lo que en el presente informe se describen brevemente los aspectos más importantes que deben tomar en cuenta en el diseño de la cimentación de edificaciones y se resaltan los aspectos básicos que deben efectuarse en el análisis de estabilidad de las mismas estructuras.

La estabilidad de una cimentación sólo se puede garantizar cuando se analizan todos los mecanismos de falla que se llegan a presentar en la etapa constructiva y en la vida útil de la estructura.

La cimentación es la parte de la estructura situada por debajo de la superficie del terreno y que trasmite las cargas al suelo. Si debajo de la estructura existe un suelo adecuado y suficientemente resistente se podrá usar una cimentación superficial. En caso contrario se usará una cimentación profunda o piloteada.

2.2 DEFINICIÓN

La cimentación es la parte de la estructura de una edificación que tiene como finalidad proporcionar el medio para que las cargas concentradas en columnas y/o en muros, se transmitan al terreno de cimentación, debiendo garantizar la estabilidad de la obra que soporta. Esta transmisión de carga debe hacerse cuando unos coeficientes de seguridad que impidan el hundimiento o rotura del terreno y también que las deformaciones y asentamientos que se produzcan sean compatibles con el tipo de estructura y que no se produzca fisuras.

Para llevar a cabo satisfactoriamente un proyecto de cimentaciones superficiales o poco profundas, se debe tener en cuenta dos características principales:

1. La cimentación debe ser segura para resistir una falla por corte en el suelo que lo porta.
2. La cimentación no deberá sufrir asentamientos excesivos.

En general, se denominan cimentaciones superficiales (figura 2.1) a aquellas cimentaciones en las que la profundidad de desplante (D_f) es igual o menor que el ancho del cimiento (B).

Según el Dr. Terzaghi:

$$\frac{D_f}{B} \leq 1$$

D_f = Profundidad de la base de la cimentación.

B = Ancho de la cimentación

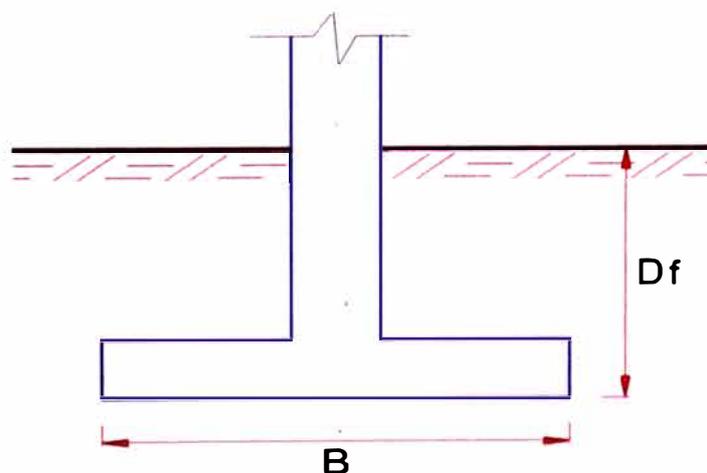


Figura 2.1 Cimentaciones Superficiales



2.3 TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La selección del tipo, así como las dimensiones de una cimentación suele hacerse mediante tablas de presiones admisibles. La mayoría de los códigos o Reglamentos de Construcción contienen esas tablas basadas en la experiencia general de los suelos de la zona en que se aplica dicho código. Estas presiones admisibles suelen dar lugar a dimensionamientos conservadores para edificaciones de baja altura sobre zapatas aisladas, aunque pueden quedar del lado contrario a la seguridad en edificaciones grandes o especiales.

En muchos casos un estudio cuidadoso demostrará que pueden utilizarse con seguridad presiones admisibles superiores a las indicadas en los códigos. Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las siguientes:

a) Zapatas Aisladas.

Son elementos estructurales cuya función es la de distribuir la carga total que transmite una columna y/o muro, incluyendo su propio peso, sobre un área suficiente de terreno, de modo que la intensidad de presiones que transmita se mantenga dentro de los límites permitidos para el suelo que la soporta (figura 2.2).

En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna. Las zapatas de concreto reforzado para columnas son, por lo general, cuadradas o rectangulares y muy raramente circulares.

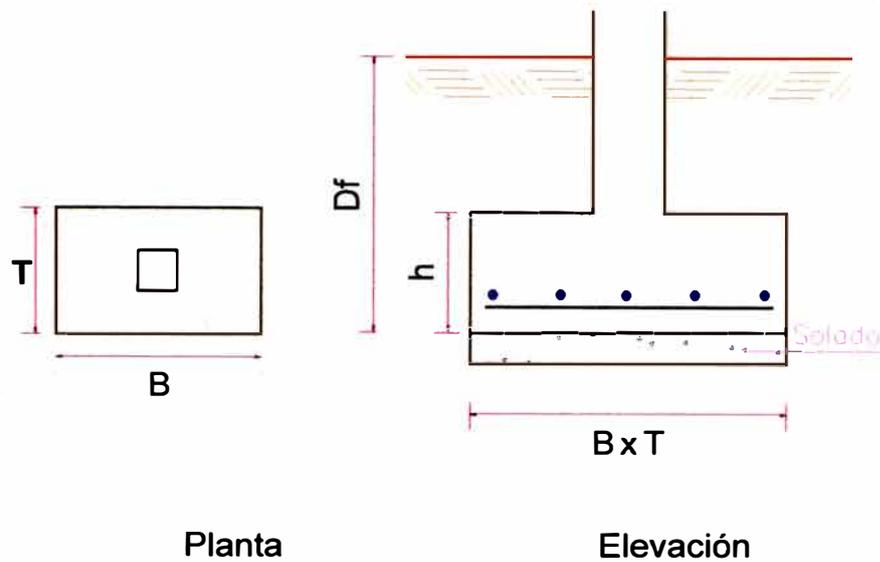


Figura 2.2 Zapatas Aisladas

b) Zapatas Corridas.

Son elementos estructurales análogos a las zapatas aisladas, en las que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y son generalmente de concreto reforzado (figura 2.3).

La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja que obligue el empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

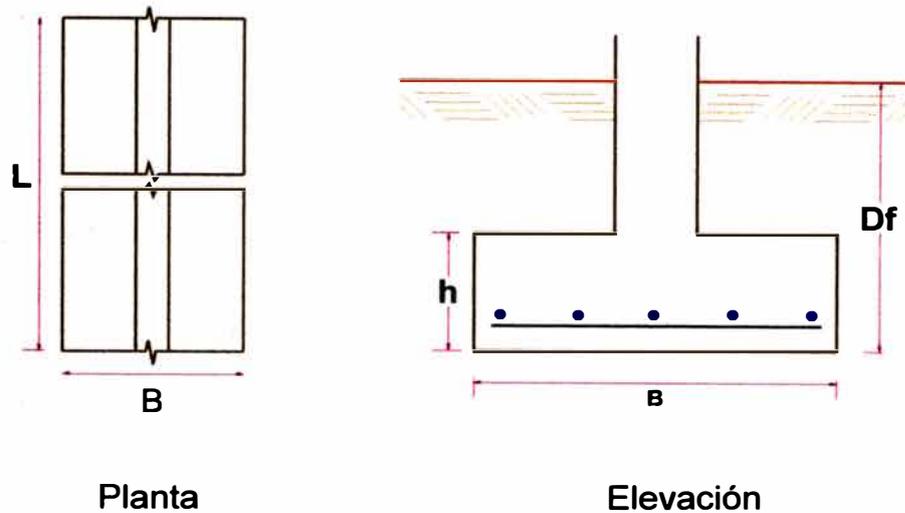


Figura 2.3 Zapatas Corridas

c) Zapatas Combinadas y Zapatas Conectadas.

Las Zapatas Combinadas: Son elementos estructurales de concreto reforzado que se usan cuando dos columnas están muy cercanas entre si y las dimensiones en planta están casi en contacto (figura 2.4). Esto puede ocurrir entre cimentaciones interiores o entre cimentación interior y perimetral.

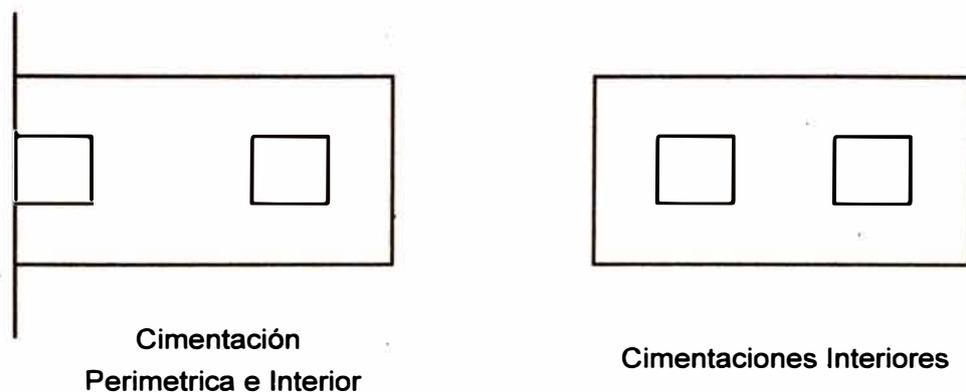


Figura 2.4 Zapatas Combinadas

Las Zapatas Conectadas: Son elementos estructurales de concreto reforzado que se usan para columnas perimetrales, colindantes con los límites de propiedad (figura 2.5). Se usa frecuentemente una "viga de conexión" que las une a otras columnas interiores, con lo cual se logra que la zapata exterior tenga presiones constantes sobre el terreno.

También se usan para tomar en cuenta los asentamientos diferenciales en pórticos.

Este tipo de cimentación es usualmente más económico que la zapata combinada.

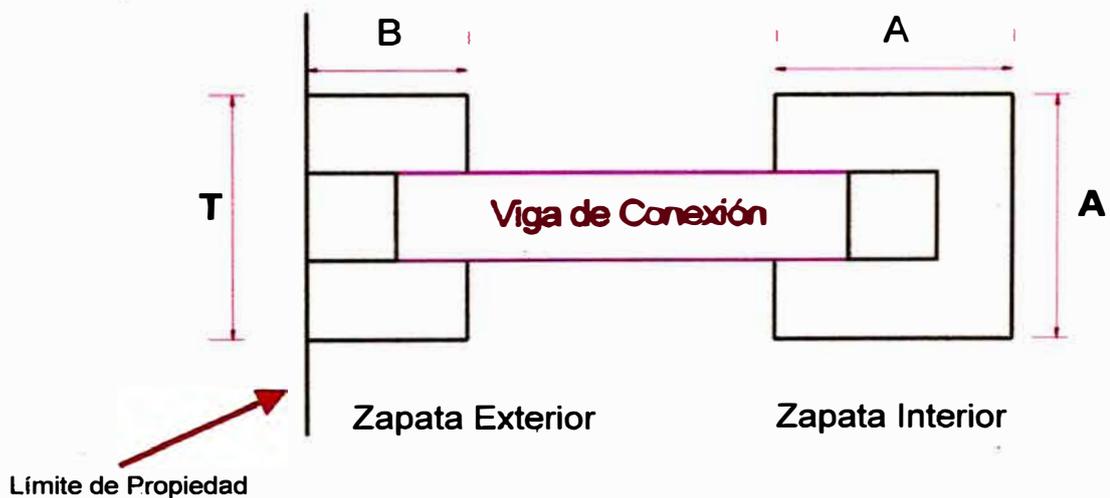


Figura 2.5 Zapatas Conectadas

d) Losas de Cimentación.

La utilización de losas de cimentación resulta apropiada cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas (figura 2.6).

Estas losas de cimentación son de concreto reforzado y a veces pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

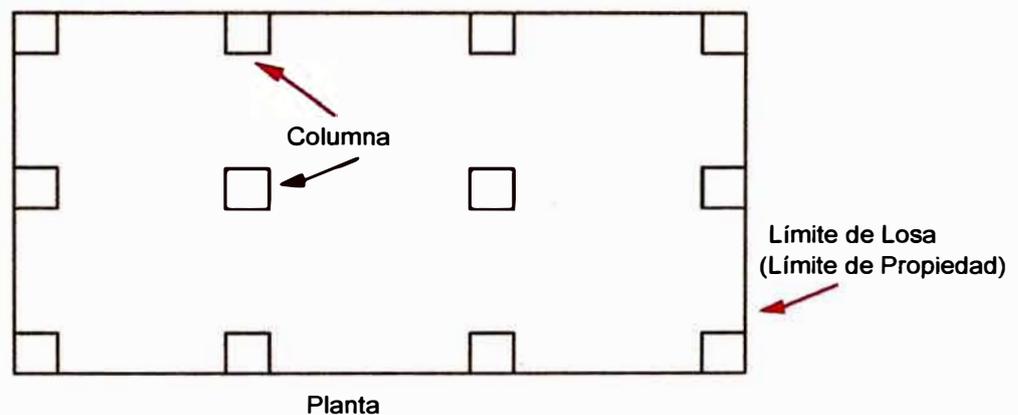


Figura 2.6 Losa de Cimentación

2.4 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

El tipo de cimentación más adecuada para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que deben soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Debido a las relaciones existentes entre estos varios factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación. Así pues, diferentes ingenieros pueden llegar



a conclusiones algo diferentes. Por lo tanto el criterio juega un papel muy importante en la Ingeniería de Cimentaciones. En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales:

1. Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmiten al suelo, materiales que la constituyen, etc.
2. Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
3. Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

CAPITULO

ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS





3.1 INTRODUCCIÓN

Los términos principales que usan los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla; la tabla N°1 muestra su clasificación según el tamaño de las partículas. La mayor parte de los suelos naturales se componen de la mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento y los otros componentes se usan como adjetivos.

Este capítulo tiene por finalidad la descripción de los ensayos que se realizan para la determinación de las propiedades mecánicas de los suelos finos (cohesivos) y los suelos granulares (no cohesivos).

Tabla N° 1

Tamaño de las partículas (mm)					
SUELO	Descripción De las Partículas	Normas Británicas	AASHTO	ASTM	Unificado
GRANULAS	Grava	60 - 2	75 - 2	2	75-4.75
	Arena	2 - 0.06	2 - 0.05	2 - 0.075	4.75 - 0.075
FINO	Limo	0.06 - 0.002	0.05 - 0.002	0.075-0.005	0.075 finos
	Arcilla	0.002	0.002	0.005	

Ref. (Peter Berry 1993)



3.2 SUELOS GRANULARES

Por definición, los suelos granulares son aquellos cuyos granos no están juntos firmemente. De este modo, el suelo se desintegra en granos individuales al sumergirse en agua.

Entre los suelos granulares se tienen las gravas (G) y las arenas (S). Un suelo pertenece al grupo de las gravas si más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla N° 4, y pertenece al grupo de las arenas en caso contrario. Para la determinación de sus propiedades mecánicas existe una imposibilidad práctica de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos, por lo que se recurre casi exclusivamente a ensayos "in situ" para determinar sus propiedades mecánicas. El parámetro fundamental es la densidad relativa. En la Tabla N° 2 adjunta, se presenta el detalle de los ensayos más frecuentes que se realizan en estos suelos.

3.3 SUELOS FINOS

Se definen como aquellos cuyas partículas, son menores de 0.075mm. Se consideran como suelos cohesivos cuando sus partículas permanecen pegadas cuando el suelo está seco y/o húmedo. De acuerdo a su contenido de humedad puede ser no plástico, plástico y plástico viscoso.

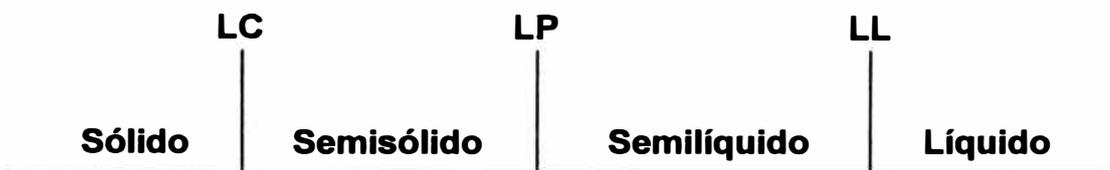
Los suelos cohesivos tienen propiedades índice que son de naturaleza similar a aquellas utilizadas para suelos granulares. El parámetro fundamental es el contenido de humedad y con el se establecen los límites de humedad.



Los límites de los contenidos de humedad de suelos cohesivos son los límites de Atterberg, que son contenidos de humedad definidos para varias consistencias de suelos.

Las consistencias son:

Estado del Suelo	Límite
Líquido	Límite Líquido
Semilíquido	Límite Plástico
Semisólido	Límite de Contracción
Sólido	



El parámetro fundamental de los suelos cohesivos es el índice de liquidez (IL).

$$I_L = \frac{w - L_p}{I_p}$$

Por ser posible la obtención de muestras inalteradas la determinación de sus propiedades mecánicas se facilita. Existe una variada gama de ensayos "in situ" y de laboratorio. Ver la Tabla N° 2. Para el detalle de los ensayos más frecuentes que se realizan sobre los suelos cohesivos y los parámetros que se obtienen de cada ensayo.



Tabla Nº 2.- ENSAYOS PARA PROPIEDADES MECÁNICAS SEGÚN TIPO DE SUELO

TIPO DE SUELO	PROPIEDADES MECÁNICAS POR DETERMINAR	ENSAYOS IN SITU	ENSAYOS DE LABORATORIO
Cohesivo Saturado	Resistencia al Corte	SPT, Cono Holandés, Veleta, Cono de Peck, Prueba de Carga	Compresión No Confinada, Triaxial UU, Veleta, Corte Directo
	Compresibilidad		Consolidación
	Fricción	Cono Holandés	
Arenas y Gravas Finas	Resistencia al Corte	SPT, Cono Holandés, Cono de Peck	
	Asentamiento	SPT, Cono Holandés, Cono de Peck, Prueba de Carga	
	Fricción	Cono Holandés	
Gravas > 2"	Asentamiento	Prueba de Carga	

Ref. (Michelena, C.)



3.4 TIPO DE ENSAYOS PARA LOS SUELOS

Los ensayos referidos pueden ser de dos tipos, "in situ" y de laboratorio.

A) ENSAYOS IN SITU

En algunos suelos, como limos y arcillas blandas y sensibles, así como en suelos gruesos sin cohesión, resulta difícil (algunas veces imposible) obtener buenas muestras inalteradas. También se dificulta reproducir en el laboratorio las condiciones representativas verdaderas de la estructura y/o la presión de poros, bajo ciertas condiciones de campo, por ejemplo, aluviones muy blandos.

Debido a esto, se han diseñado varios procedimientos de prueba in situ bastante simples, que permiten lograr buenas estimaciones de las propiedades del suelo en las condiciones reales del mismo. Aunque en los ensayos in situ, el grado de exactitud y control es más bajo que el que sería de esperarse en el laboratorio, esto queda compensado por el gran número de pruebas que se pueden llevar a cabo.

A.1) ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR ASTM - 1586

El ensayo de penetración estándar ó ensayo SPT es muy común cuando se están efectuando perforaciones para estimar la densidad relativa y las características de resistencia al corte. Se usa un muestreador estándar de tubo partido de 5 cm. de diámetro, que se hinca en el suelo en el fondo de la perforación, por medio de un martinete de 65 kg de masa, que se deja caer desde 76 cm de altura.

El muestreador se hinca un total de 45 cm en el suelo y se registra el número de golpes del martinete para los últimos 30 cm de penetración. Para arenas y suelos cohesivos, se usa la zapata de corte cilíndrica, tomando muestras al mismo tiempo. Para suelos de granos más gruesos se prefiere una zapata cónica ciega, que produce resultados idénticos: Cono Peck, DPL.

A partir de los resultados del ensayo de SPT se puede obtener parámetros de resistencia cortante para suelos arcillosos saturados y arenas utilizando correlaciones empíricas.

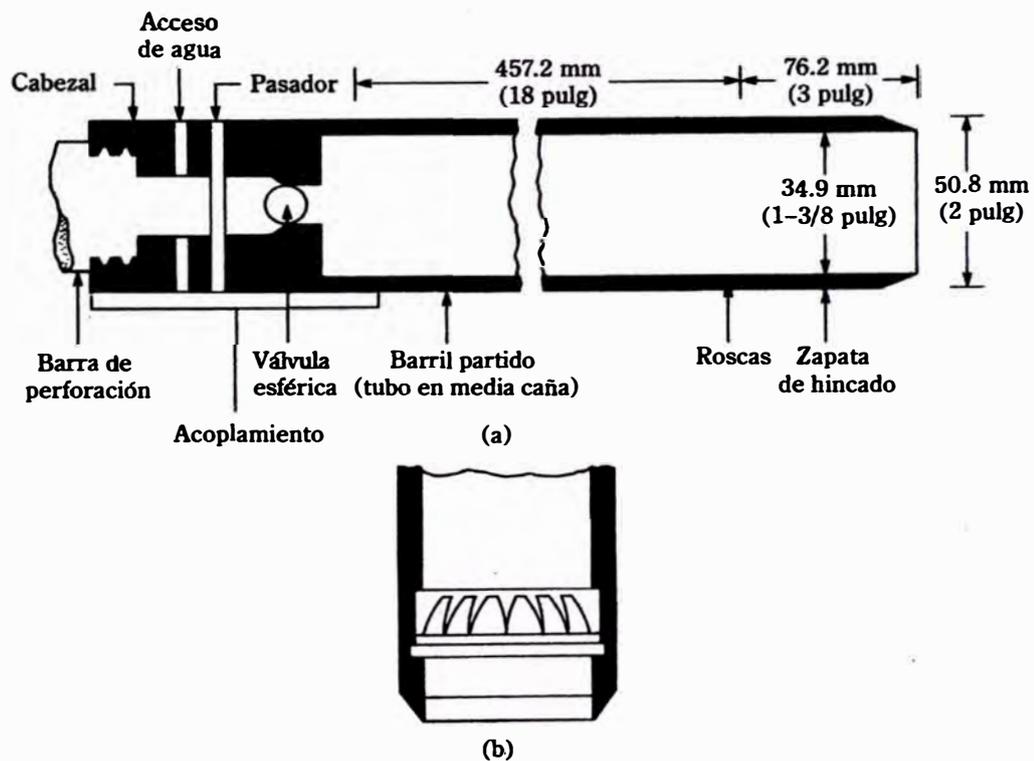


Figura 3.1 Penetrómetro estándar de media caña.



Tabla 3. Interpretación del Ensayo de Penetración (SPT)

Suelos Cohesivos

Consistencia	N (golpes / 30 cm)	q_u (kg/cm²)
Muy Blanda	< 2	< 0.25
Blanda	4	0.25 – 0.50
Medianamente Compacta	4 - 8	0.50 – 1.00
Compacta	8 - 15	1.00 – 2.00
Muy Compacta	15 - 30	2.00 – 4.00
Dura	> 30	> 4.00

Suelos No Cohesivos*

Densidad Relativa	N (golpes / 30 cm)
Muy suelta	< 4
Suelta	4 - 10
Medianamente Densa	10 - 30
Densa	30 - 50
Muy Densa	> 50

*Válido hasta 7.5 m de profundidad.

A.2) ENSAYO DE AUSCULTACIÓN CON EL CONO PECK

El ensayo de auscultación con cono dinámico consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleará para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar, en el que se reemplaza la cuchara estándar por un cono de 2.5 pulg. de diámetro y ángulo de 60 grados en la punta.

Para la introducción se usa la misma energía que en el caso del ensayo SPT, es decir, un martillo de 140 lbs. de peso y 30 pulg. de caída. Se registra el número de golpes requeridos por cada tramo de penetración. Las longitudes de los tramos de perforación se eligen en cada caso



dependiendo de la resistencia que opone el suelo a la penetración, la longitud mas usual es de 15 cm y 30 cm.

El cono de Peck ha sido calibrado mediante correlación estadística con el SPT, comparándose los resultados obtenidos por ambos procedimientos exploratorios en sondeos adyacentes uno al otro.

La calibración obtenida es la siguiente (Michelena-Repetto):

Para suelos granulares: $N = 0.5 C_n$

Para suelos cohesivos: $N = C_n$

N = número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT.

C_n = número de golpes por 30 cm de penetración con el cono de Peck.

Este ensayo, permite investigar con rapidez depósitos de suelos de estratigrafía relativamente uniforme, pero de ninguna manera reemplaza al SPT y a las muestras que éste proporciona.

A.3) ENSAYO DE PENETRACIÓN LIGERA DE CONO, SPL ó DPL

Se utiliza el Cono Ligero Alemán de acuerdo a la Norma DIN 4094 incorporado en la Norma Técnica E-050 de Suelos y Cimentaciones por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. Dado que el Cono Alemán transmite la misma cantidad de energía específica que el Ensayo de Penetración Estándar SPT. Norma ASTM 1586 según la Norma DIN no es necesario utilizar correlaciones para la interpretación de los resultados.



El equipo de cono ligero consiste de un cono de punta cónica de 90° y 2.2 cm. de diámetro. El martillo pesa 10 kg. y la altura de caída es de 50 cm. El valor N_{spl} correspondiente al número de golpes para conseguir 10 cm. de penetración. El ensayo es continuo y se registran valores cada 10 cm. de profundidad. Por la cantidad de datos de la resistencia a la penetración este ensayo es muy recomendado en cimentaciones.

La principal limitación del ensayo es la presencia de gravas en el subsuelo que altera los resultados o en el peor de los casos impide el ensayo.

A. 4) ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO HOLANDÉS (CPT)

La prueba de cono es un ensayo de penetración estática más difundido, en el que el instrumento se empuja en lugar de hincarse por golpeteo. El cono, que tiene un ángulo de ápice de 60° y un diámetro de base de 3.57 cm. (lo que equivale a un área de 10 cm², está unido a una varilla; ésta se protege con una camisa exterior (figura 3.2).

Aplicando a la varilla una fuerza medida, el cono se empuja unos 8 cm. en el suelo, a una velocidad de penetración uniforme de 2 cm/seg. La relación de la fuerza requerida al área del cono se llama resistencia a la penetración del cono, q_c . Actualmente, el hincado del cono comprende dos etapas: el hincado de la punta que arroja el valor q_c (resistencia cortante por punta) y el hincado del mango que arroja el valor de la resistencia cortante por fricción lateral, q_s . La relación entre la resistencia lateral y la resistencia por punta expresado en porcentaje se denomina relación de fricción, f_R .

Los equipos existentes tienen capacidades de 2.5, 5, 10 y 20 toneladas. La fuerza de Punta, dividida entre el área frontal del cono (10 cm^2) es la Resistencia de Punta q_c .

La resistencia del cono es ampliamente usada para estimar el asentamiento y la presión admisible de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos y no cohesivos. De la resistencia del cono se obtiene un coeficiente de compresibilidad o Módulo Vertical de Young (E_s).

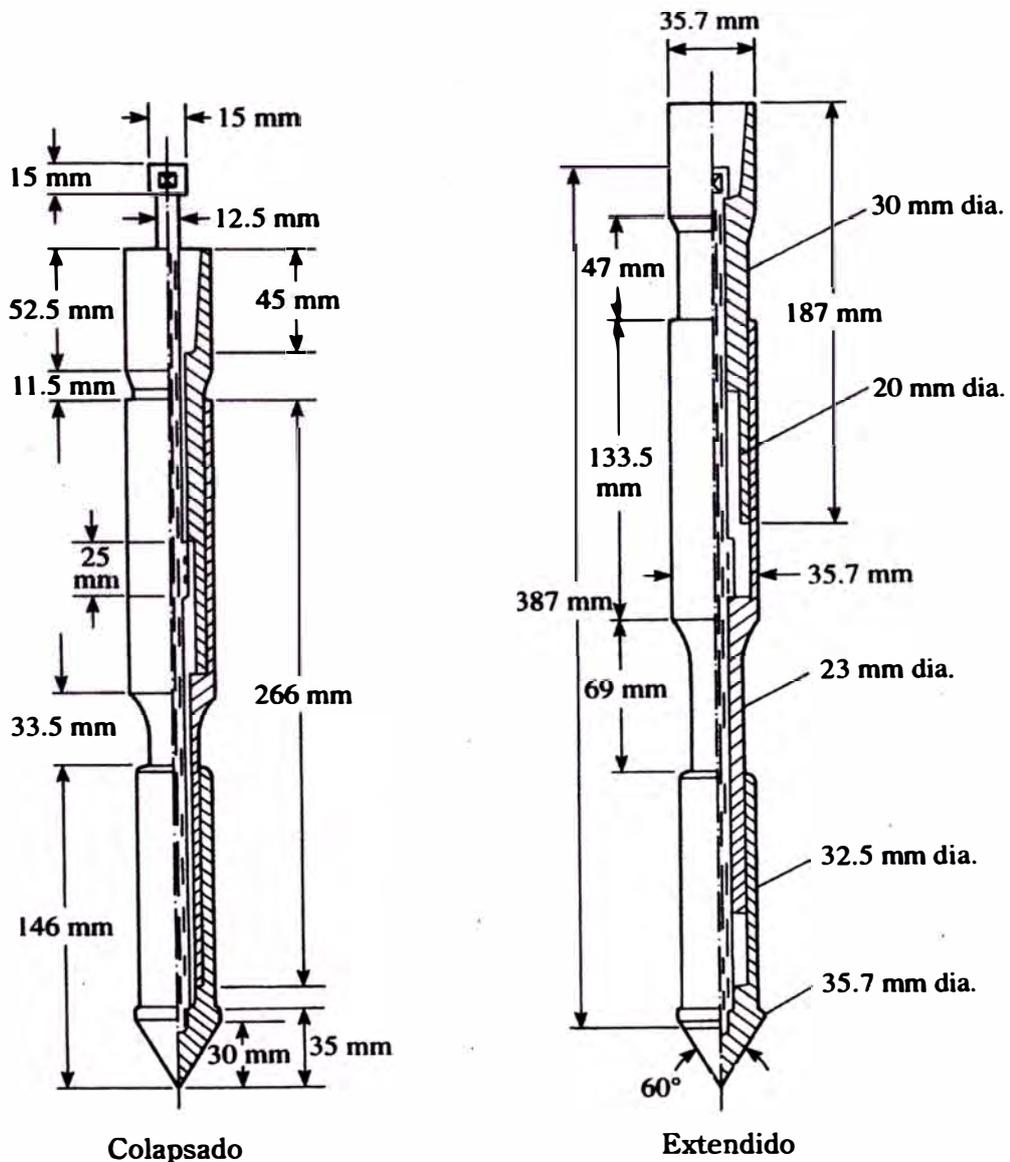


Figura 3.2 Penetrómetro de cono de fricción mecánico.



A. 5) ENSAYO DE LA VELETA

Con mucha frecuencia los limos y las arcillas blandas y de consistencia media en condición saturada, en especial las de origen aluvial o de aguas poco profundas, presentan grandes dificultades para el muestreo debido a su baja consistencia. La prueba de veleta de corte está diseñada solamente para medir la resistencia cortante "in situ" no drenado, cuando el suelo está saturado.

Una veleta de cuatro aspas montada en el extremo de una varilla (figura 3.3), se hinca en el suelo y se hace girar a una velocidad constante de entre 6 y 12 grados/min., hasta que se produce el corte del cilindro de suelo contenido en las aspas. Se registra la torsión máxima necesaria para permitir el corte rápido (medición de la resistencia en la condición "no drenada"). Se recomienda que para suelos blandos ($C_u < 0.50 \text{ kg/cm}^2$), el tamaño del aspa sea de 7.5 cm de ancho y 15 cm. de longitud. Para suelos un poco más resistentes ($0.50 < C_u < 1.0 \text{ kg/cm}^2$), el tamaño debe ser de 5 x 10 cm.

La varilla de la veleta y las extensiones se protegen con una camisa para evitar que se adhiera el suelo durante la aplicación de la torsión. Dependiendo de la naturaleza del suelo, las pruebas de veleta pueden efectuarse a profundidades hasta de 60 a 70 m.

El ensayo de resistencia al corte por medio de la veleta se realiza generalmente durante la ejecución de perforaciones de investigación, sin embargo, puede ser ejecutado también durante la ejecución de excavaciones a mano. Proporciona el corte de los suelos directamente en el lugar.

Este ensayo debe utilizarse con cautela en suelos altamente plásticos o sensitivos, ya que los resultados con la veleta exceden largamente a los obtenidos con otros ensayos.

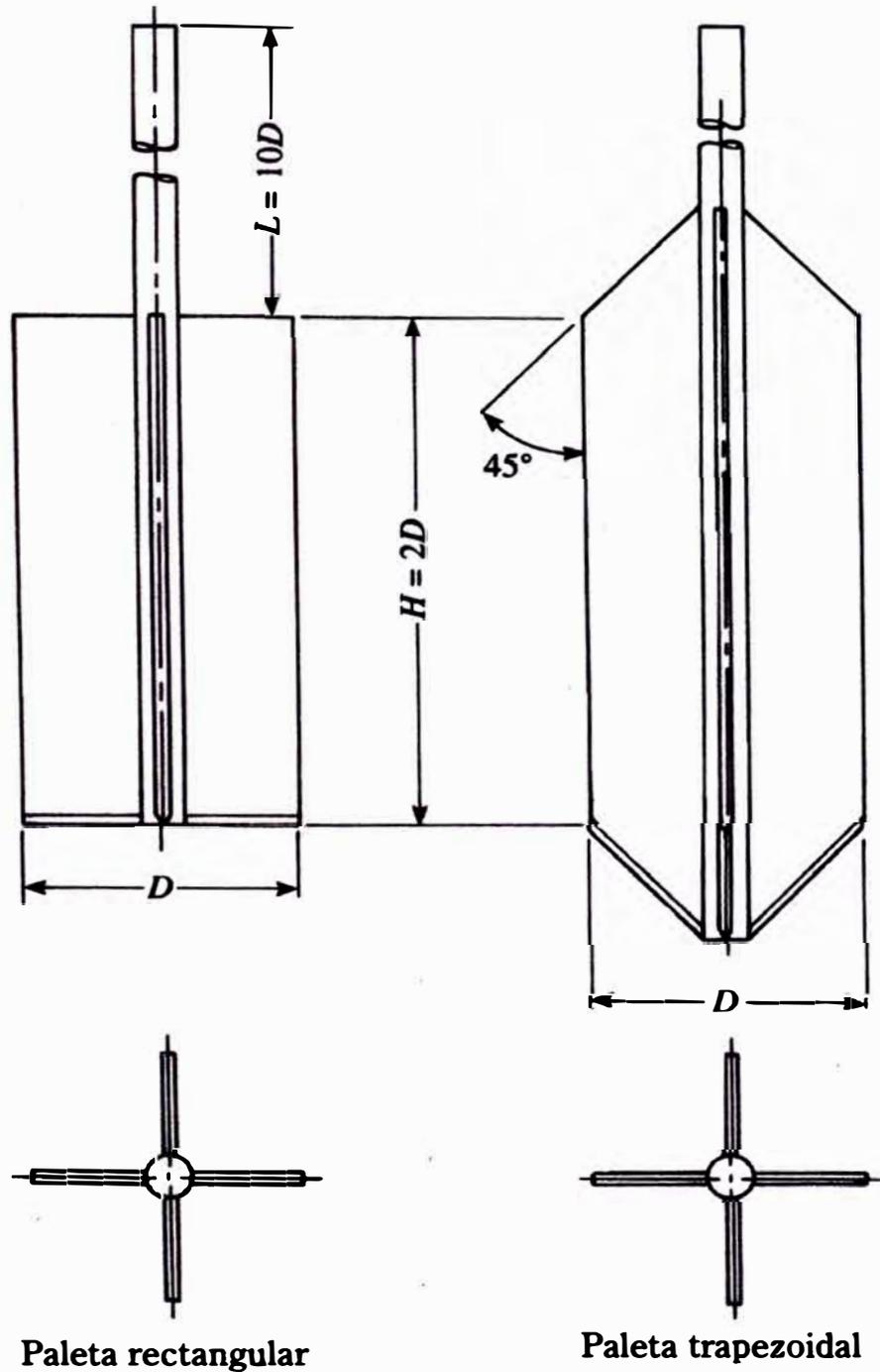


Figura 3.3 Geometría de la veleta de campo (según la ASTM, 1992)



A. 6) ENSAYO DE CARGA DIRECTA

Se realiza aplicando carga al terreno, a la cota en estudio (habitualmente el nivel de cimentación), por medio de una placa metálica de 0.30 m de diámetro o de lado mínimo; el esfuerzo se logra con una gata hidráulica reaccionando contra un contrapeso (Figura 3.5).

Para la prueba, la placa de aplicación de carga se asienta en el suelo lo más inalterado posible, sobre él y para lograr un contacto firme y horizontal con la placa, se vacía un mortero de arena-cemento o yeso de París. Sobre la placa se colocan habitualmente otras placas de diámetro decreciente para distribuir la carga desde la base de la gata. Entre la gata y la última placa se coloca una celda de carga hidráulica provista de un manómetro, el cual leerá el valor total de la carga aplicada. La gata reacciona contra unas vigas de acero que soportan un tinglado de acero sobre el cual se coloca el contrapeso, usualmente bolsas de cemento, rieles o un vehículo muy pesado. El apoyo de las vigas debe estar bastante separado del lugar de la carga para no influenciar en la zona activa de ésta. Para medir los desplazamientos de la placa inferior se utilizan tres extensómetros de una sensibilidad de 0.01 mm.

La carga se aplica en incrementos aproximadamente iguales a un punto de la carga de prueba y cada incremento no se inicia mientras la deformación producida por el anterior exceda de 0.004 mm/minuto durante un período de medición de una hora. La prueba de carga se detiene cuando ocurre la falla por corte del terreno o cuando la carga aplicada alcanzó un valor equivalente a dos o tres veces la carga de prueba.

Las pruebas de carga en arena normalmente se efectúan como un medio para determinar la presión admisible por asentamiento. Una consideración de fundamental importancia para decidir la ejecución de pruebas de carga, es conocer previamente la estratigrafía del subsuelo dentro de la profundidad activa de la cimentación real, ya que para interpretar correctamente una prueba de carga es indispensable que el suelo ensayado bajo la placa sea el mismo que el que estará bajo la cimentación real. De no cumplirse con este requisito, la utilización de pruebas de carga puede llevar a resultados totalmente erróneos.

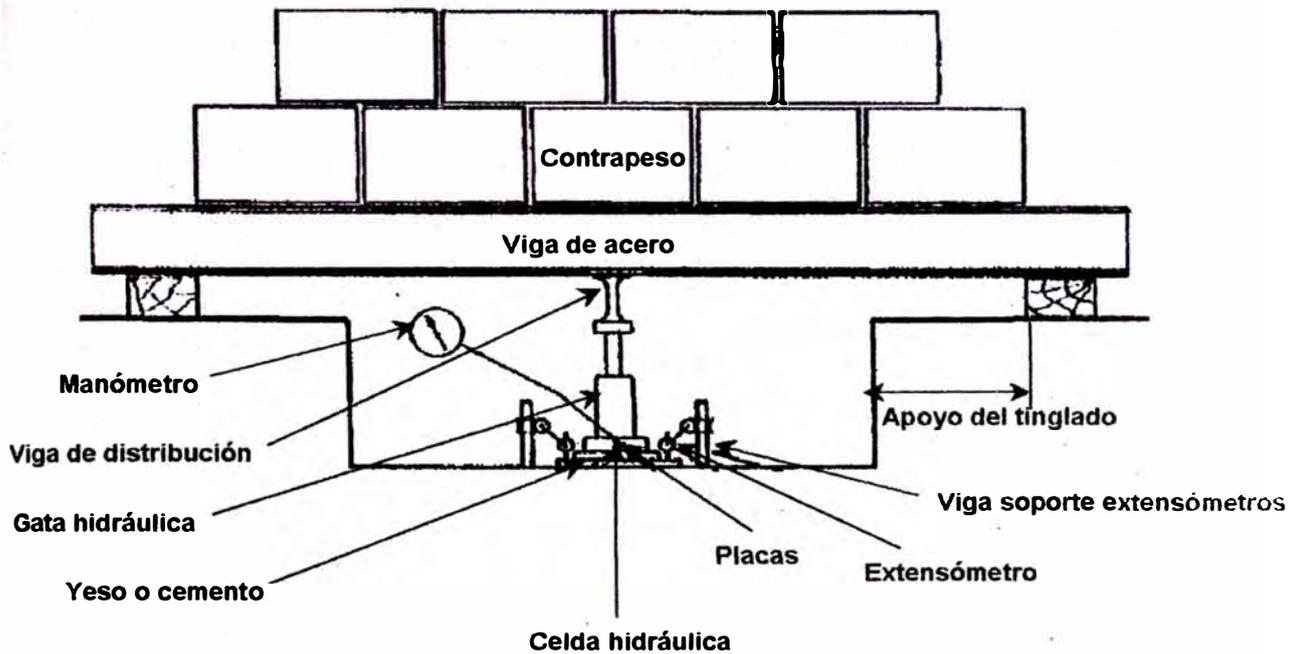


Figura 3.5 Prueba de Carga

EJEMPLO DE PERFORACIÓN MEDIANTE LAVADO

El método “wash boring” es muy utilizado en nuestro medio debido al bajo costo, utiliza un equipo portátil y tiene un buen rendimiento en subsuelos arenosos y finos. La presencia de gravas y boleos constituye una limitación del método, sobretodo cuando se trata de perforar lechos de ríos en proyectos de puentes.



En este sistema de perforación se conecta una pequeña bomba de agua que inyecta un chorro continuo de agua a las varillas de extensión que son huecas y acaba en taladro, puntero o cincel con orificios laterales por donde el agua sale a presión. Conforme se va percutando o rotando contra el fondo de la perforación el agua a presión va lavando y expulsando las partículas de suelo.





B) ENSAYOS DE LABORATORIO

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo de fundación. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

1. Por deformación elástica de las partículas.
2. Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.
3. Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

El primer caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles de esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde a fallas del tipo catastróficos y para evitarla se debe hacer un análisis de estabilidad, que requiere del conocimiento de la resistencia al corte de suelo. El análisis debe asegurar, que los esfuerzos de corte solicitantes son menores que la resistencia al corte, con un margen adecuado de modo que la obra siendo segura, sea económicamente factible de llevar a cabo.

Se debe entender la resistencia al corte de un suelo para poder analizar problemas de estabilidad de suelos tales como capacidad de soporte, estabilidad de taludes y empuje de tierras sobre estructuras de contención.

B. 1) ENSAYO DE CORTE DIRECTO

El equipo de corte directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad (Figura 3.6).



El ensayo de corte directo consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza (**F**) de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal (**N**) al plano del movimiento. Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos).

Si se realizan varios ensayos de corte directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama σ vs. τ . Para cada esfuerzo normal (σ) la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante (τ) para el valor particular de esfuerzo normal utilizado.

Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción ϕ de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con cualquier esfuerzo normal en el campo. De forma similar, para una arcilla dura, los puntos pueden asumirse que conforman una línea recta, sin embargo, se aprecia en este caso una intersección con el eje vertical, ésta intersección se denomina cohesión del suelo **C**, y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna.

Los parámetros **C** y ϕ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente dos constantes del suelo, **C** y ϕ .

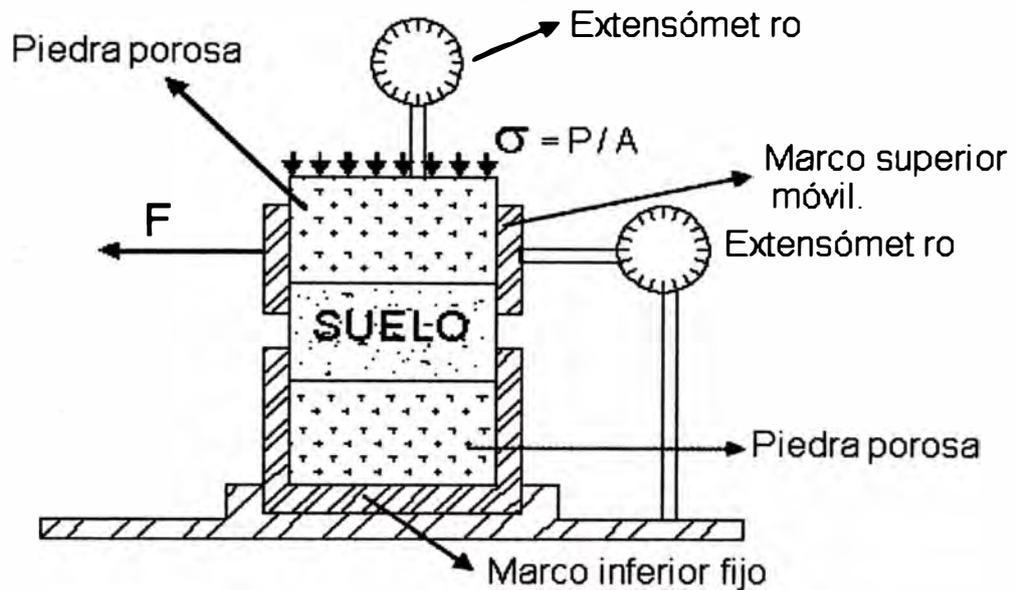
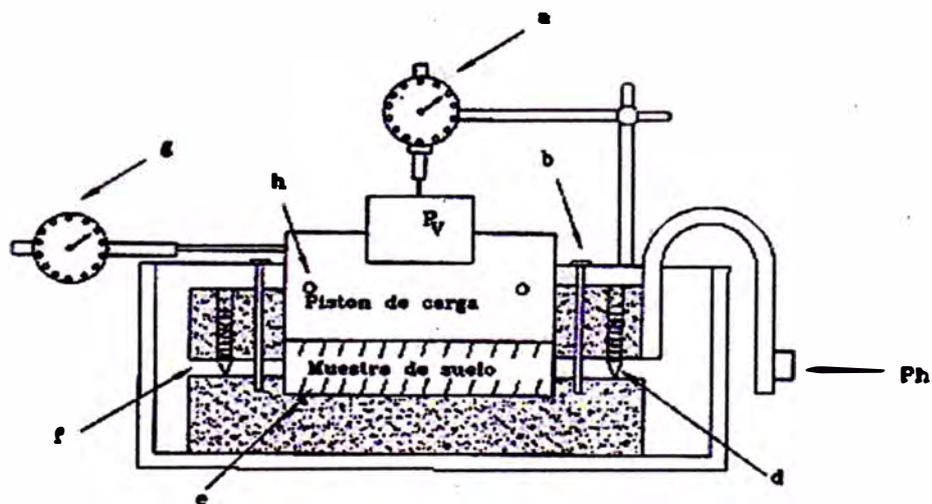


Figura 3.6 Detalles del ensayo y la caja de corte directo

En la figura se aprecian los siguientes componentes:

- (a) Deformímetro para medir desplazamientos verticales
- (b) barra de carga
- (c) pasadores de alineación
- (d) tornillos para separar las partes de la caja de corte
- (e) bordes estriados para retener la muestra





B. 2) ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Los ensayos de compresión triaxial de corte, se realizan en muestras cilíndricas y sólidas de suelo. La altura del espécimen es usualmente el doble del diámetro. El diámetro varía de 1.3" a 4" para las muestras más comunes (Figura 3.7).

En una celda triaxial típica, el espécimen del suelo se coloca entre el pedestal de base y la tapa superior de la celda y está encerrado lateralmente por una membrana delgada de jebe flexible e impermeable. Dicha membrana está sellada a la tapa superior y el pedestal de base mediante el uso de anillos de caucho.

La presión de celda actúa uniformemente alrededor del espécimen de suelo (esfuerzo hidrostático). La membrana de jebe es muy flexible para poder soportar esfuerzos de corte. Si se aplica un esfuerzo de compresión vertical por medio de pistón de carga, el esfuerzo en planos horizontales es el esfuerzo principal mínimo (σ_3) y el esfuerzo en planos verticales es el esfuerzo principal máximo (σ_1).

Los ensayos triaxiales se realizan en dos etapas:

- 1.- En la primera etapa se somete el espécimen a un estado inicial de esfuerzo. Dicho esfuerzo es generalmente aplicado con una presión hidrostática igual en todas sus direcciones. Una vez que el estado inicial de esfuerzos se aplica, el suelo puede o no puede ser permitido de consolidar por el tubo de drenaje que existe en la base del espécimen.
- 2.- En la segunda etapa se somete el espécimen a la etapa de corte incrementando la carga axial en el pistón, en esta etapa también el espécimen puede ser o no drenado. El drenaje y la consolidación del espécimen se controlan por la apertura o cerrado de válvula conectada

a la salida del tubo de drenaje en la base de la celda triaxial.

El propósito de controlar el drenaje en el ensayo triaxial es proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo.

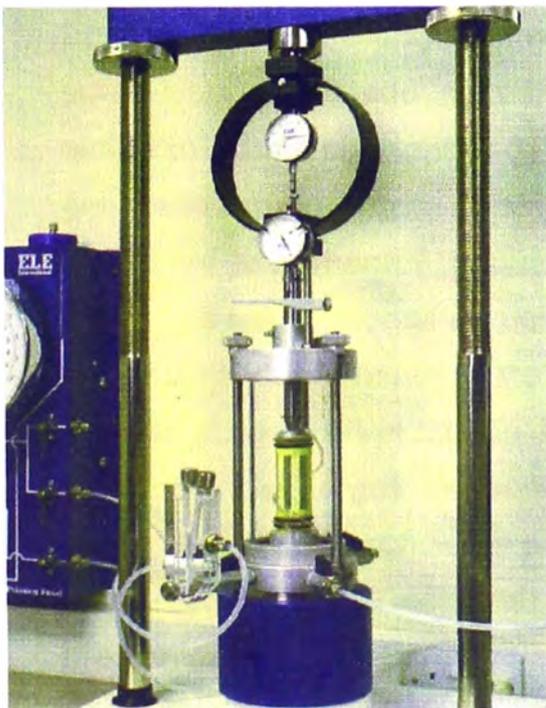
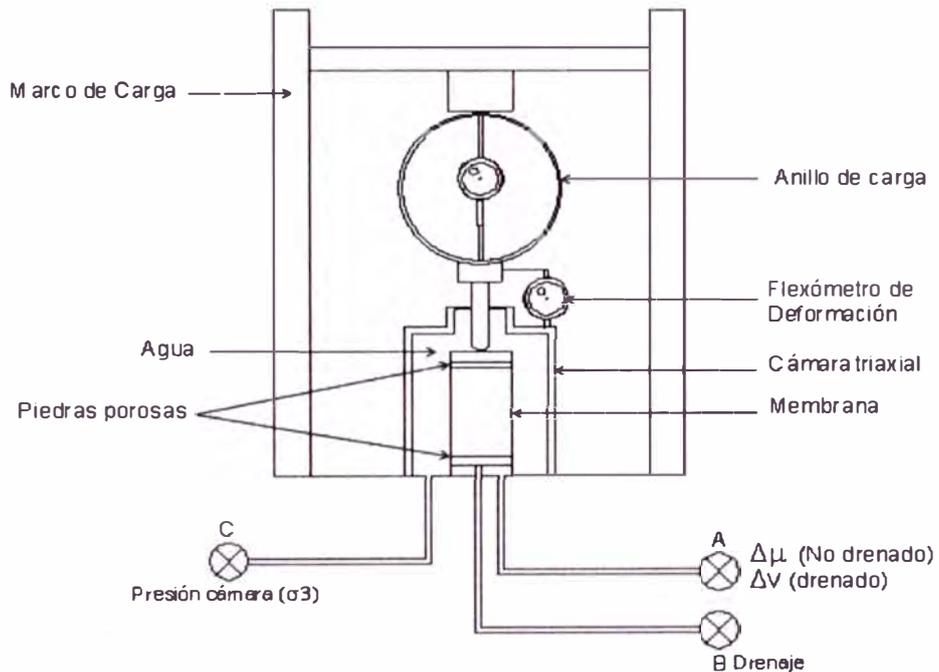


Fig. 3.7 Equipo para el Ensayo Triaxial



La prueba de compresión triaxial puede ejecutarse de las siguientes maneras:

1. Ensayo No Consolidado - No Drenado (UU) (Figura 3.8d).

En este tipo de ensayo no se permite consolidar al espécimen durante el estado de esfuerzo inicial (de aquí no consolidado), ni drenar durante el corte (de aquí no drenado). Este tipo de condición de ensayo se utiliza para medir la resistencia cortante del suelo cuando la carga en el campo será lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambio en el contenido de humedad que ocurran antes que el suelo falle.

Este ensayo se denomina:

- a) No Consolidado - No Drenado (UU).
- b) Rápido (Q).

2. Ensayo Consolidado - Drenado (CD) (Figura 3.8b).

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido.



Este ensayo se denomina:

- a) Consolidado - Drenado (CD).
- b) Drenado (D).
- c) Lento (S).

3. Ensayo Consolidado - No Drenado (CU o CU) (Figura 3.8c).

En este tipo de ensayo el espécimen se consolida completamente bajo el estado inicial de esfuerzo. Sin embargo, durante el corte (segunda etapa) se cierran las líneas de drenaje y el espécimen se carga a la falla en condiciones no drenadas. Este procedimiento de ensayo puede utilizarse para simular condiciones de campo donde el estado inicial de carga resulta en la consolidación del suelo sin el peligro de falla, y después se aplica una segunda etapa de carga suficientemente rápida que resulta en carga esencialmente no drenada. Este tipo de carga puede aplicarse a los suelos de un lugar donde un terraplén de tierra se construirá primero y se dejará allí por varios años hasta que los suelos de cimentación se consoliden y luego se construirá relativamente rápido una edificación en el terraplén de tierra. Un ensayo Consolidado - No Drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén.

Este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades a obtenerse de un ensayo Consolidado - Drenado, si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado.



Este ensayo se denomina:

- a) Consolidado - No Drenado (CU - CU)
- b) Consolidado - Rápido (CQ - QC).
- c) Intermedio (R).

El ensayo triaxial es adecuado para determinar la resistencia cortante de suelos utilizando los tres procedimientos descritos.

B. 3) ENSAYO DE COMPRESIÓN NO CONFINADA

El ensayo de compresión simple se realiza con muestras obtenidas con tubos de pared delgada y sin alterar hasta donde sea posible. La relación geométrica de longitud a diámetro es la siguiente:

$$2 < L/d < 3$$

Este tipo de ensayo implica que la muestra no se confina con una membrana de jebe ni con presión de confinamiento. La carga axial simplemente se incrementa hasta la falla, como en un ensayo de resistencia a la compresión del concreto (figura 3.9).

Normalmente el ensayo se corre lo suficientemente rápido (5 a 15 minutos), para prevenir que ocurra durante el ensayo ningún drenaje o consolidación. El esfuerzo principal menor (σ_3) es igual a cero (0) y el esfuerzo principal mayor (σ_1) es igual al esfuerzo axial en la falla.

El esfuerzo axial en la falla se denomina la resistencia de la compresión no confinada, q_u . La resistencia cortante (C_Q) es igual a un medio de la resistencia a la compresión no confinada:

$$C_Q = \frac{1}{2} q_u$$

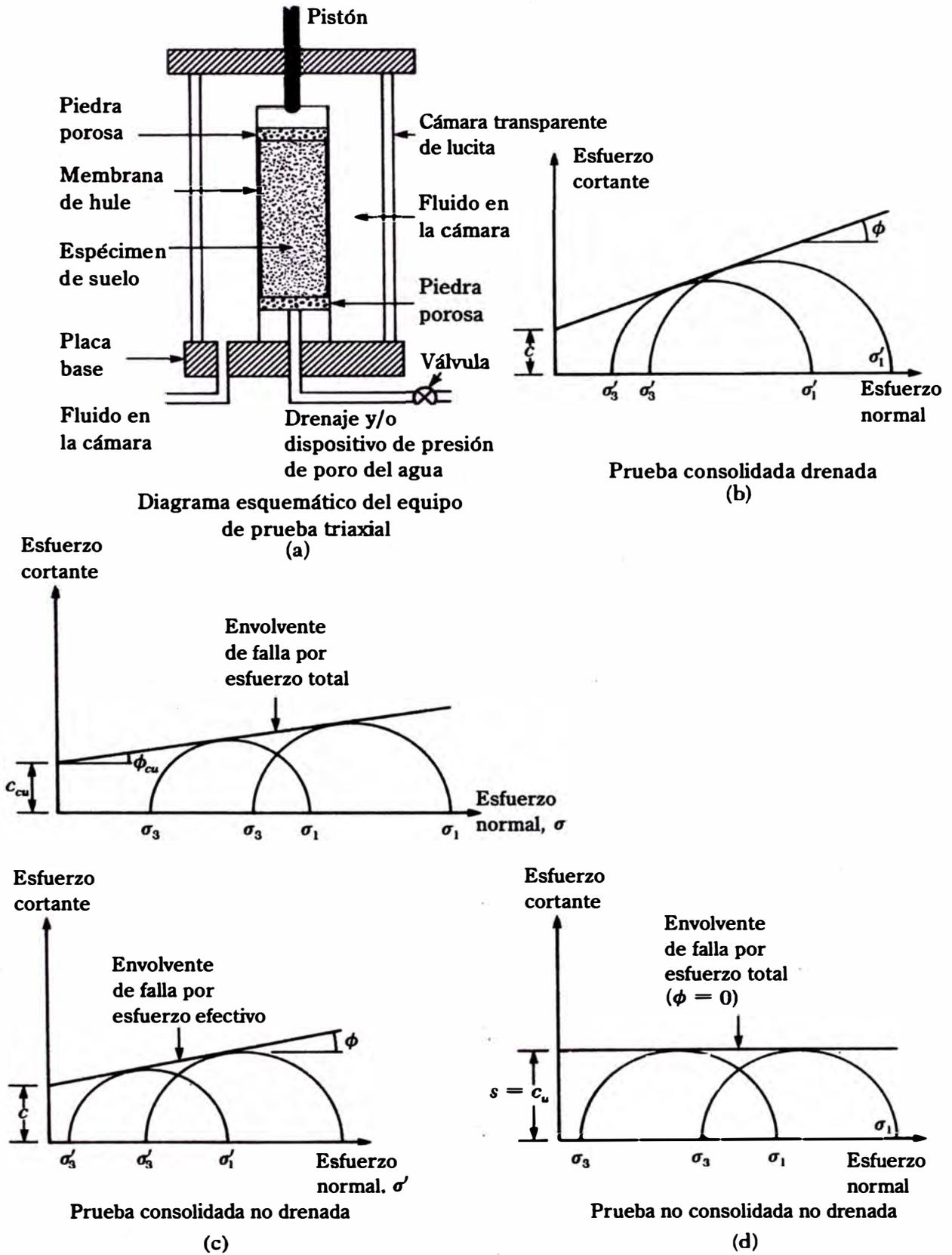
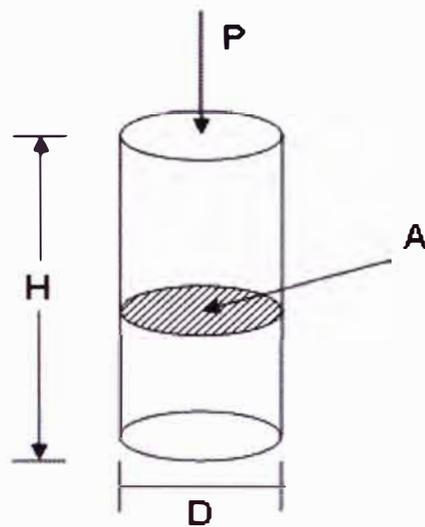


Figura 3.8 La prueba de compresión triaxial

En algunos casos el ensayo de compresión no confinada puede indicar que el suelo tiene una resistencia más que adecuada para propósitos de diseño, por lo que es innecesario ejecutar ensayos más precisos.



$$H/D \sim 2.0 \text{ a } 2.5$$

No existe confinamiento lateral de la muestra.

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \quad \sigma_3 = 0$$

Ensayo no drenado :

$$\Delta\sigma = \Delta\mu \text{ y } \sigma' = \sigma - \Delta\mu$$

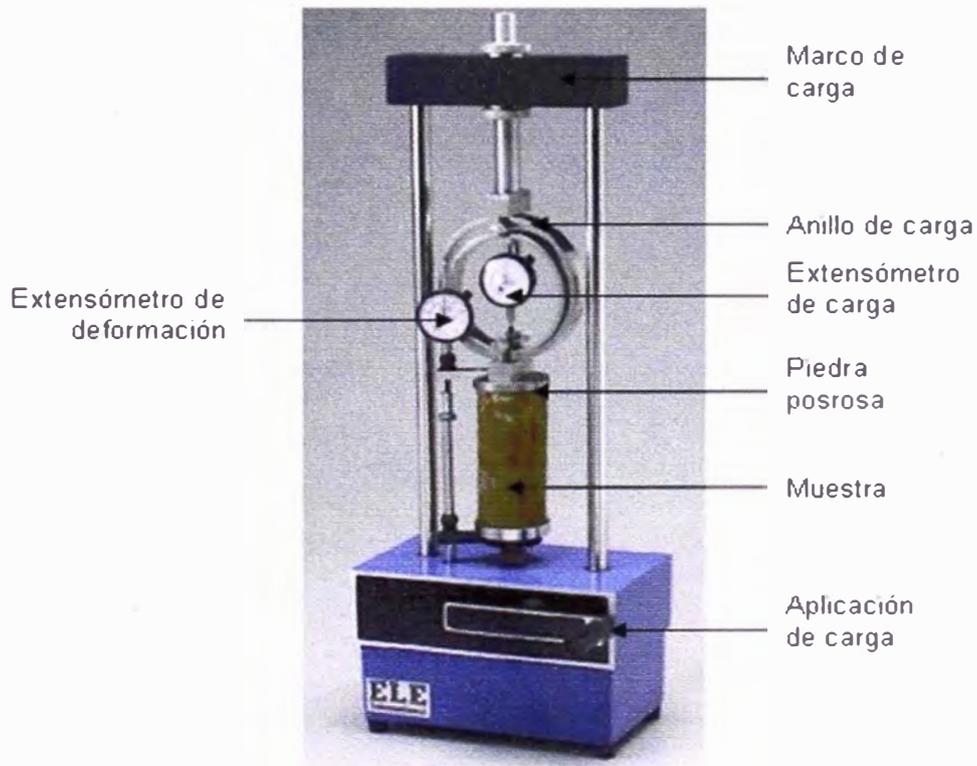
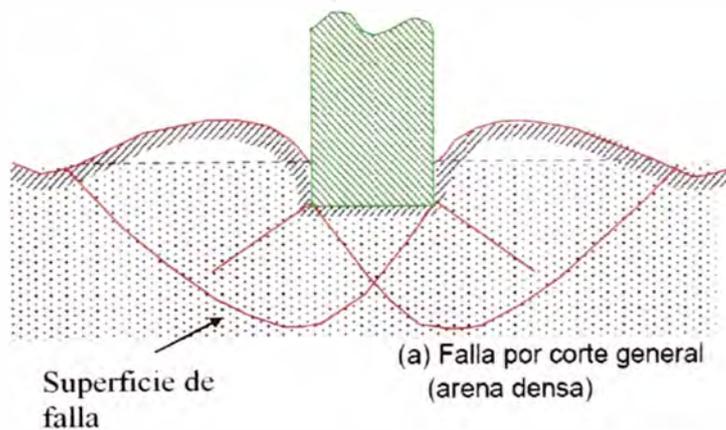


Figura 3.9 Ensayo de Compresión no Confinada

CAPITULO

CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO





4.1 GENERALIDADES

El análisis de la capacidad de carga 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 un punto de vista tanto estructural como utilitario, el cómputo de la capacidad de carga constituye el marco básico del diseño.

Es así que 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 su rotura o un asentamiento excesivo.

En este capítulo se presentarán algunas de las teorías más generales para resolver el problema de la determinación de la capacidad de carga de los suelos con fines del diseño de cimentaciones. Para un mejor entendimiento se darán algunas definiciones importantes.

Capacidad de carga última (q_u).- Se define como el esfuerzo que se aplica a un suelo, mediante una cimentación, para producir una falla en el subsuelo por resistencia al esfuerzo cortante.

Presión admisible (q_{adm}).- Se define como el valor de la mayor presión vertical posible, que se pueda transmitir al subsuelo, sin que ello genere mayores asentamientos que puedan ser admitidos por el tipo de estructura utilizado.

Presión admisible neta ($q_{net(adm)}$).- Es la presión permisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamiento y esta dada por la diferencia de la presión admisible y la sobre carga.

$$q_{net(adm)} = q_{adm} - \gamma D_f$$



Presión admisible por asentamiento.- Es la presión que al ser aplicada a una cimentación ocasiona un asentamiento igual o menor al asentamiento admisible.

Asentamiento admisible o tolerable.- Es el máximo asentamiento que puede tolerar una estructura sin que afecte su integridad o funcionamiento.

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

Cimentación continua.- Es aquella en la que la relación ancho (B) entre longitud de la cimentación tiende a cero.

4.2 FORMAS DE FALLA BAJO LAS CIMENTACIONES

Para la interpretación de las teorías de capacidad de carga por corte se ha tenido que detallar el comportamiento de cimentaciones reales identificando tres formas diferentes de falla del suelo en las cimentaciones superficiales bajo carga estática:

- Falla por corte general
- Falla por corte local
- Falla por punzonamiento

a) FALLA POR CORTE GENERAL

Considere una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 4.2a, con un ancho igual a B. Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará.



La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la figura 4.2a. junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla general por corte.

b) FALLA POR CORTE LOCAL

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (figura 4.2b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la figura 4.2b.

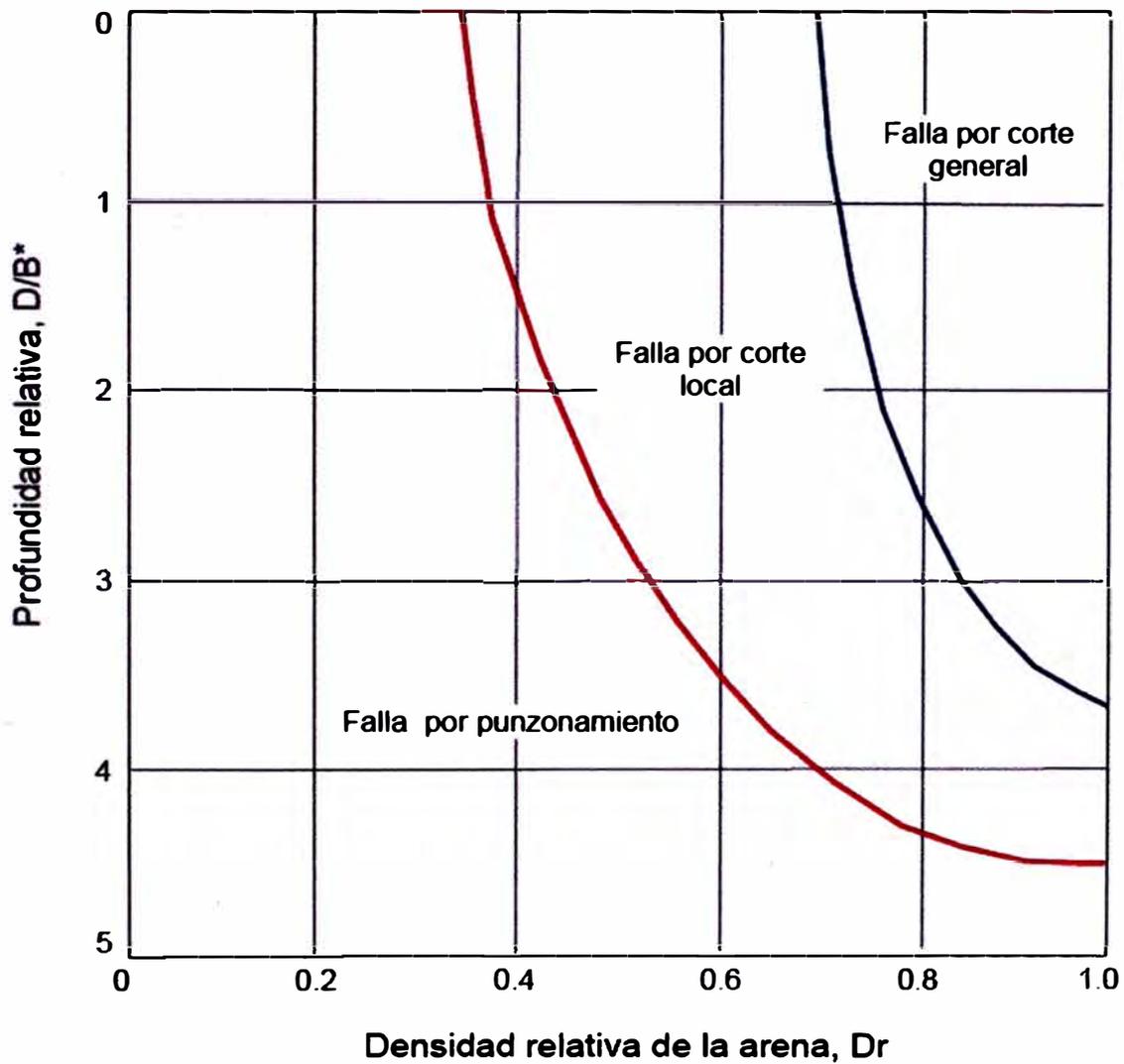
Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinua la figura 4.2b). La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_{u(1)}$, se denomina carga primera de falla (Vesic, 1963). Note que un valor máximo de "q" no se presenta en este tipo de falla, llamada falla local por corte del suelo.



c) FALLA POR PUNZONAMIENTO

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como lo muestra la figura 4.2c. En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina falla de corte por punzonamiento.

Basado en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas, como lo muestra la figura 4.1 y anotaciones siguientes.



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares

$B^* = 2BL / (B+L)$ para zapatas rectangulares

B = ancho de la Cimentación

L = longitud de la cimentación

D = profundidad de desplante de la cimentación

Ref. (Vesic, 1963)

figura 4.1 Formas típicas de falla en arenas

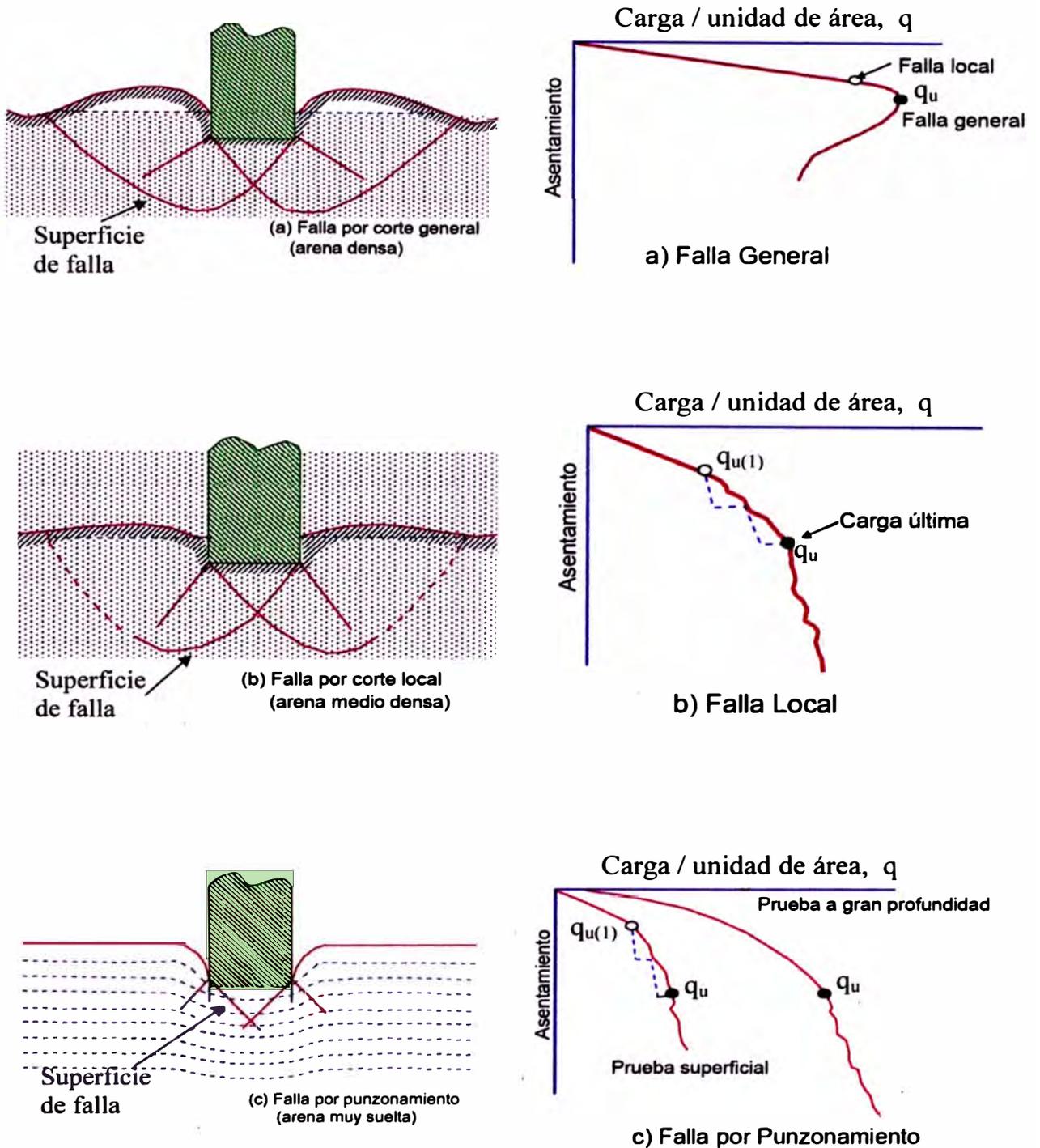


figura 4.2 Formas De Falla Por Capacidad De Carga – *VESIC 1973*

4.3 TEORIA DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de 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 4.3. (Note que éste es el caso para la falla general por corte como define la figura 4.2a). 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 4.3):

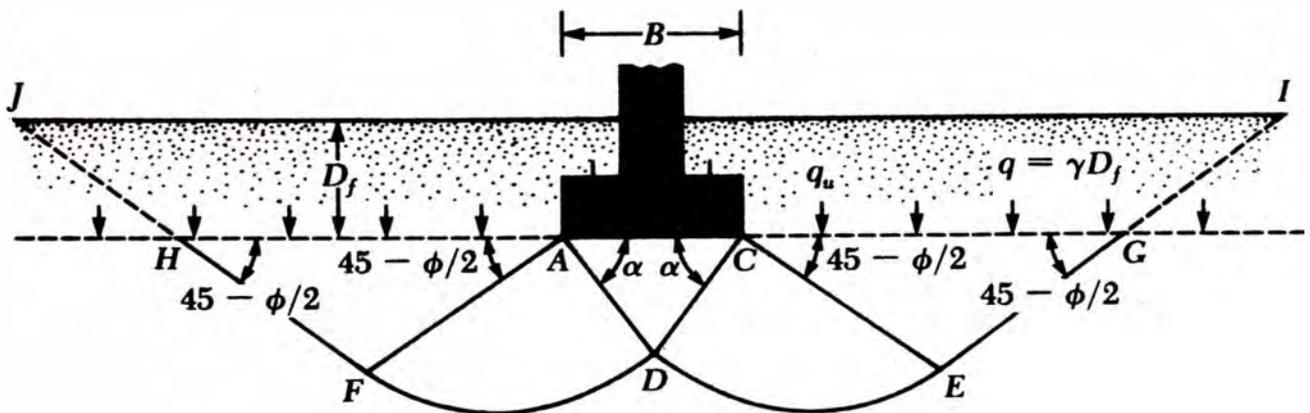


figura 4.3 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida

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

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = C N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Cimentación corrida

Donde:

q_u = Capacidad de carga última por unidad de área

q = Sobre carga igual a γD_f

C = cohesión del suelo ubicado bajo el cimiento

D_f = Nivel de cimentación

γ = peso específico del suelo sobre el nivel D_f

B = Ancho de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = Coeficientes adimensionales que dependen del valor ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan "factor de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente. También:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1)$$

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones anteriores se dan en la tabla N° 4.



Tabla N° 4 Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	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				



Para cimientos cuadrados o circulares Terzaghi propuso en base a su experiencia las siguientes fórmulas:

$$q_u = 1.3 C N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Cimentación cuadrada

$$q_u = 1.3 C N_c + q N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Cimentación circular

R = Radio de la Cimentación.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo proponiendo las siguientes modificaciones:

$$q_u = (2/3) C N'_c + q N'_q + (1/2) \gamma B N'_\gamma$$

Cimentación corrida

$$q_u = 0.867 C N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

Cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867 C N'_c + q N'_q + 0.6 \gamma R N'_\gamma$$

Cimentación circular

Donde:

N'_c , N'_q , N'_γ = Son factores modificados de capacidad de carga que también pueden ser calculados reemplazando:

$$\phi \text{ por: } \phi' = \text{tg}^{-1} (2/3 \text{tg } \phi)$$

Las variaciones de los factores N'_c , N'_q , N'_γ de capacidad de carga y con el ángulo ϕ del suelo, se dan en la tabla N° 5.



Tabla N° 5 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi.

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				



Existen otras teorías de capacidad de carga dadas por diferentes autores en las que usualmente se conserva la expresión dada por Terzaghi, variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ , empleando las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 (45 + \phi / 2) \quad (\text{Reissner 1924})$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{Cot} \phi \quad (\text{Prandtl 1921})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Vesic 1973})$$

Para falla local el valor de N'_q en cimentaciones poco profundas y para suelos granulares está dado por:

$$N'_q = e^{3.8 \phi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 (45 + \phi / 2)$$

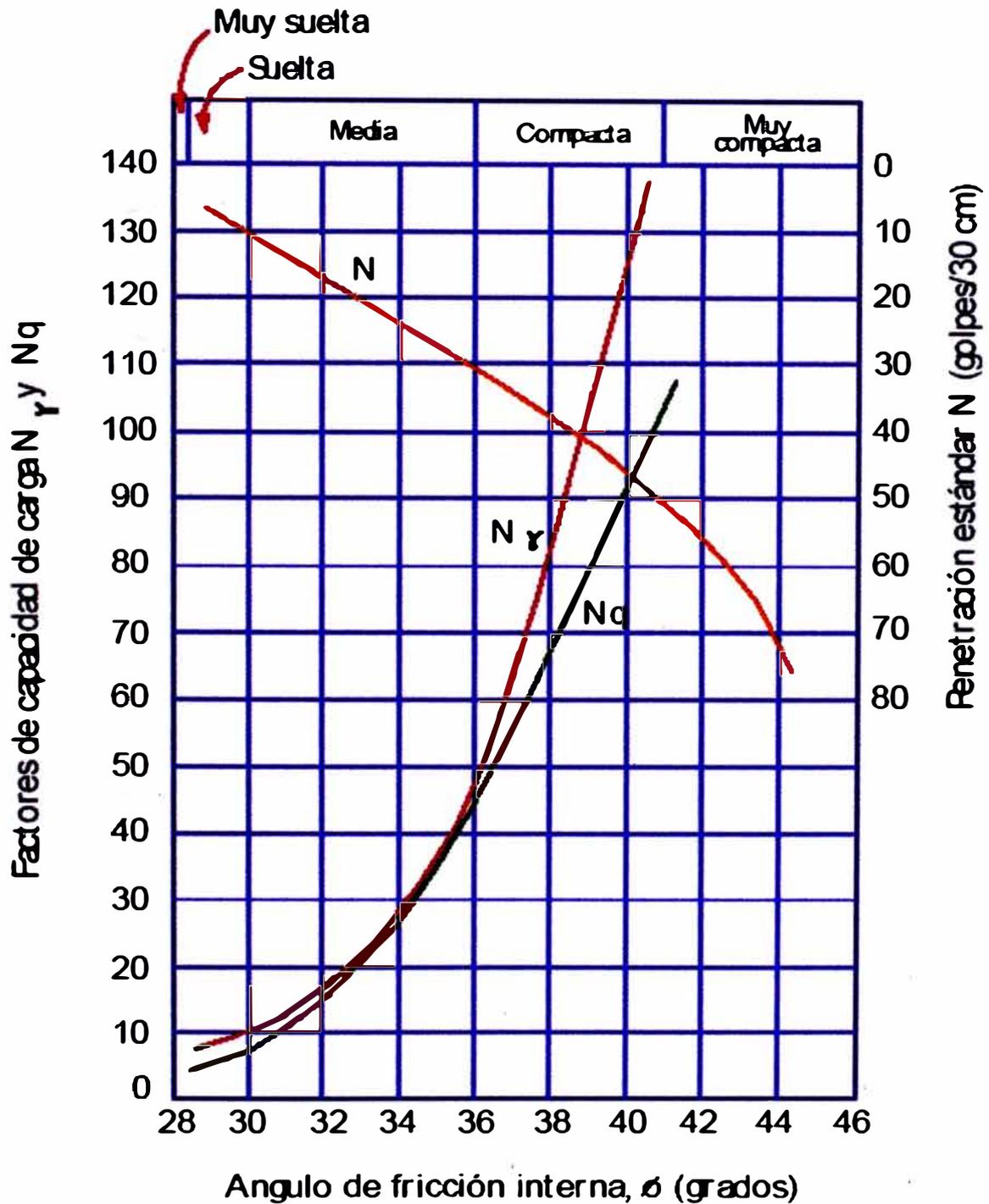


Figura 4.4 Curvas que muestran las relaciones entre los factores de capacidad de carga y ϕ determinadas según la teoría, y relación empírica aproximada entre los factores de capacidad de carga o ϕ con los valores de resistencia a la penetración estándar N.

Ref. (Peck, Hansen y Thornburn, 1953)



4.4 CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SOBRE SUELOS FORMADOS POR GRAVAS O GRAVAS Y ARENAS

En todo problema de cimentación existe un doble aspecto a considerar; por una parte, la Capacidad de Carga para evitar la falla, por otra parte, existe un aspecto de Asentamientos según el cual la cimentación no debe sufrir hundimientos que pongan en peligro la función de la estructura o que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural. El diseño de una cimentación consistirá siempre en considerar estos dos aspectos.

En primer lugar se analizará el aspecto de Capacidad de Carga. Si un cimiento de ancho B está desplantado a una profundidad D_f dentro de un manto muy potente de grava o arena, la capacidad de carga de ese cimiento podrá estimarse haciendo uso de las fórmulas que proporciona la teoría de Terzaghi según lo indicado en el punto 4.3 del presente capítulo, resultando:

$$q_u = q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Puede verse que, en esencia la Capacidad de Carga última de un cimiento poco profundo en arena o grava depende de los siguientes conceptos:

1. La Compacidad Relativa de la arena que se refleja en el valor de ϕ , y por ello, en los valores de los factores de capacidad de carga N_q y N_γ . La compacidad influye muy poderosamente en la capacidad de carga, pues los factores de capacidad de carga



aumentan muy abruptamente cuando la compacidad llega a valores altos.

Los métodos prácticos para determinar la Compacidad Relativa de un manto de arena son la prueba estándar de penetración o, mediante la correlación entre las densidades máximas, mínimas y naturales que se determina mediante la fórmula siguiente:

$$DR = \frac{\delta_{\max} (\delta_{nat} - \delta_{\min})}{\delta_{nat} (\delta_{\max} - \delta_{\min})} * 100$$

Es importante precisar que existe una gráfica que expresa la importante correlación entre N, número de golpes de la prueba, la compacidad relativa y el valor de ϕ , ángulo de fricción interna.

Cuando se trate de arenas muy finas situadas bajo el nivel freático, el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto.

2. La posición del nivel de aguas freáticas, si la arena está sumergida bajo el nivel freático, el valor de δ se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la capacidad de carga última obtenida.
3. El ancho de la cimentación, según se deduce de la fórmula para q_u , influye linealmente en la parte de la capacidad de carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante; por el contrario, dicho ancho no influye en la parte de capacidad de carga que refleja el efecto de la sobrecarga existente sobre el nivel de desplante.



4. La profundidad de desplante D_f , también influye en la capacidad de carga según se desprende de la fórmula para q_u .

Por muy bueno que sea el terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca resistencia a fuerzas laterales.

Otra regla práctica es la de apoyar los cimientos, siempre abajo de la capa de tierra vegetal, pues de otra manera pudieran presentarse posteriores problemas de muy difícil solución con plantas en crecimiento. También es preciso considerar siempre la existencia de cavernas u oquedades en el subsuelo o la presencia de estructuras subterráneas debido al hombre como ductos, colectores, cables, etc.; éstos problemas pueden resolverse con la adecuada exploración.

La determinación de la capacidad de carga admisible para un asentamiento máximo de 2.54 cm. de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de una correlación propuesta por Terzaghi y Peck, entre la capacidad permisible de carga y el valor N corregido, que está representada por medio de una gráfica (Figura 4.5).

El ancho del cimiento y el valor de N , se usan como datos de entrada y la Capacidad permisible de carga (q) se lee junto al eje vertical izquierdo. Se puede tomar en cuenta el efecto del nivel freático aplicando lo siguiente :

Correlación por nivel freático
$$C_w = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{D_w}{D + B} \right)$$

Donde:

D_w : Profundidad del nivel freático bajo la superficie

D : Profundidad de desplante bajo la superficie



B : Anchura del cimiento

Entonces : $q_a = C_w * q$

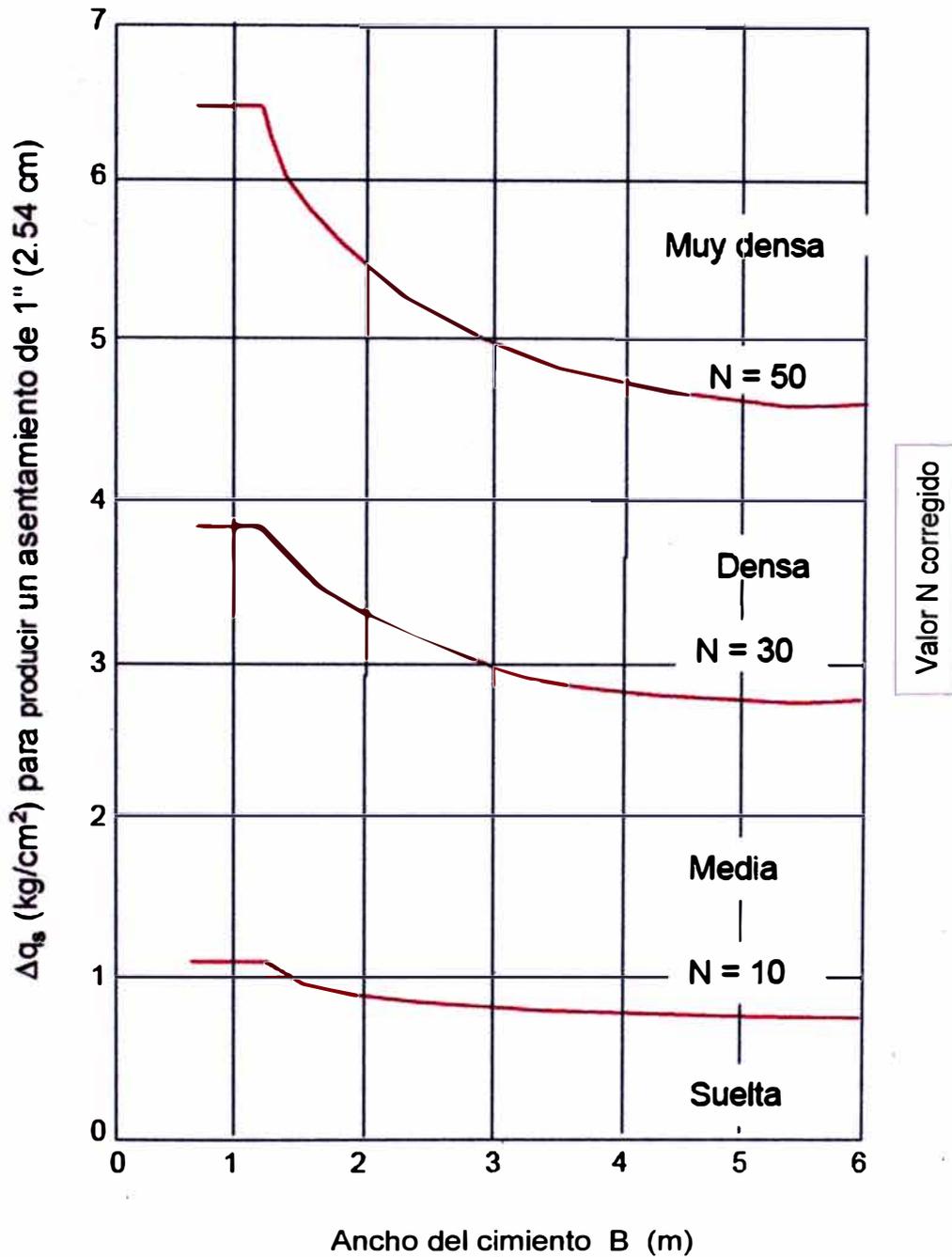


Figura 4.5 Relación entre el valor N y la presión permisible de carga (El nivel freático esta a una profundidad mayor de 2B).

Ref. (Terzaghi y Peck, 1948)



4.5 ASENTAMIENTOS SOBRE LOS SUELOS

El asentamiento tiene importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores e interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que su inclinación pueda ser observada a simple vista. El asentamiento puede producir el fallo estructural de una edificación y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se indican en la Figura 4.6. La Figura 4.6a muestra un asentamiento uniforme. Una edificación sobre una placa de cimentación muy rígida sufre un asentamiento uniforme. La Figura 4.6b representa un giro o vuelco uniforme en el que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La Figura 4.6c muestra un caso muy habitual de asentamiento no uniforme o diferencial.

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales:

- (a) **Asentamiento elástico o inmediato (S_i).** Este asentamiento de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura.
- (b) **Asentamiento por consolidación (S_c).** Este asentamiento ocurre a lo largo del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de los suelos arcillosos saturados sumergidos en agua.



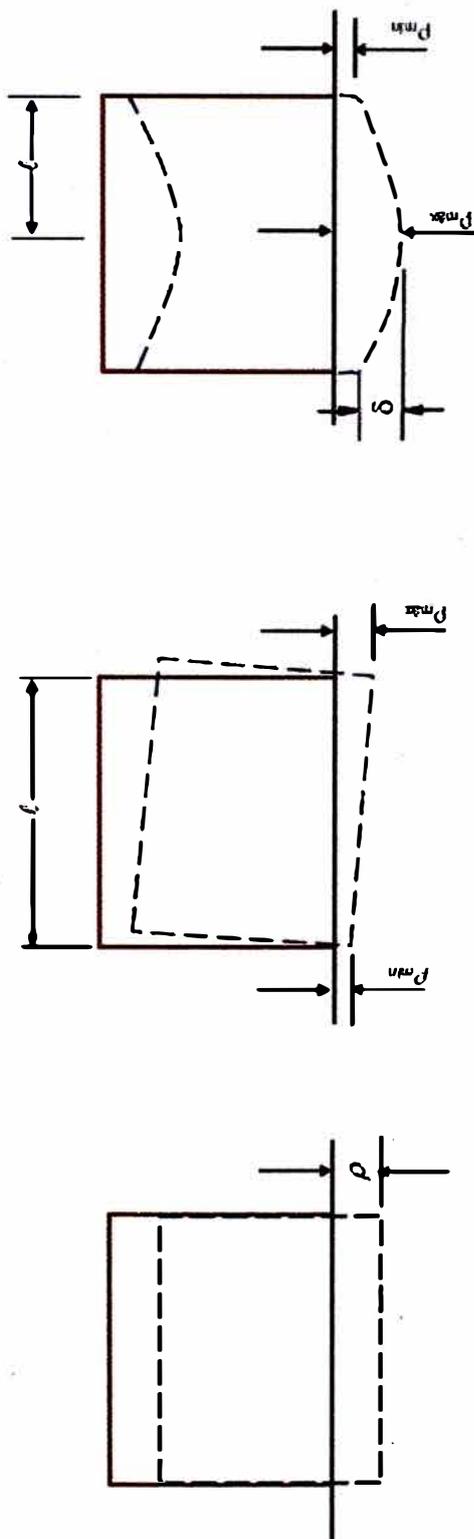
El asentamiento total de una cimentación es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

$$S_t = S_i + S_c$$

La Norma E-050, señala que el asentamiento diferencial no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la siguiente tabla:

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL PERMISIBLE	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCION
1/150	Límite en que se debe tener daños estructurales en edificios convencionales
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se deben esperar dificultades con puentes grúas. Límite en que se deben esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas. Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Límite donde se espera dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.
NOTA: En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial, se puede estimar como el 75% del asentamiento total.	

ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES



$$\Delta \rho = \rho_{m\acute{a}x} - \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\Delta \rho = \rho_{m\acute{a}x} - \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\Delta \rho}{\ell} = \frac{\delta}{\ell}$$

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\Delta \rho}{\ell} = \frac{\delta}{\ell}$$

(a)

(b)

(c)

Fig 4.6 Tipos de Asentamiento: a) Asentamiento Uniforme b) Volteo c) Asentamiento No Uniforme



METODOS DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE ASENTAMIENTO	METODO	PARÁMETRO BASE	APLICACIÓN
Inmediato	Elástico	Propiedades elásticas del suelo	Arena, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y rocas
Inmediato	Meyerhoff	N (SPT)	Arenas, gravas y similares
Inmediato	Prueba de carga	Prueba de carga	Arena, gravas, suelos no saturados, arcillas duras y roca
Consolidación Primaria	Teoría de la Consolidación	Ensayo consolidación	Arcillas blandas a medias saturadas
Consolidación Primaria y Secundaria	IDEM	IDEM	Arcillas blandas a muy blandas, turbas y suelos orgánicos y similares

$$S_T = S_i + S_{cp} + S_{cs}$$

Donde:

S_T = Asentamiento total

S_i = Asentamiento inicial (inmediato)

S_{cp} = Asentamiento por consolidación primaria

S_{cs} = Asentamiento por consolidación Secundaria

En arenas, gravas, arcillas duras y suelos no saturados en general se tiene $S_T \cong S_i$ que:

En arcillas saturadas: $S_T \cong S_{cp}$

En suelos de gran deformabilidad como turbas y otros se tiene que:

$$S_T \cong S_{cp} + S_{cs}$$



METODO ELÁSTICO PARA EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTO INMEDIATO

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizada en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

De la teoría elástica, el asentamiento esta en función de la carga, geometría y constantes elásticas. Así, el asentamiento puede ser evaluado si las constantes elásticas se miden. Pero las propiedades esfuerzo-deformación de suelos dependen de varios factores, y por consiguiente las propiedades elásticas no pueden ser determinadas en un ensayo arbitrario. En otras palabras, el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es bastante diferente de los que se asume para obtener las soluciones de la teoría elástica.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas, y que las «constantes elásticas» pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados. En suelos granulares y muy permeables los asentamientos son básicamente instantáneos:

$$S_t = S_i$$

En suelos granulares, los asentamientos instantáneos vienen a ser los asentamientos totales que sufrirá la cimentación. Los asentamientos dependerán de los valores del Módulo de Elasticidad obtenido a partir de ensayos triaxiales drenados o tipo CD (consolidado drenado). Los valores de los módulos también pueden ser asumidos de manera conservadora.

Según la teoría elástica podemos utilizar la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{q B}{E} (1 - \mu^2) I_s$$

Donde:

S_i = Asentamiento instantáneo (cm)

q = Presión aplicada (ton / m^2)

B = Menor dimensión de la cimentación (m)

E = Módulo de elasticidad (ton / m^2)

μ = Relación de Poisson del suelo

I_s = Factor de influencia debido a la geometría (cm / m)

Esta ecuación es aplicable sólo para suelos donde los parámetros elásticos (μ , E) pueden asumirse constantes.

En la mayor parte de los problemas prácticos las capas son de espesor finito, entonces el uso de la ecuación conduce a una sobreestimación. Se recomienda aplicar la ecuación solamente a las capas cuyo espesor sea superior al doble del ancho de la cimentación.

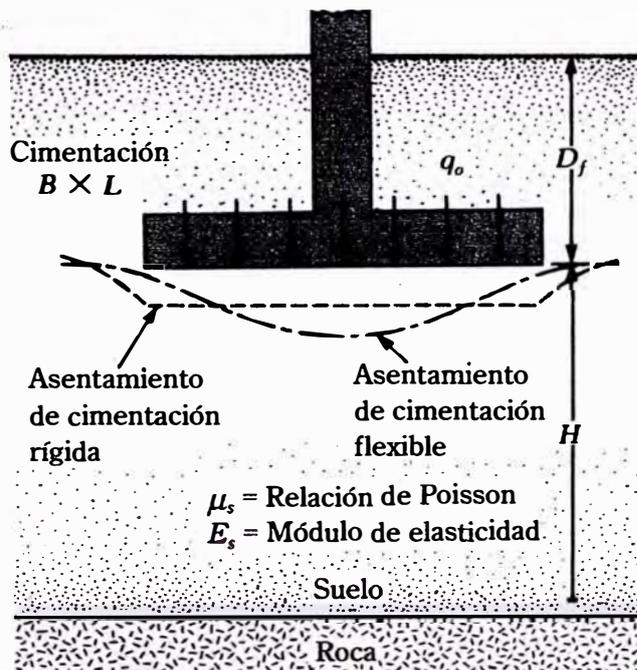


Figura 4.7
Asentamiento
elástico de
cimentaciones
flexibles y rígidas



Tabla N° 5 Factores de Influencia (I_f) para desplazamiento vertical debido a una compresión elástica de una capa de espesor Semi-Infinito

Forma de la Zapata	Valores de I_f (cm/m)				
	Cimentación Flexible				Cimentación Rígida
Ubicación		Centro	Esquina	Medio	
Rectangular	L/B				
	1.0	112.2	56.1	94.6	82
	1.5	135.8	67.9	114.8	106
	2.0	153.2	76.6	130	120
	3.5	178.3	89.2	152.7	142
	4.5	196.4	98.2	169.4	158
	5.5	210.5	105.2	182.6	170
	10.0	254.0	127.0	224.6	210
100.0	401.0	200.5	369.3	347	
Circular		100	64	85	88

Tabla N° 6 Modulo de elasticidad según el tipo de suelo

TIPO DE SUELO	E (ton/m ²)
Arcilla muy blanda	30 – 300
Arcilla blanda	200 – 400
Arcilla media	450 – 900
Arcilla dura	700 – 2000
Arcilla arenosa	3000 – 4250
Suelos glaciares	1000 – 16000
Loess	1500 – 6000
Arena limosa	500 – 2000
Arena suelta	1000 – 2500
Arena densa	5000 – 10000
Grava arenosa: Densa	8000 – 20000
Grava arenosa: Suelta	5000 – 14000
Arcilla esquistosa	14000 – 140000
Limos	200 – 2000



Formulas para estimar el modulo de elasticidad E (ton/m^2) :

Arenas: $E = 50 (N + 15) \text{ ton/m}^2$

Arena arcill.: $E = 30 (N + 5) \text{ ton/m}^2$

Arcillas sensibles normalmente consolidadas: $E = (125 \text{ a } 250) q_u$

Arcillas poco sensibles : $E = 500 q_u$

Donde: $N = \text{SPT}$

$q_u = \text{Compresión simple (ton/m}^2\text{)}$

Tabla N° 7 Relación de Poisson según el tipo de suelo

TIPO DE SUELO	μ (-)
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
Arcilla no saturada	0.1 – 0.3
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.3 – 0.35
Arena densa	0.2 – 0.4
Arena de grano grueso	0.15
Arena de grano fino	0.25
Roca	0.1 – 0.4
Loess	0.1 – 0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

Ref. (Dr. Alva Hurtado, 1998)

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

El asentamiento por consolidación comprende dos fases: primaria y secundaria. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después que terminó la consolidación primaria y es causado por deslizamiento y reorientación de las partículas del suelo bajo carga sostenida.

El asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación (figura 4.8).

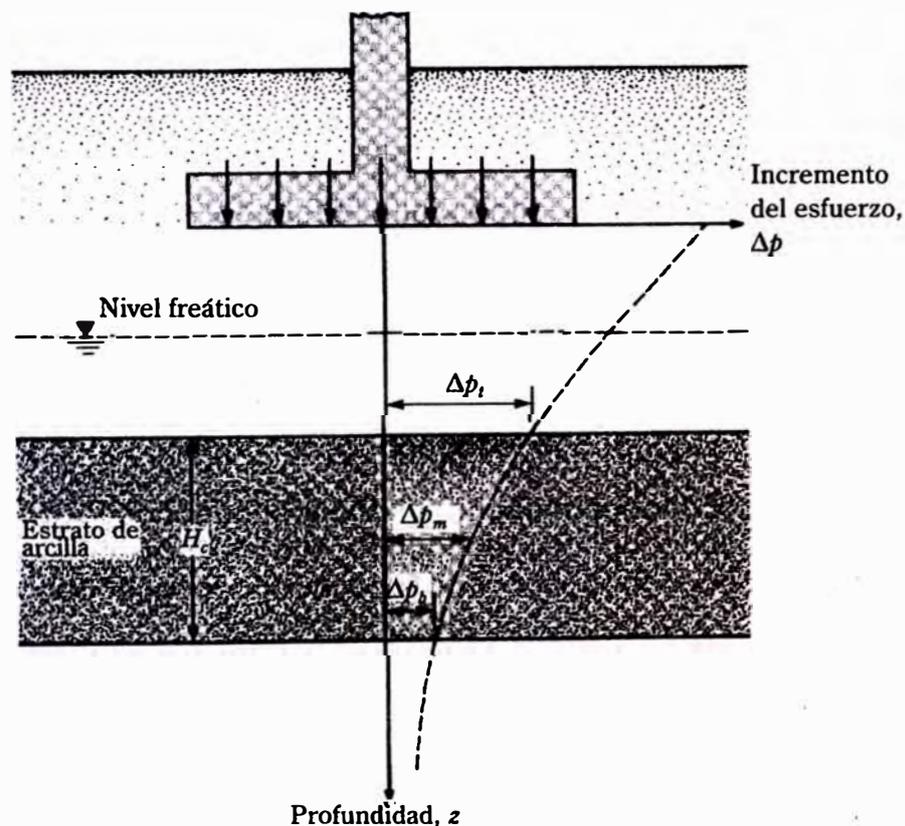


Figura 4.8 Cálculo del asentamiento por consolidación.



a) Para arcillas normalmente consolidadas

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{prom}}{p_o}$$

b) Para arcillas preconsolidadas con $p_o + \Delta p_{prom} \leq p_c$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{prom}}{p_o}$$

c) Para arcillas preconsolidadas con $p_o \leq p_c < p_o + \Delta p_{prom}$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{prom}}{p_o}$$

Donde:

p_o = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

Δp_{prom} = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

p_c = presión de preconsolidación.

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

C_c = índice de compresión

C_s = índice de expansibilidad

H_c = espesor de la capa de arcilla.

Note que el incremento de presión, Δp , sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad. La magnitud de Δp decrecerá con el incremento de la profundidad medida desde el fondo de la cimentación.



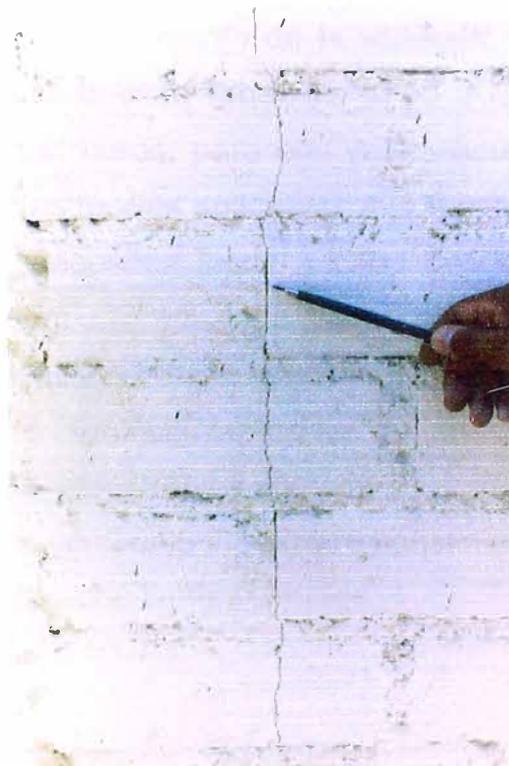
Sin embargo, el incremento promedio de presión puede aproximarse por:

$$\Delta p_{prom} = \frac{1}{6} (\Delta p_t + 4 \Delta p_m + \Delta p_b)$$

Donde Δp_t , Δp_m y Δp_b son los incrementos de presión arriba, en medio y en el fondo del estrato de arcilla causados por la construcción de la cimentación.

CAPITULO

EVALUACIÓN TÉCNICA E INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA EN ESTUDIO





5.1 GENERALIDADES

En el presente capítulo se presenta un caso práctico referente a los resultados del Estudio Geotécnico con fines de Cimentación del subsuelo del terreno, asignado al Proyecto de Rehabilitación de una vivienda unifamiliar. Información obtenida con la ayuda gentil del Ing. Néstor Huamán Guerrero y los propietarios Sr. Roberto Prevosti y la Sra. Luisa Rodríguez de Prevosti; estudio realizado por medio de excavaciones de calicatas para la extracción de muestras y así realizar ensayos de laboratorio a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo para el diseño de la cimentación.

Cuando se somete a consideración un proyecto, el Ingeniero Civil inicialmente necesitará algún conocimiento primario de la localidad en la cual se llevará a cabo la obra. Las Investigaciones y los Estudios Preliminares deberán hacerse primero obteniéndose información acerca del área en la cual se llevará a cabo el trabajo, visitando la misma aún cuando sólo se realice un rápido recorrido de inspección.

El presente capítulo describe el nacimiento de la vivienda, cuando fue remodelada y el estudio realizado para rehabilitarla ya que ha sufrido rajaduras en la mayoría de los muros, para ello esta vinculado con la exploración de suelos ya que las teorías aplicables a la resolución de los problemas en los proyectos, necesitan llevar a cabo dos operaciones según TERZAGHI y PECK y son:

- a) Determinar las propiedades significativas de los materiales del suelo por medio de perforaciones, muestreos y ensayos.
- b) Sustituir el complejo real por un suelo idealizado consistente en unas pocas unidades homogéneas con límites simples.



La variación de los Métodos de exploración y Ensayos de Laboratorio existentes, nos exigen realizar una exploración preliminar del terreno con el fin de adaptar el programa de exploración a las condiciones del suelo y al tamaño del proyecto, pudiendo de esta manera utilizar los Métodos de Exploración y Ensayos de Laboratorio que más se adecuen a nuestro caso específico.

5.2 DESCRIPCION DEL INMUEBLE

a) LIMITES

Las dimensiones del terreno en el cual se ha construido la edificación son las siguientes:

- Por el frontis 17.07ml.
- Por el costado izquierdo, entrando 78.97ml.
- Por el costado derecho, entrando 78.90ml.
- Por el fondo respaldo 24.15ml.
- Los cuales forman un perímetro de 199.09 ml. y un área de 1523m². tal como se indica en el plano de ubicación (Plano U2 – Anexo I),.

b) AREAS

El área de la propiedad en estudio es el siguiente:

- Área del Terreno 1,523.06 m²
- A. Construcción Existente 113.60 m²
- A. a Remodelar y a Ampliar
 - Vivienda 157.13 m²
 - Garaje 39.65 m²
 - Local Multiuso 24.74 m²



▪ Ingreso	4.57 m ²
Haciendo un total de	226.06 m ²
Área Libre (85.15%)	1,297.00 m ²

c) MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

La estructura esta compuesta de muros portantes con columnas dentadas, vigas principales y vigas de amarre, de concreto armado (Albañilería Confinada).

Se pudo observar que la vivienda contiene muros portantes y tabiqueria, conformados por dos tipos de ladrillos: aproximadamente el 90% son del denominado ladrillo King Koncreto30 ladrillo con agujeros largos paralelo a la cara menor, (foto 7) y que fueron comprados en UNICON, y el 10% con ladrillo de arcilla cocida (ladrillo rojos) en cada caso en aparejo de soga.

El techo es del tipo aligerado, 0.17 m. de espesor, apoyado sobre las vigas principales, tal como se indica en los planos.

La edificación presenta unos acabados de buena calidad en cuanto a pintura, puertas, enchape de mayólicas y losetas de pisos (Fotos 2 y 3) .

5.3 ANTECEDENTES DE LA VIVIENDA CONSTRUIDA

En Enero del 2004, los propietarios compraron en la zona de estudio un terreno que incluyó una vivienda semi construida por el propietario



anterior, conformada por cimentación corrida, columnas dentadas a muros de ladrillo de arcilla cocida (ladrillo sólido rojo) en aparejo de soga, también conectadas a vigas. El techo estaba constituido solo de calamina. Esta construcción antigua tuvo una aproximación de 25 años de existencia.

El nuevo propietario don Roberto Prevosti, decide hacer una remodelación y ampliación, para ello contrata los servicios profesionales del Arquitecto Oscar D. Carlos León, a quien encargaron la elaboración del Proyecto Completo para la construcción de una edificación de un piso destinada a servirle de Vivienda Unifamiliar (algunos planos son A – 01, A – 02, C – 01, C – 02 el Arq. los elaboró a lapicero y no usando la tecnología actual como la PC).

Realizado los planos por el Arquitecto y aprobados por la municipalidad de Santa Eulalia, el propietario decide contar con los servicios de un maestro de obras sin supervisión profesional de un Ingeniero Civil y se procede a la construcción iniciándose el 10 de Marzo del 2004 culminando a fines de Julio del mismo año, el cual ha tenido un aproximado de 5 meses de proceso constructivo.

Cabe mencionar que por decisión del propietario se usaron en los nuevos muros de remodelación y ampliación ladrillos huecos King Konkreto30, dejando los muros antiguos con los ladrillos de arcilla.

La vivienda consta de una sala, comedor, dos dormitorios, cocina, una sala de estudio, dos baños, una tienda y una cochera (Foto 1a, 1b, 1c y plano A-03).

La edificación de un piso en estudio, es de remodelación y ampliación; como consecuencia se pudo observar según los planos antiguos, planos de remodelación y el construido en la actualidad, estos no coinciden.



Quiere decir que in situ, la distribución de muros y tabiques de la vivienda es diferente a lo indicado en el Proyecto Arquitectónico y a la obra semi construida, solamente algunos tramos de muros perimétricos laterales pertenecientes a la construcción antigua que se han conservado como muros portantes en la nueva edificación.

En general los ambientes son de diferentes dimensiones a lo proyectado y todos han sido ampliados con respecto a lo indicado en el Proyecto Arquitectónico del Arquitecto.

Se realizó un levantamiento arquitectónico (como se muestra la foto 3 Anexo V) para obtener el plano actual de la vivienda (Plano A-03).

Después de 2 meses más, culminaron con todos los acabados y los propietarios llegaron a vivir en dicha vivienda a partir del mes de Septiembre del 2004 en el cual en dicho mes se produjo un movimiento sísmico originándose las primeras grietas en algunos muros.

5.4 VERIFICACION DE FISURAMIENTOS EN MUROS DE ALBAÑILERIA

Durante las inspecciones se han detectado treinta y tres fisuras o grietas ubicadas en su mayoría en muros portantes y tabiques; con la particularidad de que todas las grietas se han producido en muros o tabiques nuevos, es decir fabricados con el denominado King concreto y que en su gran mayoría atraviesan la pared, siendo visible en ambas caras de la misma, incrementando su abertura a medida que se origina un nuevo movimiento sísmico; además el 70% de las grietas son verticales y en todo lo alto del muro como se muestra en el panel fotográfico que se anexa al presente informe.



5.5 VERIFICACIÓN DE PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

Se realizaron tres excavaciones de los cuales una que corresponde a la calicata C-1 se pudo observar que la profundidad de la cimentación es de 40cm, además en este lugar indica el plano una zapata pero en la cimentación no existe. Otra excavación corresponde a la calicata C-2 y se pudo observar que la profundidad de la cimentación es de 30cm. y otra excavación se realizó en la sala de estudio, donde también se observo que la profundidad de la cimentación es de 30cm. como se muestra en el panel fotográfico (Foto 4) que se anexa al presente informe. Se puede notar que ninguna de estas tres profundidades de cimentación corresponde a la profundidad que indica los planos de cimentación, como es de 80cm. para todos los cimientos corridos.

5.6 PROGRAMA EXPLORATORIO Y NECESIDADES DEL PROYECTO

El Programa de Exploración debe ejecutarse preferentemente después de contar con el anteproyecto de la estructura, o por lo menos, conociendo las características y ubicación de la misma dependiendo del tipo de obra y la importancia de la misma.

Este Programa de Exploración de campo y los Ensayos de Laboratorio constituyen una parte del proyecto de una obra de Ingeniería Civil y dependiendo de sus alcances, pueden ser más o menos costosos, por lo cual deben definirse con precisión para lograr sus objetivos con un mínimo costo.

La necesidad del proyecto dentro de un programa exploratorio es obtener la información suficiente que permita al proyectista resolver determinados problemas técnicos como:



- a) **Diseño de la estructura de cimentación.**- Estas tienen una acción activa contra el suelo a través de las cargas aplicadas.
- b) **Estudio de asentamientos.**- Por el tipo de estructura y las características del suelo se exigen tolerancias a los asentamientos, requiriéndose de muestreo de campo y ensayos de laboratorio.

Por lo expuesto, el Programa de Exploración debe de recibir información suficiente de los suelos para soportar las cargas con factores de seguridad adecuados.

5.7 TRABAJOS DE CAMPO

Teniendo en cuenta la naturaleza del suelo y procurando lograr una exploración satisfactoria, se realizaron las siguientes operaciones en el lugar:

a) EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

La exploración del sub-suelo se realizó mediante excavaciones a cielo abierto (pozos o calicatas) en número de 2, distribuidos convenientemente en toda la extensión del área estudiada como se indica en el plano P-01 (ver panel fotográfico de las calicatas).

En el cuadro N° 1, se indica la identificación de la calicata y la profundidad alcanzada (respecto al nivel del terreno natural).



Cuadro N° 1

EXPLORACIÓN DE CAMPO	PROFUNDIDAD (m)
C-1	3.00
C-2	3.00

b) MUESTREO DE SUELOS

De cada una de las calicatas se tomaron muestras alteradas a lo largo de las exploraciones, seleccionándose las representativas para ser enviada al laboratorio y poder identificar índices, clasificación de suelos y ensayos de resistencia. En el cuadro N° 2 se observa el número de muestras por calicata.

Cuadro N° 2

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	N° MUESTRAS ALTERADAS
C - 1	3.00	3
C - 2	3.00	3

5.8 TRABAJOS DE LABORATORIO

La muestra obtenida del subsuelo fueron enviados al laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería, y los trabajos realizados en el laboratorio han sido procesados siguiendo las



normas ASTM, realizándose los ensayos estándar, especiales y clasificación de suelos.

a) ENSAYOS ESTANDAR

Los ensayos estándar para la identificación del tipo del suelo se realizaron según la norma:

- Análisis granulométrico por tamizado ASTM – 422
- Densidad máxima y mínima ASTMD – 4254
- Limite liquido y plástico ASTMD – 4318

b) ENSAYOS ESPECIALES

El ensayo de corte directo para determinar los parámetros de resistencia, se desarrollo según la norma:

- Ensayo de Corte Directo ASTM D– 3080

Los resultados del ensayo especial de Corte Directo se presenta en el Cuadro N° 3

Cuadro N° 3

CALICATA	MUEST.	PROF (m)	γ_n (gr/cc)	C (Kg/cm2)	Φ (°)
C - 1	M - 2	0.50 - 0.90	1.750	0.00	33.2
	M - 3	1.70 - 3.00	1.403	0.02	32.4
C - 2	M - 1	0.40 - 0.90	1.701	0.01	32.6
	M - 2	0.90 - 1.60	1.600	0.00	34.5
	M - 3	1.60 - 3.00	1.370	0.03	32.1



c) CLASIFICACION DE SUELOS

Las muestras que fueron ensayadas en el laboratorio han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el Sistema AASHTO, en el Cuadro N°4 se presentan los resultados.

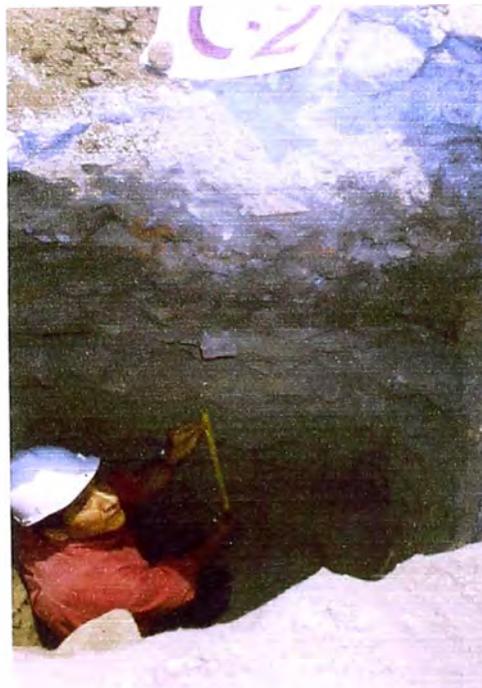
Cuadro N° 4

Características Físico Mecánicas de las muestras

CALICATA	MUEST.	PROF (m)	CLASIF SUCS	γ_{max} (gr/cc)	γ_{min} (gr/cc)	IP (%)
C - 1	M - 1	0.50 - 0.90	GP - GM	-	-	NP
	M - 2	0.90 - 1.70	SM	-	-	NP
	M - 3	1.70 - 3.00	SW-SM	1.49	1.27	NP
C - 2	M - 1	0.40 - 0.90	SM - SC	-	-	4.3
	M - 2	0.90 - 1.60	SM	-	-	NP
	M - 3	1.60 - 3.00	SW-SM	1.46	1.23	NP

CAPITULO

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL SUELO EN ESTUDIO





6.1 GENERALIDADES

El análisis de la cimentación se ha realizado en base a las características del terreno y al tipo de edificación a construir y de acuerdo con las investigaciones de campo y los resultados de los Ensayos de Laboratorio, se ha analizado el subsuelo para la zona donde existe la edificación.

Obtenidas las características estratigráficas del sub-suelo de estrato de hasta 3.00 m en el anterior capítulo, se evaluará la Capacidad Portante y la alternativa de cimentación para la zona.

6.2 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

En base a las características de los perfiles estratigráficos del subsuelo de estrato de hasta 3.00 m de suelos de granulometría gruesa con características de plasticidad clasificados como arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcilla mal graduada (SM-SC), continuando con arenas limosas (SM), siendo esta la matriz, se recomienda cimentar sobre este estrato a una profundidad mínima de $D_f = 1.20$ m con respecto al nivel del terreno.

6.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Considerando la cimentación a una profundidad mínima de $D_f = 1.20$ m que es sobre el estrato Arena Limosa (SM) y para este tipo de suelo se tiene un ángulo de fricción interna de $\phi = 34.5^\circ$ el cual descansa sobre suelo arenoso medianamente compactado produciéndose una falla local, por consiguiente la Capacidad de carga última según Terzaghi es:

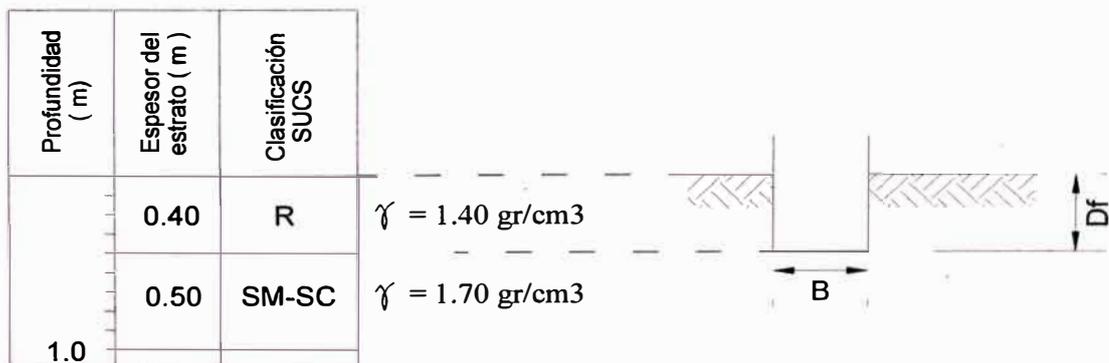
$$q_u = (2/3) C N'_c + \sum (\gamma_i x h_i) N'_q + (1/2) \gamma_2 B N'_\gamma$$

También, considerando el factor de seguridad: $q_{adm} = \frac{q_u}{3}$

6.4 CAPACIDAD ADMISIBLE SOBRE EL SUELO GRANULAR

Se calculará la capacidad admisible sobre el estrato SM-SC a una profundidad de $D_f = 0.40$ m el cual se encuentra cimentada la estructura donde se muestran las grietas, también se calculará la capacidad admisible sobre el estrato SM a una profundidad de $D_f = 1.20$ m el cual se recomienda cimentar.

A) Cálculo de la Capacidad admisible sobre la cimentación existente de la vivienda con grietas presentadas:



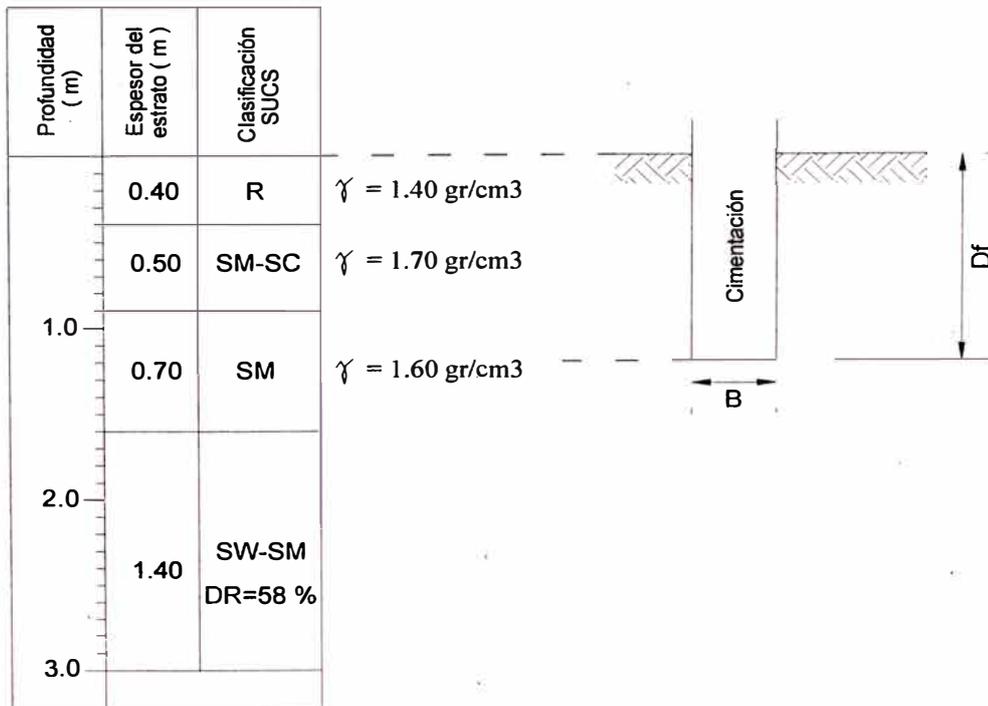


Datos Generales	
<i>C (Cohesión)</i>	0.01 Kg/cm ²
<i>φ (Angulo de fricción)</i>	32.6 °
<i>γ1 (hasta el NFZ)</i>	1.40 gr/cm ³
<i>γ2 (a partir del NFZ)</i>	1.70 gr/cm ³
<i>Factor de Seguridad</i>	3.00

Factores de Capacidad de Carga			
ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
32	21.16	9.82	5.51
32.6 °	21.898	10.342	5.996
33	22.39	10.69	6.32

B (m)	Df (m)	Q_u	Q_{adm} (Kg/cm²)
0.40	0.40	0.93	0.31

B) Cálculo de la Capacidad admisible sobre la cimentación el cual se recomienda cimentar:





Datos Generales	
C (Cohesión)	0.00 Kg/cm ²
ϕ (Angulo de fricción)	34.5 °
γ_0 (1er. estrato)	1.40 gr/cm ³
h_0 (1er. estrato)	0.40 m
γ_1 (2do. estrato)	1.70 gr/cm ³
h_1 (2do. estrato)	0.50 m
γ_2 (3er. estrato)	1.60 gr/cm ³
h_2 (3er. estrato)	0.30 m
γ_2 (a partir del NFZ)	1.60 gr/cm ³
Factor de Seguridad	3.00

Factores de Capacidad de Carga			
ϕ	N' _c	N' _q	N' _{γ}
34	23.72	11.67	7.22
34.5 °	24.45	12.21	7.785
35	25.18	12.75	8.35

B (m)	Df (m)	q _u	q _{ad} (Kg/cm ²)
0.55	1.20	2.65	0.88
0.55	1.40	3.04	1.01
0.55	1.50	3.24	1.08

6.5 CARGAS QUE TRASMITIRÁN LAS ESTRUCTURAS AL SUELO

Como uno de los problemas más importantes que tratamos de resolver es el de determinar la capacidad portante del suelo, es necesario cuantificar las cargas que se transmitirán a la base de la cimentación el cual deberá ser menor que la capacidad admisible calculada. Para tal efecto se considerarán los planos del proyecto con las siguientes cargas

Cargas Permanentes :

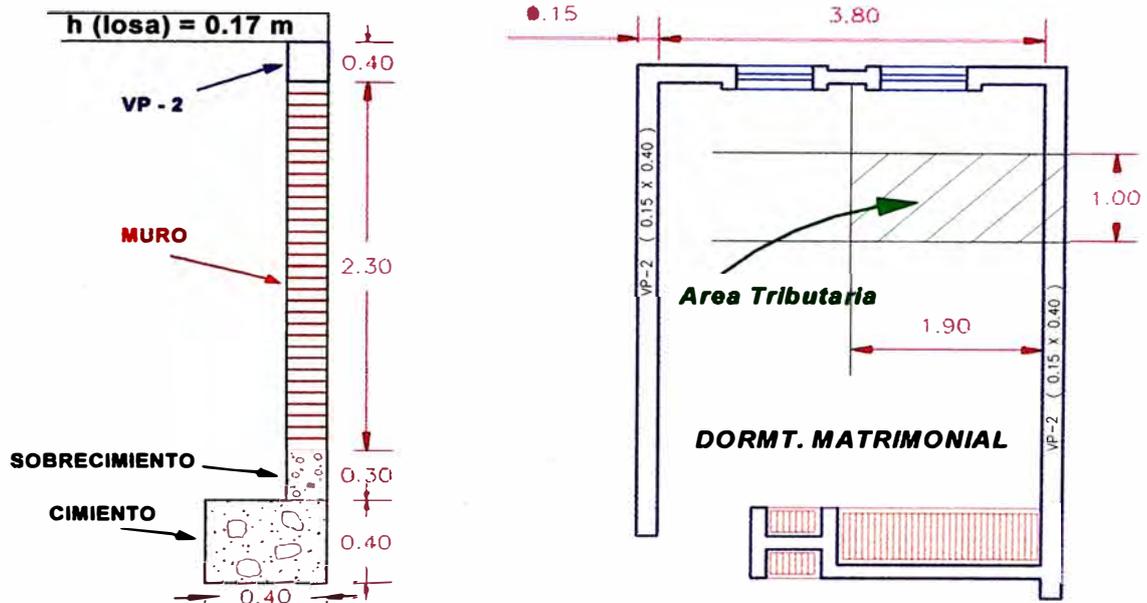
Muro de ladrillo	e = 0.15 m	=	100	kg/m ²
Losa aligerada	e = 0.17 m	=	280	kg/m ²
Concreto armado		=	2400	kg/m ³

Cargas Vivas :

Vivienda		=	200	kg/m ²
----------	--	---	-----	-------------------

A) Cálculo de la carga transmitida al suelo de la estructura existente, o sea a una profundidad de cimentación de 0.40m.

Carga que recibe el suelo, tomando 1m de muro:



Numero de Pisos = 1

Viga considerada = VP-2 (0.15 x 0.40)

Losa aligerada e = 0.17 m

Área tributaria = 2.05 x 1.00 = 2.05 m²

Cargas Permanentes:

Losa Aligerada = 2.05 x 280	=	574	kg
Viga = 0.15 x 0.40 x 1.00 x 2400	=	144	kg
Muro = 2.30 x 1.00 x 100	=	230	kg
Sobre Cimiento = 0.30 x 0.15 x 1.00 x 2400	=	108	kg
Cimiento = 0.40 x 0.40 x 1.00 x 2400	=	384	kg
		<hr/>	
		1,440.0	



Carga Viva :

$$2.05 \times 200 = 410 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total sobre el terreno} = 1,850.0 \text{ kg}$$

$$\text{Área de la base del cimiento (0.40 x 1.00)} = 0.40 \text{ m}^2$$

$$4625.0 \text{ kg/m}^2$$

0.46 kg/cm²

B) Cálculo de la carga transmitida al suelo de la estructura rehabilitada, o sea a una profundidad de cimentación de 1.20 m.

Para una cimentación de un ancho $B = 0.55 \text{ m}$ y una profundidad de 1.20 m

Cargas Permanentes:

$$\text{Losa Aligerada} = 2.05 \times 280 = 574 \text{ kg}$$

$$\text{Viga} = 0.15 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400 = 144 \text{ kg}$$

$$\text{Muro} = 2.30 \times 1.00 \times 100 = 230 \text{ kg}$$

$$\text{Sobre Cimiento} = 0.30 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400 = 108 \text{ kg}$$

$$\text{Cimiento} = 0.55 \times 1.20 \times 1.00 \times 2400 = 1584 \text{ kg}$$

$$2,640.0$$

Carga Viva :

$$2.05 \times 200 = 410 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total sobre el terreno} = 3,050.0 \text{ kg}$$

$$\text{Área de la base del cimiento (0.55 x 1.00)} = 0.55 \text{ m}^2$$



$$5,545.45 \quad \text{kg/m}^2$$

0.55	kg/cm²
-------------	--------------------------

Para una cimentación de un ancho $B = 0.55 \text{ m}$ y una profundidad de 1.40 m

Cargas Permanentes:

Losa Aligerada = 2.05×280	=	574	kg
Viga = $0.15 \times 0.40 \times 1.00 \times 2400$	=	144	kg
Muro = $2.30 \times 1.00 \times 100$	=	230	kg
Sobre Cimiento = $0.30 \times 0.15 \times 1.00 \times 2400$	=	108	kg
Cimiento = $0.55 \times 1.40 \times 1.00 \times 2400$	=	1848	kg
		<hr/>	
		2,904.0	

Carga Viva :

2.05×200	=	410	kg
Peso Total sobre el terreno	=	3,314.0	kg
Área de la base del cimiento (0.55×1.00)	=	0.55	m ²

$$6,025.45 \quad \text{kg/m}^2$$

$$0.60 \quad \text{kg/cm}^2$$

6.6 CALCULO DE ASENTAMIENTO

Los asentamientos diferenciales son los que podrían poner en peligro la seguridad de la estructura, si sobrepasan 1 pulgada (2.54 cm), que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.



El asentamiento de la cimentación sobre material arenas limosas (SM), se calculará en base a la Teoría de la Elasticidad, considerando la cimentación superficial recomendada.

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación se han asumido a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación, para este tipo de suelo se tiene un ángulo de fricción interna de $\phi = 34.5^\circ$ el cual se tiene $N = 28$ (fig 44).

Luego con la formula: $E = 50 (N + 15) \text{ ton/m}^2$ se obtiene:

$$E = 215 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{con} \quad \mu = 0.25$$

El cálculo de los asentamientos se ha realizado considerando una cimentación rígida y una cimentación flexible, además se considera que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad de carga admisible, o sea:

$$q = q_{\text{adm}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

En el siguiente cuadro se presentan los cálculos de los asentamientos:

$$S_i = \frac{q B}{E} (1 - \mu^2) I_s$$

Tipo de Cimentación	I_s (cm/m)	B (m)	S_i (cm)
Rectangular rígida	347	0.55	0.92
Rectangular flexible	401	0.55	1.06



De los resultados obtenidos, el asentamiento elástico para una carga de 1.10 kg/cm^2 es menor que 1 pulgada (2.54 cm) que es el asentamiento máximo tolerable.

6.7 ANALISIS DEL ORIGEN DE LAS FALLAS OBSERVADAS

El origen de las fallas observadas es producto de una suma de irregularidades presentadas en este proyecto de vivienda como es

1. Las fallas por asentamiento diferencial se presenta cuando el terreno es de baja capacidad portante y no se ha diseñado una adecuada cimentación para este tipo de suelo. Como se ha calculado una capacidad portante de 0.31 kg/cm^2 y las presiones transmitidas por la estructura es de 0.46 kg/cm^2 entonces es una de las razones de las fallas.

También asentamiento del suelo es debido al reacomodo de las partículas debido a la vibración ocasionada por un terremoto. Es como se encontró debajo de la cimentación de 0.40m que fue de bolonería de aproximadamente 40cm de tamaño.

La forma típica de esta falla es una grieta vertical a todo lo alto del muro como se muestra en el panel fotográfico.

2. En la zona de Santa Eulalia, se producen grandes variaciones de temperatura; al medio día alcanza hasta $40 \text{ }^\circ\text{C}$, y en la madrugada se reduce a $16 \text{ }^\circ\text{C}$ lo que significa caídas de temperatura hasta $24 \text{ }^\circ\text{C}$, que ocasiona en los ladrillos esfuerzo de tracción del orden de 10 kg/cm^2 , estas magnitud son mucho mayor que los esfuerzos admisibles establecidos por las normas de albañilería E-070 que

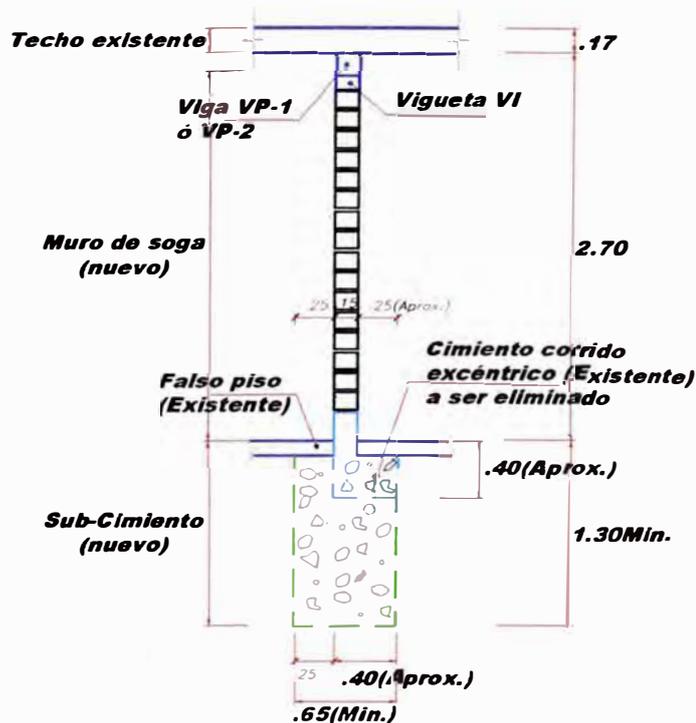


alcanzan hasta 5 kg/cm². Esta diferencia explica en parte la aparición de grietas verticales en los muros y tabiques.

3. También se considera como un aporte a las apariciones de las grietas, el uso del mortero para las juntas de los ladrillos, cuyo espesor de dichas juntas llegan hasta de 5 cm. siendo lo recomendable de 1.5 cm. como máximo.

CAPITULO

ANÁLISIS DEL ESTADO ACTUAL Y PROPUESTA DE REHABILITACIÓN





7.1 ANALISIS DEL ESTADO ACTUAL DE LA VIVIENDA

1) Distribución Arquitectónica

In situ la distribución de muros y tabiques de la vivienda es diferente a lo indicado en el Proyecto Arquitectónico y ala obra semi construida; solamente algunos tramos de muros perimétricos laterales pertenecientes a la construcción antigua se han conservado como muros portantes en la nueva edificación (Planos A-01, A-02 y A-03).

En general los ambientes son de diferente dimensiones a lo proyectado y todos han sido ampliados con respecto a lo indicado en el Proyecto Arquitectónico.

2) Cimentación

No se ha respetado el plano de cimentación del Proyecto Estructural en donde se indica un desplante de $D_f = 0.80$ m. para todos los cimientos corridos nuevos.

Mediante excavaciones de aproximadamente un metro de profundidad se ha comprobado que los cimientos corridos existentes tienen profundidades que varían desde 0.30 hasta 0.40 m. (Foto 4)

La cimentación corrida existente que contiene a los muros antiguos tienen profundidades de 0.80 m.



3) Muros y Tabiques

En la construcción de los muros portantes y tabiques se han utilizado los denominados ladrillos King Koncreto en aparejo de soga; (Foto 5) de este modo se tiene una estructura mixta conformada aproximadamente por 90% por albañilería de King Koncreto y 10% por albañilería de ladrillo de arcilla cocida, también en aparejo de soga.

Durante las inspecciones se han detectado treinta y tres fisuras o grietas ubicadas en su mayoría en muros portantes y tabiques; con la particularidad de que todas las grietas se han producido en muros o tabiques nuevos, es decir fabricados con el denominado King Koncreto y que en su gran mayoría atraviesan la pared, siendo visible en ambas caras de la misma.

En el Anexo V se muestran fotos de algunas de las 33 grietas ubicadas en las tres edificaciones principales que conforman la Vivienda Unifamiliar.

En el asentado de los ladrillo se han usado juntas de mortero de hasta 5cm. de espesor, siendo lo recomendable de 1.5 cm. como máximo (Foto 6).

4) Columnas

Tratándose de una vivienda de albañilería confinada, el espaciamiento de columnas en alguno de los casos no cumple lo establecido en la norma de albañilería E-070, por encontrarse separadas hasta mas del doble de la altura del muro. No se han respetado las dimensiones ni la distribución de columnas especificadas por el Proyecto Estructural.



Se hizo la verificación estructural de las columnas cumpliendo con el acero vertical según los planos, pero no respetando el recubrimiento indicado, tampoco se respetó la longitud del gancho para los estribos del confinamiento que debe ser mínimo de 10 cm, encontrándose de hasta de 1.5 cm. (Foto 9).

5) Vigas

De acuerdo con la investigación realizada, se pudo observar que las vigas VP-1, VP-2 y VP-3, han sido construidas de 15 x 35 cm., en lugar de 15 x 40 cm., como se indica en el plano; el refuerzo si se colocó de acuerdo a lo indicado en el plano de estructuras.

6) Losa Aligerada

Tal como esta indicado en el plano estructural, la losa aligerada existente tiene un espesor de 0.17 m. Se verificó que el refuerzo de las viguetas es el que se consigna en el plano de la losa aligerada.

Sobre la losa aligerada se ha vaciado una losa armada de 5 cm. de espesor que sirve de protección al techo y le proporciona pendiente a fin de que discurra el agua de lluvias hasta un sumidero central (Foto 11).

7.2 PROPUESTA DE REHABILITACIÓN

1) Cimentación

Se ha comprobado que los cimientos corridos tienen profundidades diferentes siendo necesario profundizarlos, así cada uno de los



cimientos corridos deberán ser calzados, tal como de detalla en el Proyecto de Reparación (Planos C-03 y C-04).

La altura de la calzadura esta definida por el Estudio de Suelos realizado anteriormente.

2) Muros y Tabiques

La utilización combinadas de ladrillos de arcilla y ladrillo de concreto no es recomendable; el uso de diferentes materiales conduce a una estructura mixta y por lo tanto a un comportamiento sísmico errático de la estructura.

Los ladrillos denominados king concreto son unidades huecas con un 32% de área de orificios perpendiculares a la cara de asiento, lo que excede al 25% admitido por la Norma de Albañilería E-070 para ser usados en muros portantes y también por tener paredes muy delgadas, generan fallas muy frágiles a compresión.

En el Proyecto de Reparación (Plano C-04) se indica, para el caso de muros portantes, el reemplazo de los muros existentes de ladrillos de concreto por nuevos muros de ladrillo de arcilla cocida como es el King Kong de 13 x 24 x 9 cm. Si tiene alveolos estos, no deberán exceder al 25% del área bruta de la cara de asiento.

3) Columnas

En el Proyecto de Reparación y Refuerzo (Planos C-03 y C-04), se indica la ubicación y el procedimiento para colocar nuevas columnas especiales de acuerdo a lo establecido en las normas E-070.



4) Vigas y Losa Aligerada

Aun cuando las vigas VP-1, VP-2 y VP-3, han sido construidas de altura 5 cm. menos a lo indicado en los planos, se les considera como viga solera o de amarre y por lo tanto suficientes para soportar los esfuerzos que les correspondan.

Se ha verificado el diseño de la losa aligerada y se encontró que puede soportar sobrecargas de 100 kg/m^2 . Se considera que la losa aligerada esta diseñada y construida satisfactoriamente.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) Como se puede observar que la elaboración del Proyecto Completo (planos de Arquitectura, Cimentación, Estructura, Eléctricas y Sanitarias) para la construcción de la Vivienda Unifamiliar en estudio, fue realizado y firmado por el Arquitecto Oscar D. Carlos León y siendo estos planos aprobados por la Municipalidad Distrital de Santa Eulalia.

Considero que hay una falta de profesionalismo ya que cada plano debería ser realizado y firmado por el Ing. Especialista en la materia, por lo que en los planos realizados por el Arquitecto no indica la capacidad portante del terreno como por ejemplo; también considero que hubo otra falta por parte de la Municipalidad al aceptar esto, aprobando dicho proyecto. Luego cabe preguntarse de quien es la responsabilidad de los daños ocurridos.

- 2) La vivienda presenta deficiencias en el proceso constructivo, cuya responsabilidad estuvo a cargo del Sr. Freddy Zambrano ejecutor de la obra, quien no ha respetado lo establecido en el proyecto inicial e incumpliendo las recomendaciones mínimas de diseño para este tipo de edificación, sin contar con la supervisión de un Ing. Civil; por ello se recomienda que toda construcción debe contar con mano de obra calificada y efectuar inspección permanente del profesional.
- 3) Se recomienda utilizar material adecuado y seleccionado, evitando usar el uso de diferentes materiales, conduciendo a una estructura mixta y por lo tanto a un comportamiento sísmico errático de la estructura.



- 4) Para la aplicación de las normas de diseño sismo resistente se debe considerar:

Zona 3	$Z = 0.40$
Factor de Uso	$U = 1.00$
Suelo (S2)	$S = 1.2$
Factor Sísmico	$C = 2.5$
Coefficiente de reducción	$R = 3.0$
Período Predominante	$T_s = 0.60\text{seg.}$

- 5) La zona de estudio se localiza principalmente sobre depósito aluvial pleistocénico (Qp-al), correspondiente al cono Deyectivo Cuaternario de los Ríos Rímac y Chillón. Este Cono Deyectivo consiste de material de naturaleza lentiforme donde se superponen en forma variable depósitos de gravas, arenas, arcillas y limos.
- 6) En base a las características de los perfiles estratigráficos el subsuelo, hasta los 3.00 m está conformado por suelos de granulometría gruesa con características de plasticidad, clasificados como arenas arcillosas, mezcla de arenas y arcillas (SM-SC), continuando con arenas limosas (SM) a partir de 0.90 m.; por lo tanto se recomienda cimentar sobre este estrato a una profundidad mínima de $D_f = 1.20$ m con respecto al nivel del terreno.
- 7) A la profundidad de cimentación recomendada, el estrato de Arena Limosa (SM) tiene un ángulo de fricción interna de $\phi = 34.5^\circ$, el cual descansa sobre suelo arenoso medianamente compacto produciéndose una falla local, con un valor N de diseño de 28, según Terzaghi y Peck.



- 8) Se ha considerado que el tipo de cimentación será cimentación corrida, y de acuerdo a nuestra evaluación se presentan las siguientes capacidades portantes admisibles:

B (m)	Df (m)	q_u	q_{adm} (Kg/cm ²)
0.55	1.20	2.65	0.88
0.55	1.40	3.04	1.01
0.55	1.50	3.24	1.08

- 9) Las estructuras de la vivienda definitiva (rehabilitada) según el sistema constructivo para las diferentes alternativas de cimentación, deberán transmitir a esta cimentación una presión no mayor que la capacidad admisible del suelo. Ello a quedado demostrado cuando comparamos la presión ejercida por la estructura (Cap 6.5) y que es menor que la capacidad admisible obtenida según Terzaghi.
- 10) Los asentamientos calculados para una carga de 1.10 kg/cm² es menor que 1 pulgada (2.54 cm) que es el asentamiento máximo tolerable, se encuentran dentro de los márgenes de tolerancia admisible y que serán absorbidos por la estructura.
- 11) Los resultados del presente informe son validos sólo para la zona investigada y no se puede garantizar que sea tomados como referencia para otros similares.
- 12) Como conclusión final, la empresa Consultora Latinoamericana de Ingeniería (COLAING) recomendó que, ante la gravedad y continuidad de las fallas presentadas existiera la necesidad que se elabore un expediente técnico, a fin de determinar el reforzamiento de la estructura que permita la estabilización de la



edificación. Dicho expediente se elaboró por un Ingeniero especialista en el área de estructuras Ing. Luis Vargas, el cuál se anexa en la sección de los planos (Planos C-03 y C-04).

BIBLIOGRAFIA

1. INGENIERÍA DE CIMENTACIONES
Peck, R., W. Hanson y T. Thornburn, (1998). Ed. Limusa, Noriega.
2. PRINCIPIO DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES
Braja M. Das.
3. MECÁNICA DE SUELOS APLICADA
Michelena C., Roberto.
4. MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRACTICA
Terzaghi, K., R. Peck, (1980). , Ed. El Ateneo, España
5. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTOS
Tomlinson, T.J., (1982). Ediciones URMO, España.
6. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, Primera Parte.
Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, (1986).
7. MECANICA DE SUELOS APLICADA A CIMENTACIONES
Dr. Jorge Alva Hurtado.
8. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES
Reglamento Nacional de Construcción.
9. APUNTES DEL CURSO MECANICA DE SUELOS APLICADA A CIMENTACIONES SUPERFICIALES
ACTUALIZACION PROFESIONAL 2000
Ing. César Atala Abad
10. APUNTES DEL CURSO GEOTECNIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL
ACTUALIZACION PROFESIONAL
M.Sc, Ing. Abel Ordóñez Huamán.

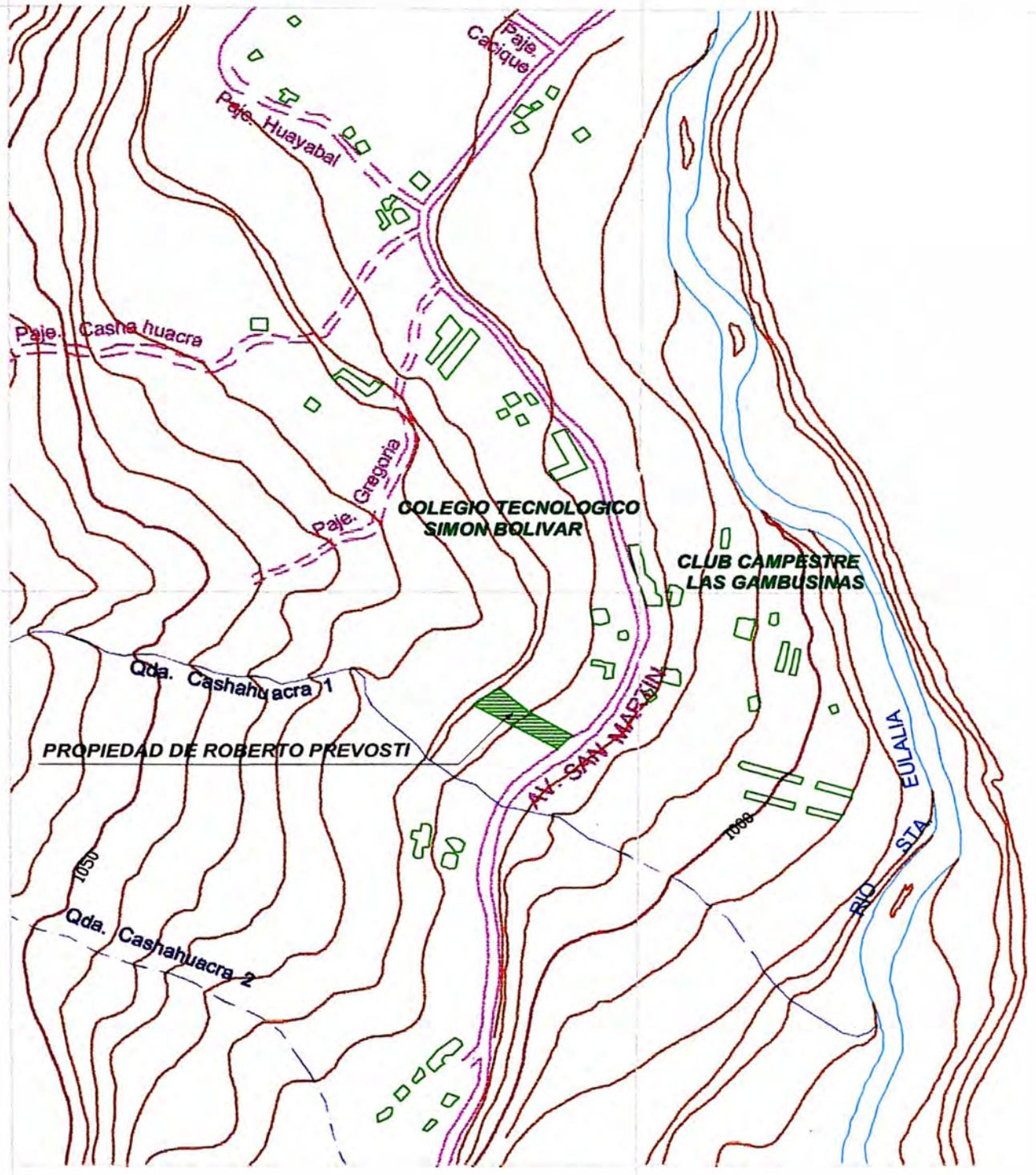
ANEXO I
PLANOS

8 684 000
318 500

319 000

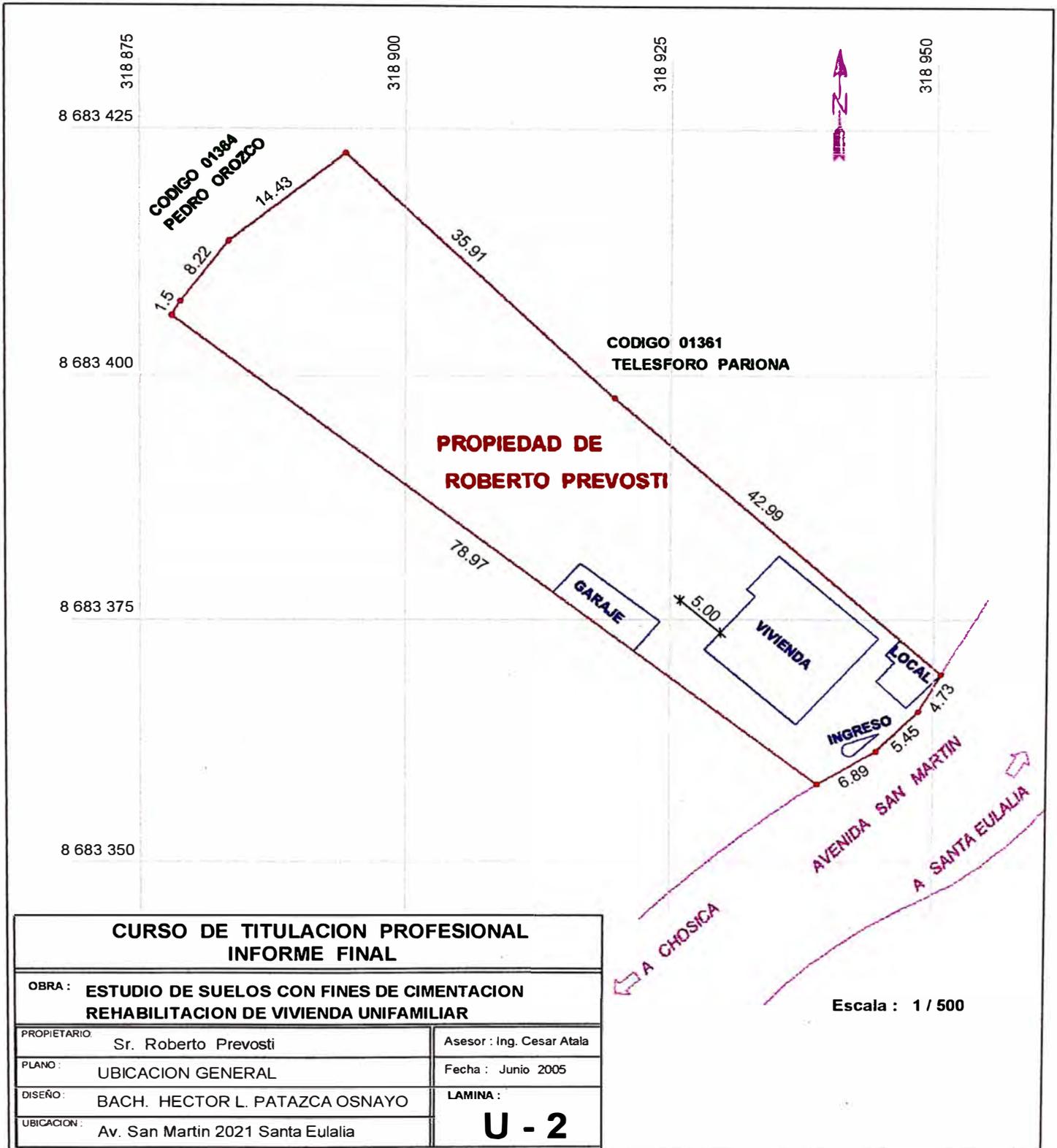
8 683 500

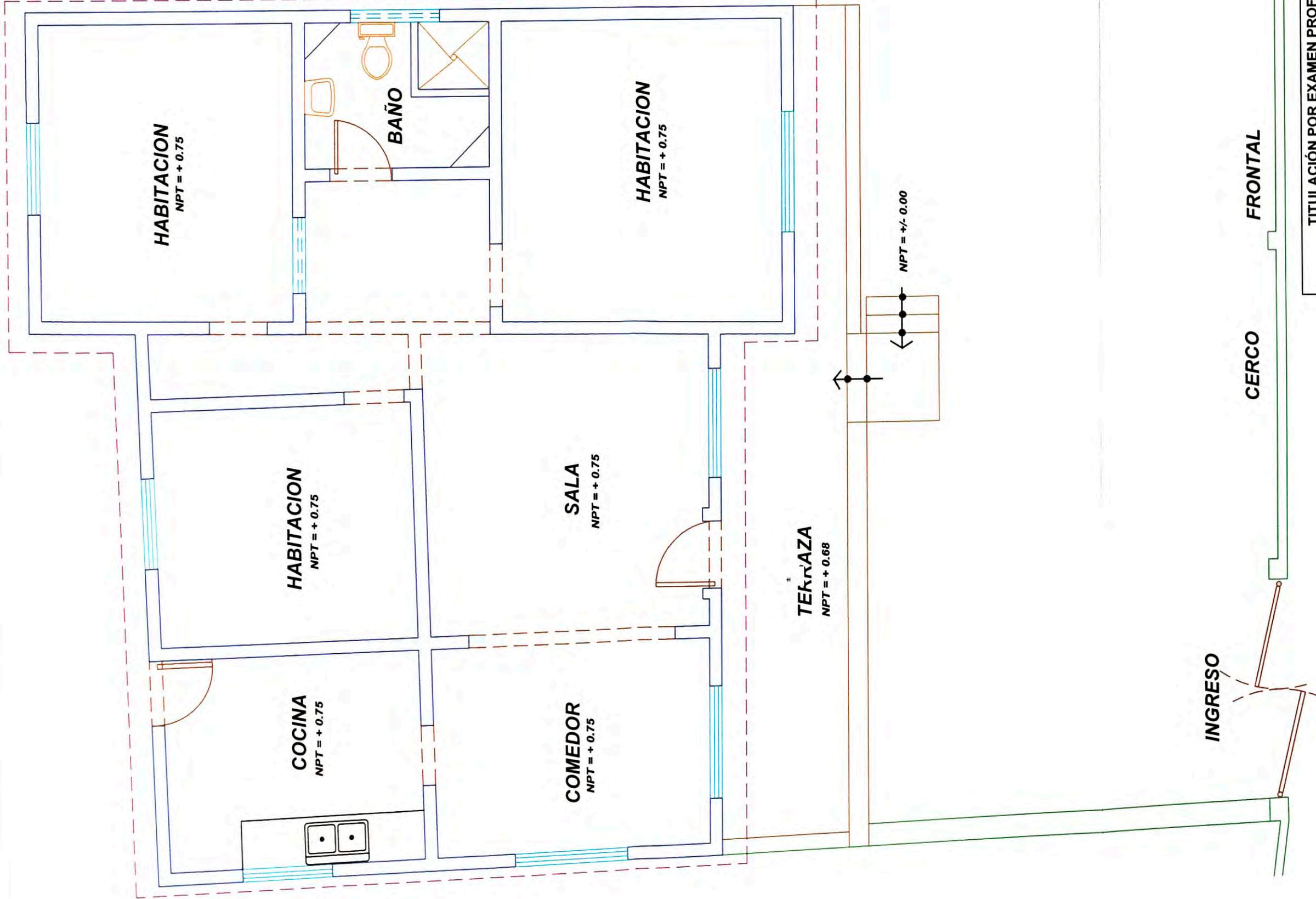
8 683 000



ESCALA 1 / 5,000

CURSO DE TITULACION PROFESIONAL INFORME FINAL	
OBRA : ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	
PROPIETARIO : Sr. Roberto Prevosti	Asesor : Ing. Cesar Atala
PLANO : LOCALIZACION	Fecha : Junio 2005
DISENO : BACH. HECTOR L. PATAZCA OSNAYO	LAMINA :
UBICACION : Av. San Martin 2021 Santa Eulalia	U - 1





TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL INFORME DE SUFICIENCIA	
TEMA:	ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
PLANO:	CONSTRUCCION EXISTENTE A REMODELAR
REALIZADO POR:	ARQ. OSCAR D. CARLOS LEON
BACHILLER:	HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
UBICACION:	Av. San Martin 2021 Santa Eulalia
Asesor:	Ing. César Alala
Fecha:	Agosto 2005
LAMINA:	A - 01

Limite de propiedad

INGRESO

CERCO

FRONTAL

NPT = +/- 0.00

TERAZA
NPT = + 0.68

COMEDOR
NPT = + 0.75

SALA
NPT = + 0.75

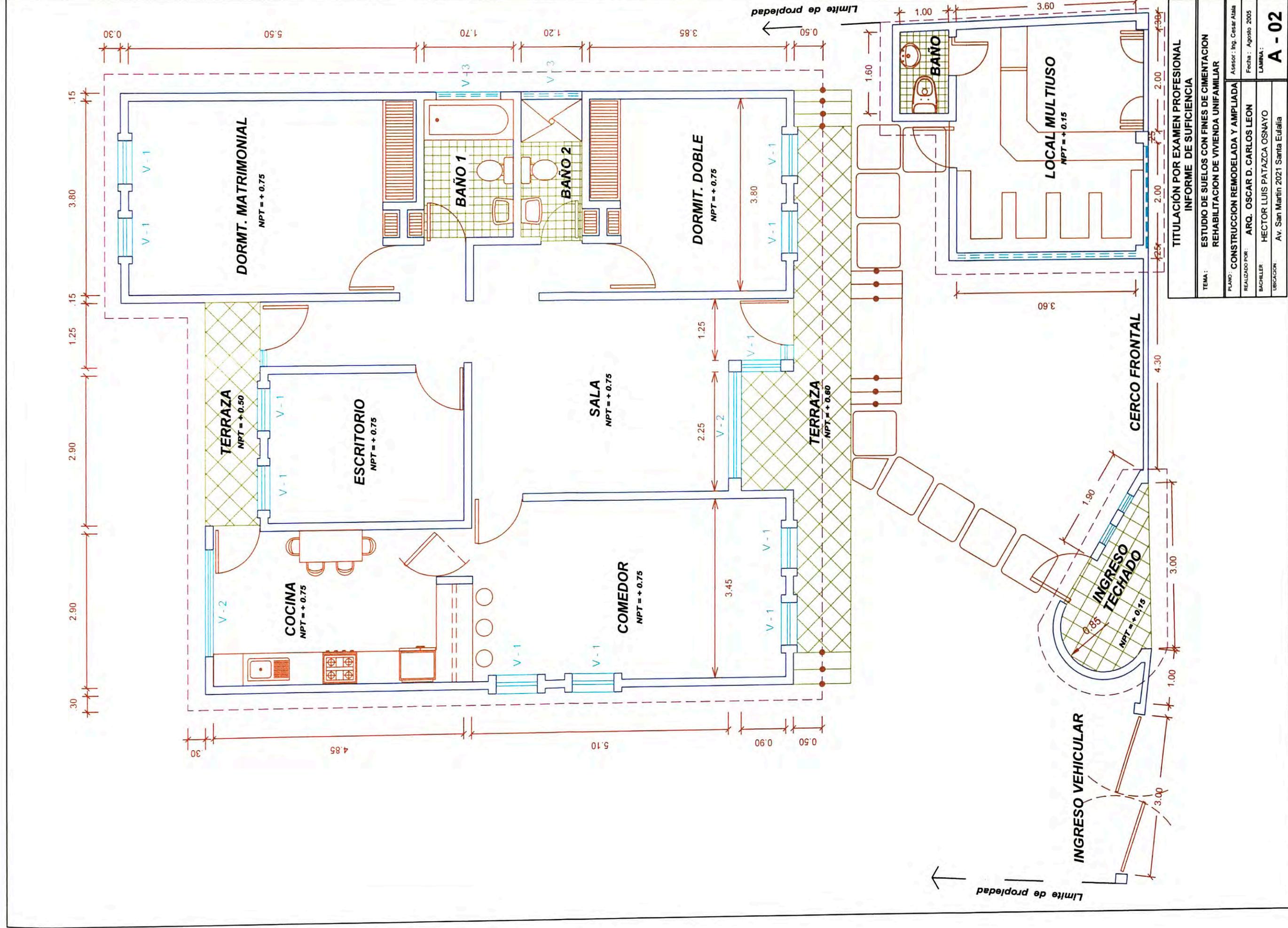
COCINA
NPT = + 0.75

HABITACION
NPT = + 0.75

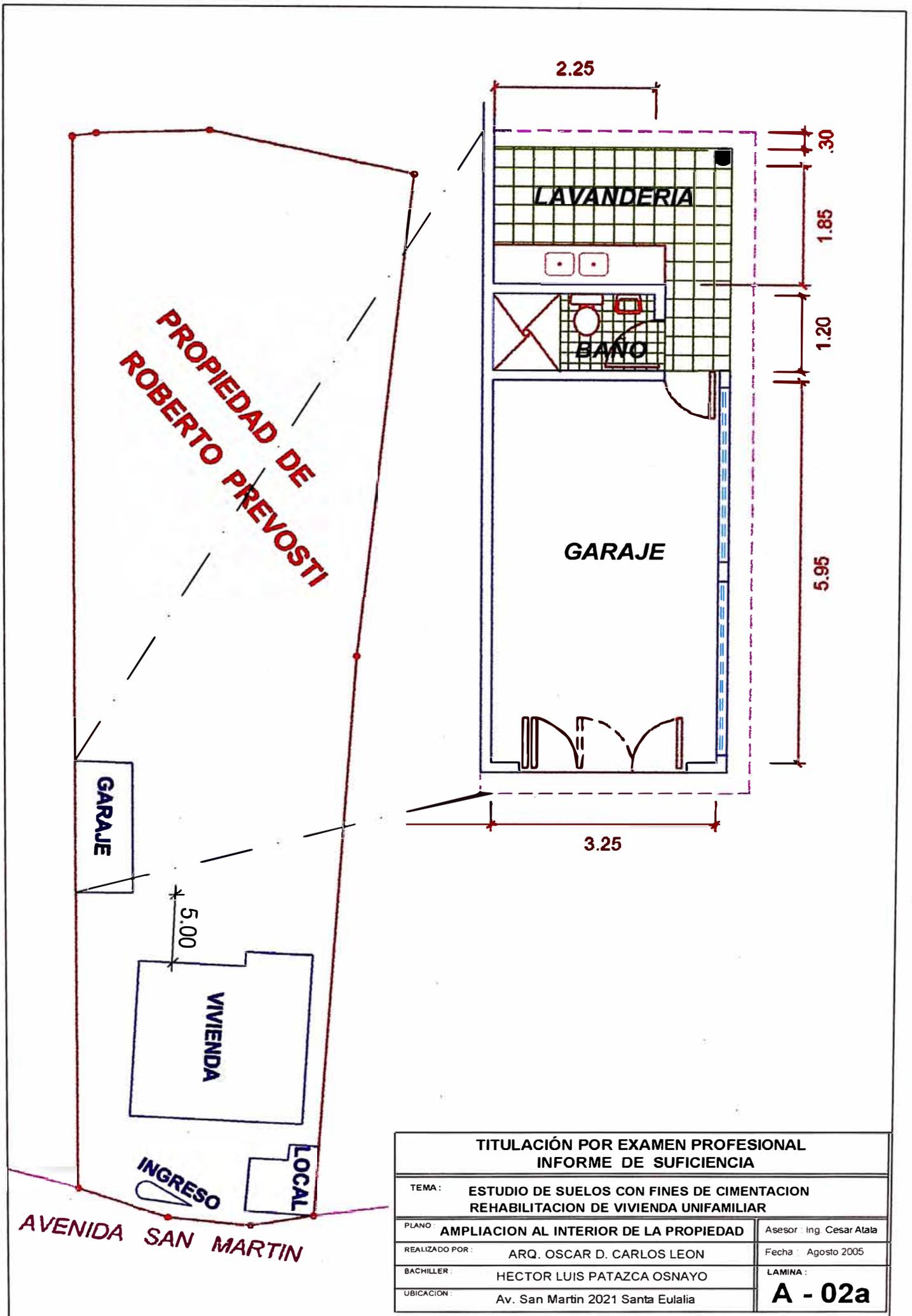
HABITACION
NPT = + 0.75

HABITACION
NPT = + 0.75

BAÑO



TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL	
INFORME DE SUFICIENCIA	
TEMA: ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	
PLANO: CONSTRUCCION REMODELADA Y AMPLIADA	Asesor: Ing. Cesar Alata
REALIZADO POR: ARQ. OSCAR D. CARLOS LEON	Fecha: Agosto 2005
BACHELLER	LAMINA:
HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO	A - 02
UBICACION: Av. San Martin 2021 Santa Eufalia	



**PROPIEDAD DE
ROBERTO PREVOSTI**

GARAJE

5.00

VIVIENDA

INGRESO

LOCAL

AVENIDA SAN MARTIN

2.25

LAVANDERIA

.30

1.85

1.20

GARAJE

5.95

3.25

**TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL
INFORME DE SUFICIENCIA**

TEMA: **ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION
REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR**

PLANO: **AMPLIACION AL INTERIOR DE LA PROPIEDAD**

Asesor: Ing. Cesar Atala

REALIZADO POR: **ARQ. OSCAR D. CARLOS LEON**

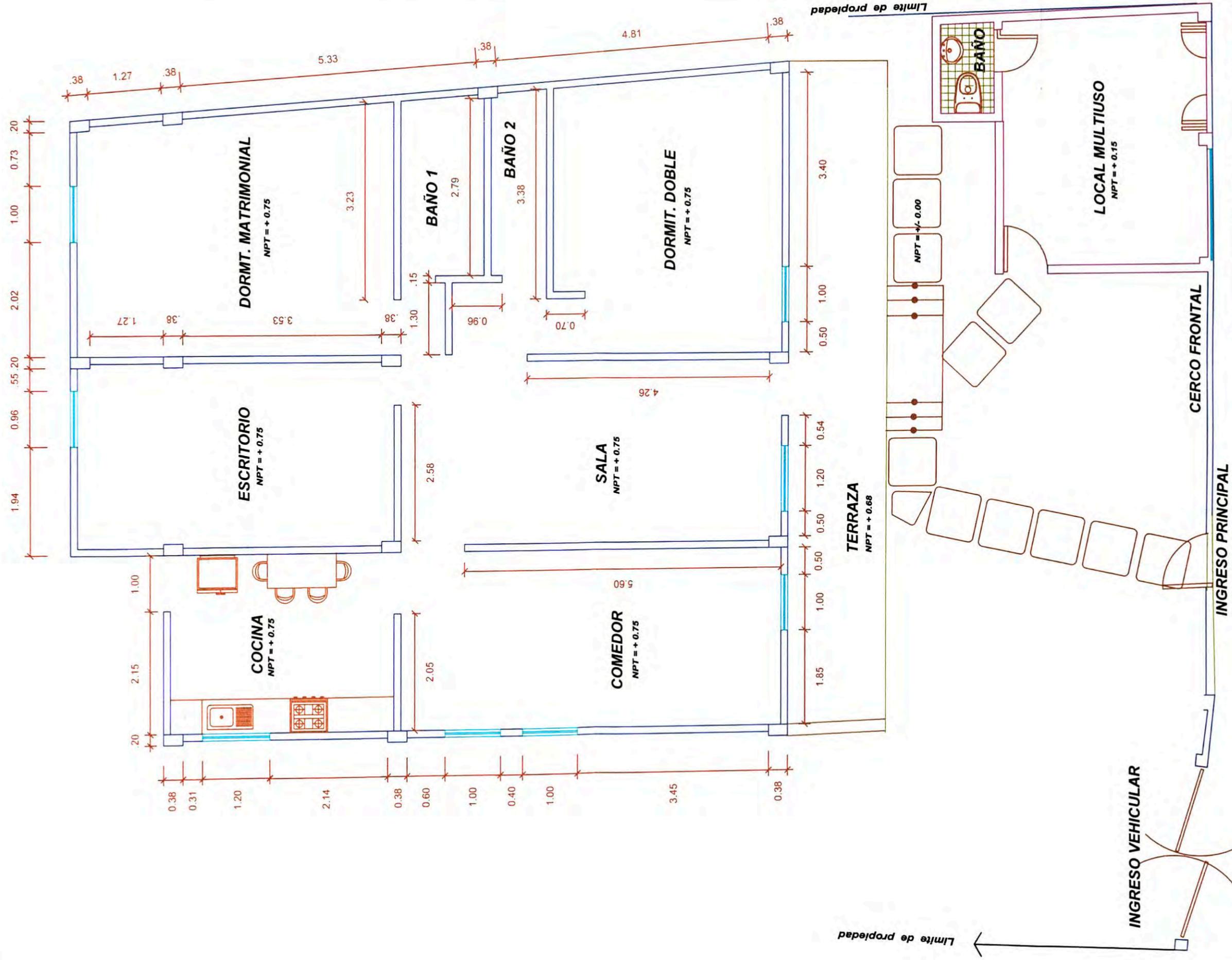
Fecha: Agosto 2005

BACHILLER: **HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO**

LAMINA:

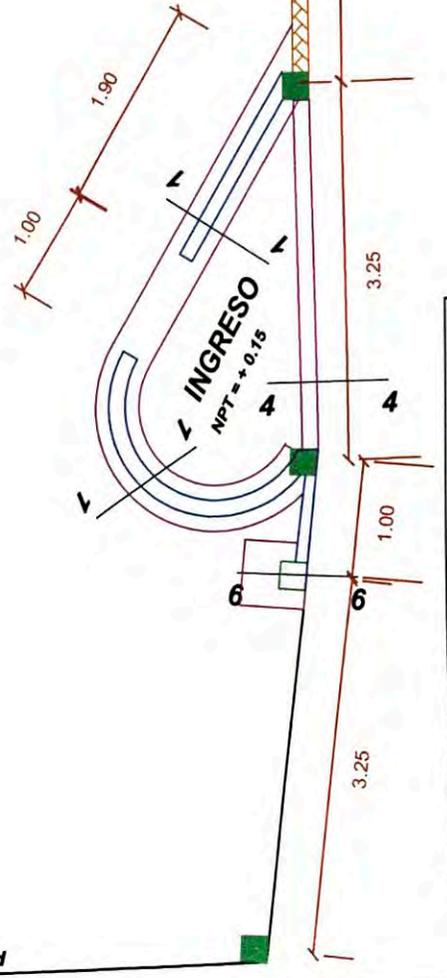
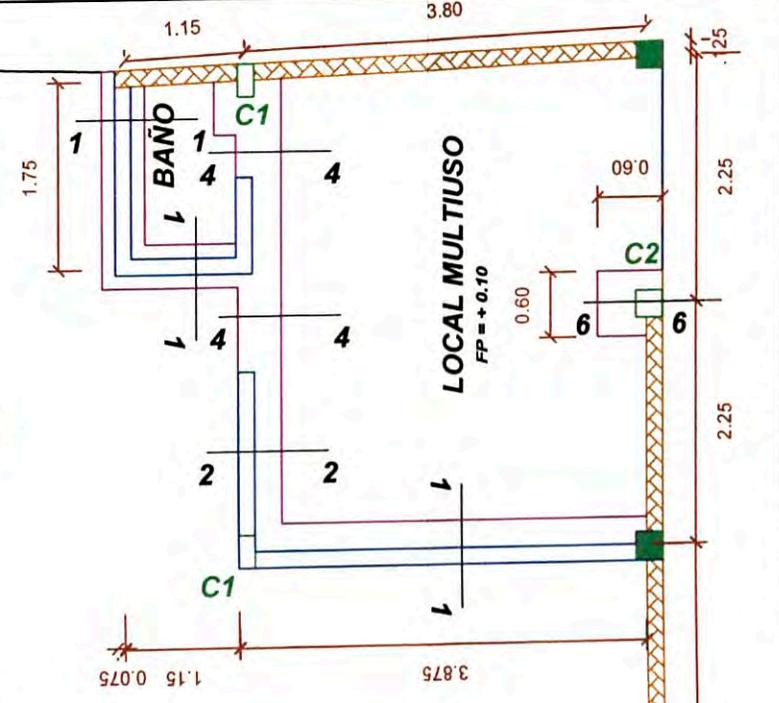
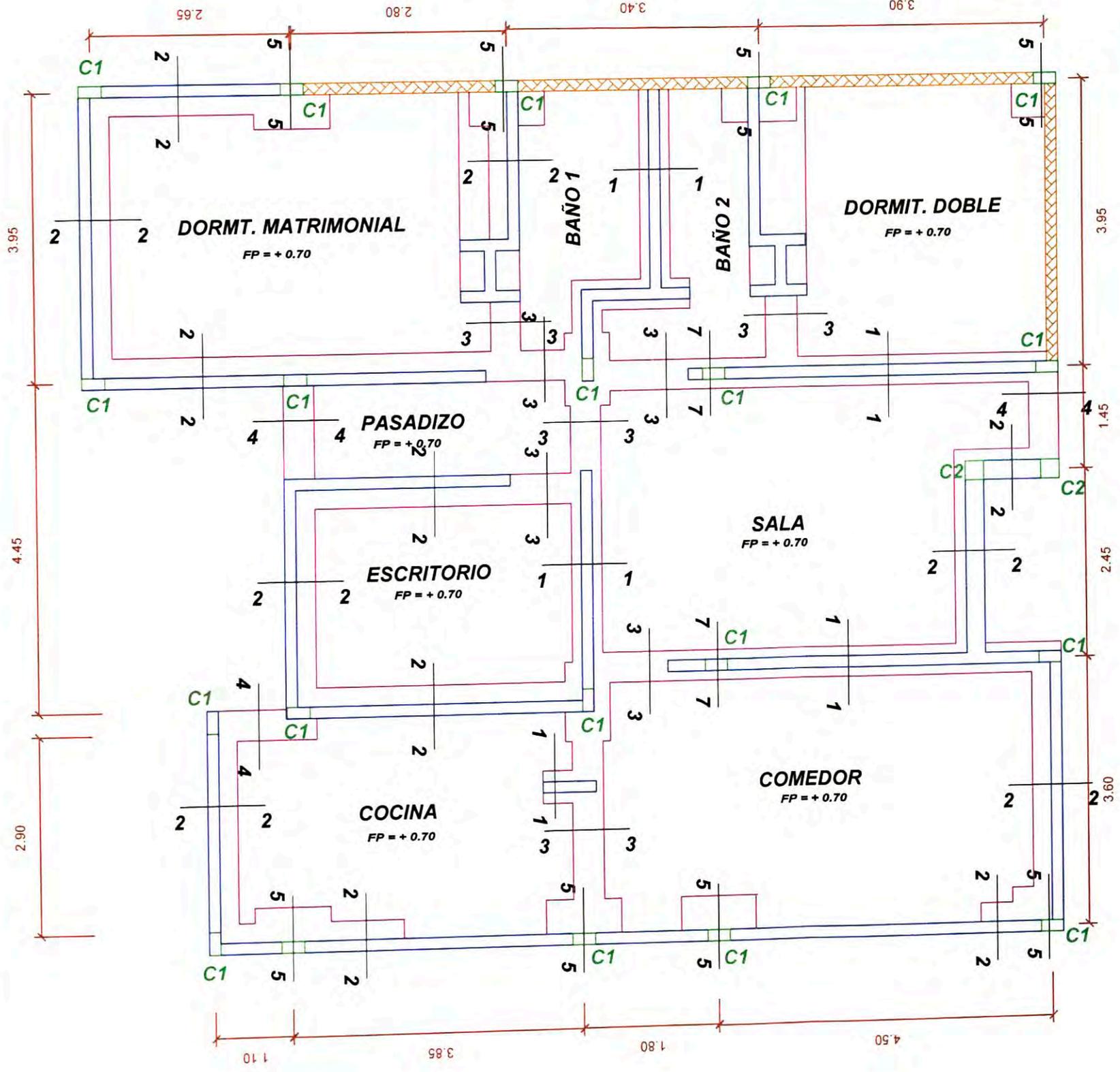
UBICACION: **Av. San Martin 2021 Santa Eulalia**

A - 02a



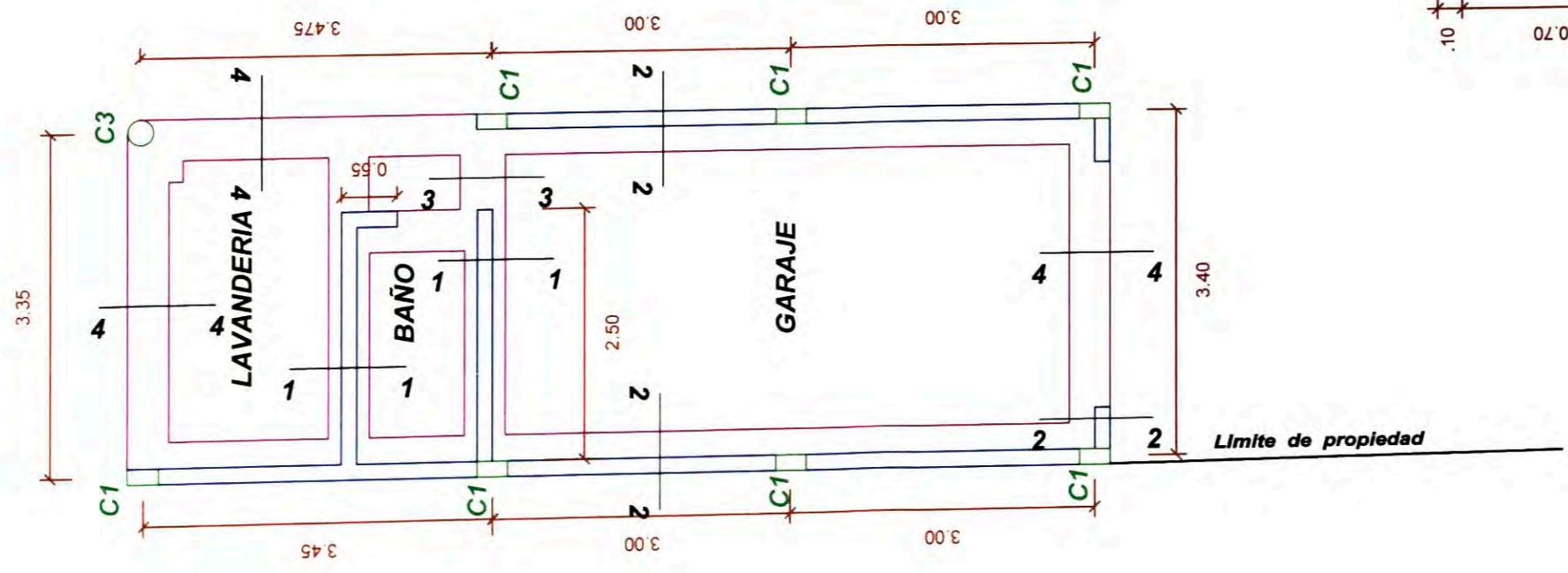
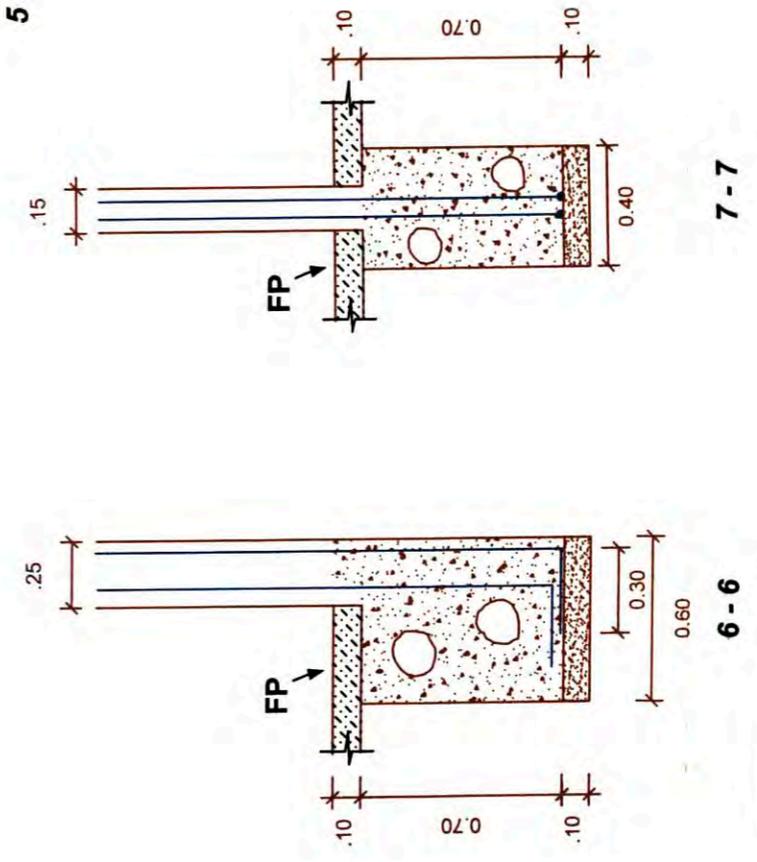
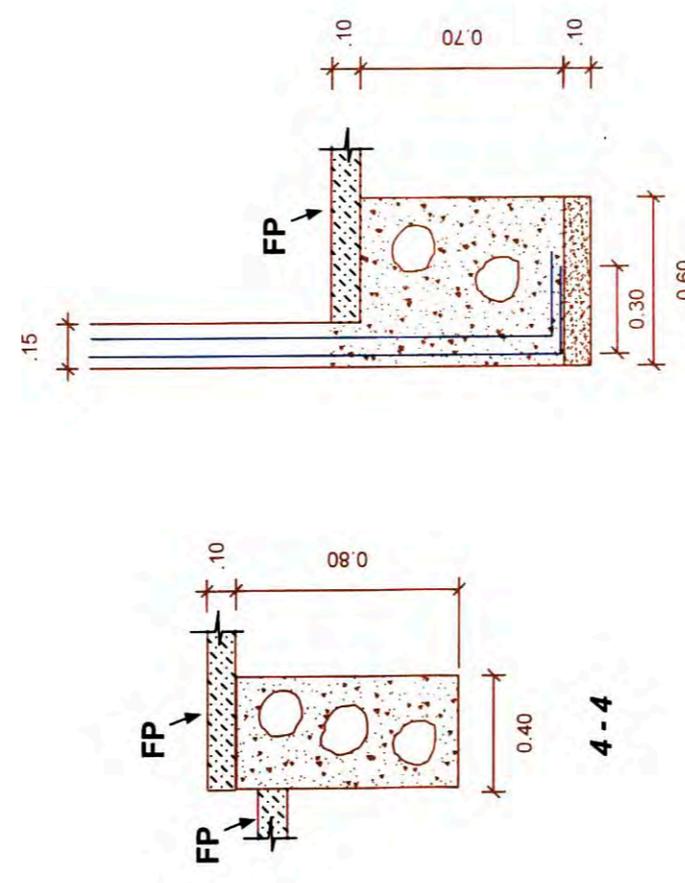
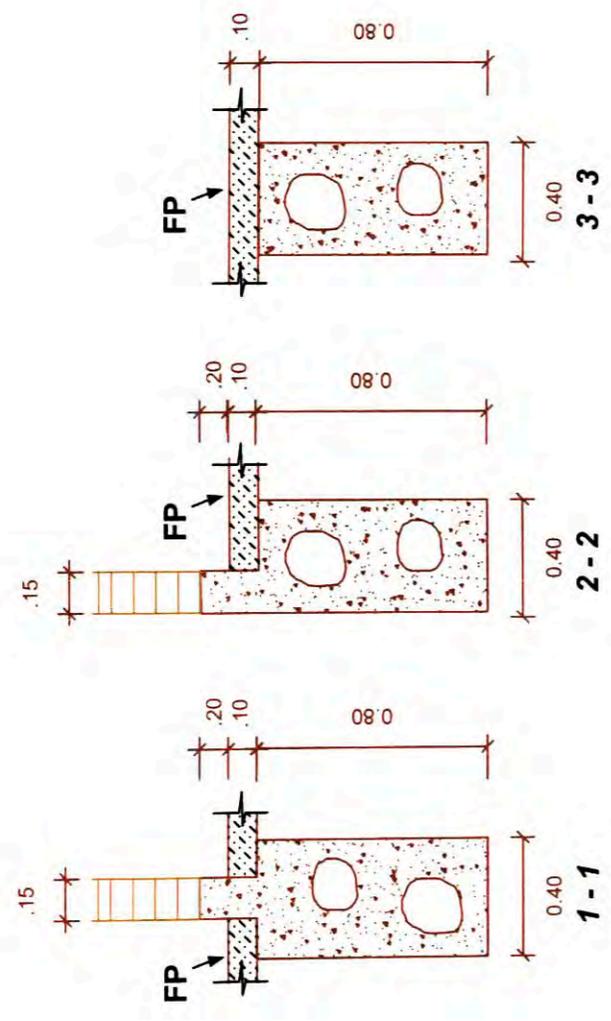
TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL INFORME DE SUFICIENCIA	
TEMA:	ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
PROPIETARIO:	Sr. Roberto Prevosti
PLANO:	REPLANTEO DE LA VIVIENDA
DISEÑO:	BACH. HECTOR L. PATAZCA OSNAYO
UBICACION:	Av. San Martin 2021 Santa Eulalia
Asesor:	Ing. Cesar Alata
Fecha:	Agosto 2005
LAMINA:	A - 03

Limite de propiedad



TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL INFORME DE SUFICIENCIA	
TEMA:	ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
PLANO:	CIMENTACION
REALIZADO POR:	ARQ. OSCAR D. CARLOS LEON
BACHILLER:	HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
UBICACION:	Av. San Martin 2021 Santa Eulalia
Asesor: Ing. Cesar Abala	Fecha: Agosto 2005
LAMINA:	C-01

LEYENDA	
	Muros existentes que Permanecen
	Muros Nuevos
	Columnas existentes que Permanecen
	Columnas Nuevas



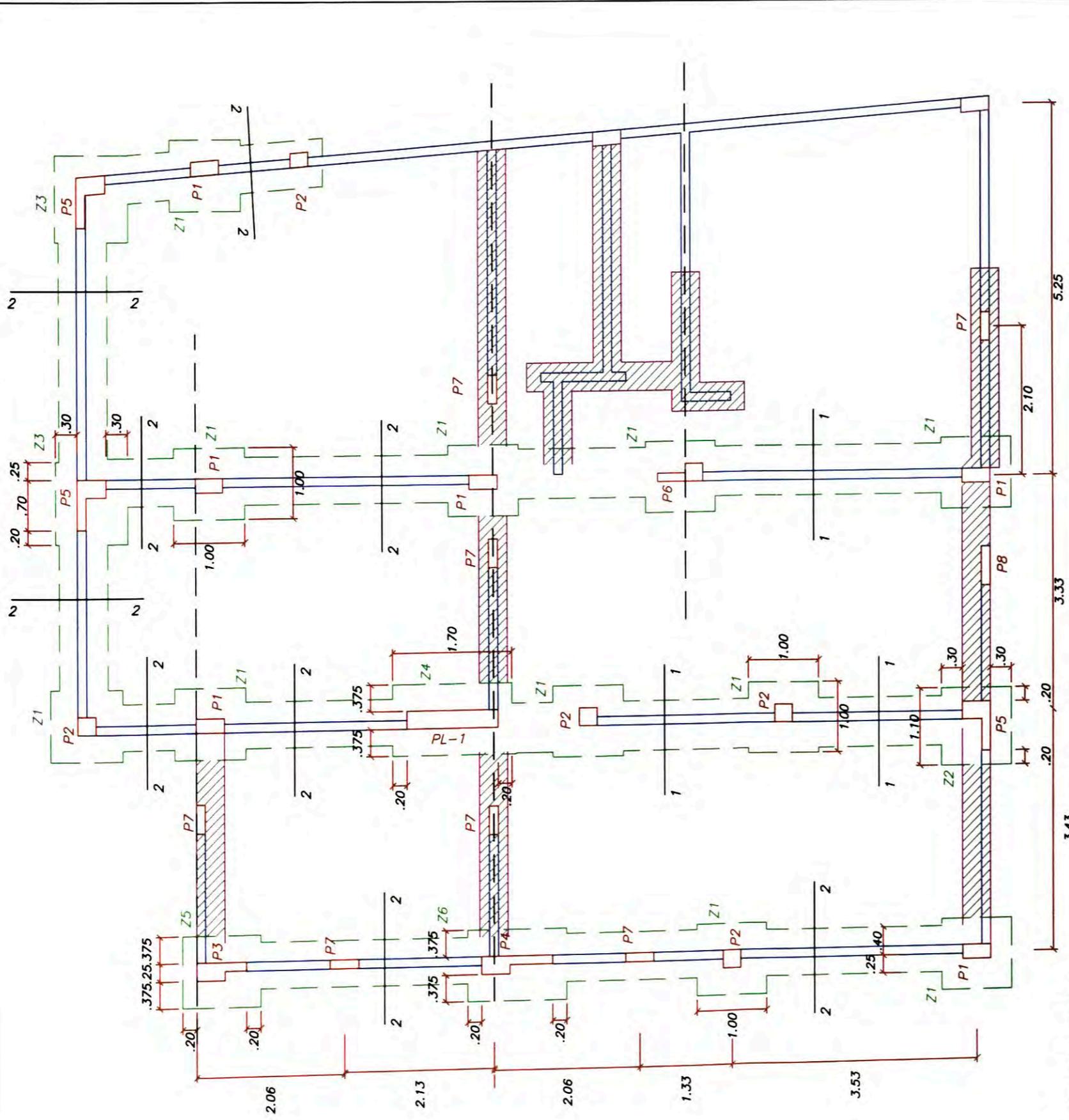
ESCALA: 1/50

CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	DIMENSION	ARMADURA	ESTRIBOS
C-1	.15 x .30	4 Ø 1/2"	Ø1/4" = 1 @ .05, 4 @ .10, 2 @ .15, Rto. @ .25 c/e
C-2	.25 x .25	4 Ø 3/8"	IDEM.
C-3	Ø .25	4 Ø 1/2"	IDEM.

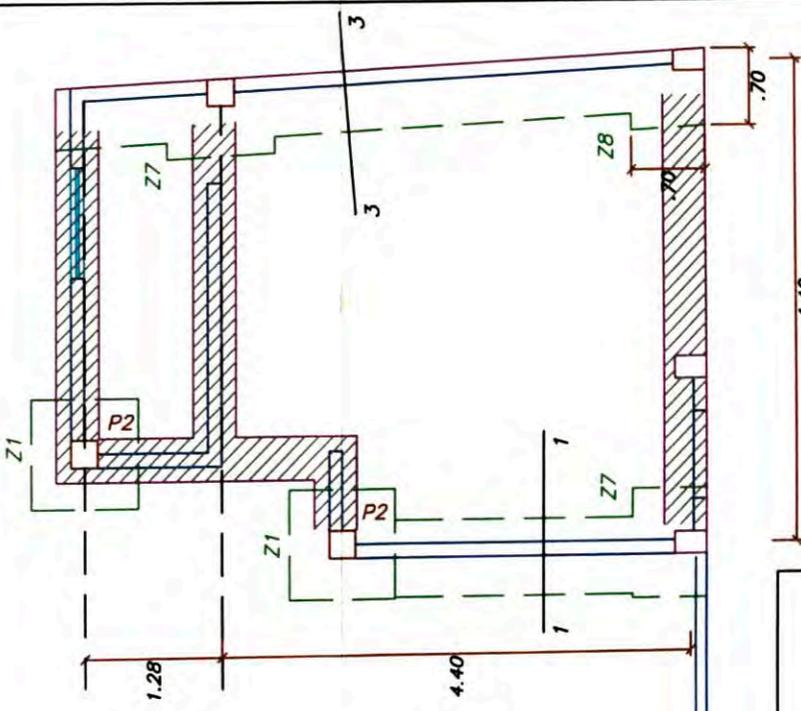
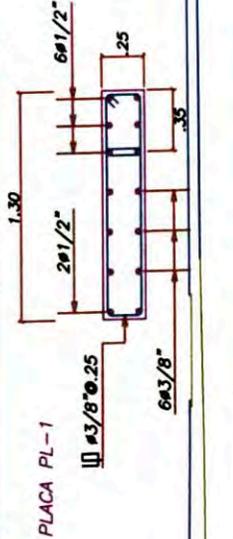
**TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL
INFORME DE SUFICIENCIA**

TEMA:	ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	Asesor: Ing. Cesar Alala
PLANO:	CIMENTACION	Fecha: Agosto 2005
REALIZADO POR:	ARQ. OSCAR D. CARLOS LEON	LAMINA:
BACHILLER:	HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO	C-02
UBICACION:	Av. San Martin 2021 Santa Eulalia	



CUADRO DE PLACAS

Placa	1 PISO	2 PISO	3 PISO	4 PISO
P1	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P2	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P3	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P4	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P5	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P6	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P7	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25
P8	.40x.25 6 #1/2" #1/4" @.25	.25x.25 4 #1/2" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+1 #3/8" #1/4" @.25	.15x.25 7 #1/2"+2 #3/8" #1/4" @.25



CURSO DE TITULACION PROFESIONAL - INFORME DE SUFICIENCIA

TEMA: ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION
REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR

PLANO: CIMENTACION - REFORZAMIENTO DE VIVIENDA

REALIZADO POR: ING. LUIS VARGAS

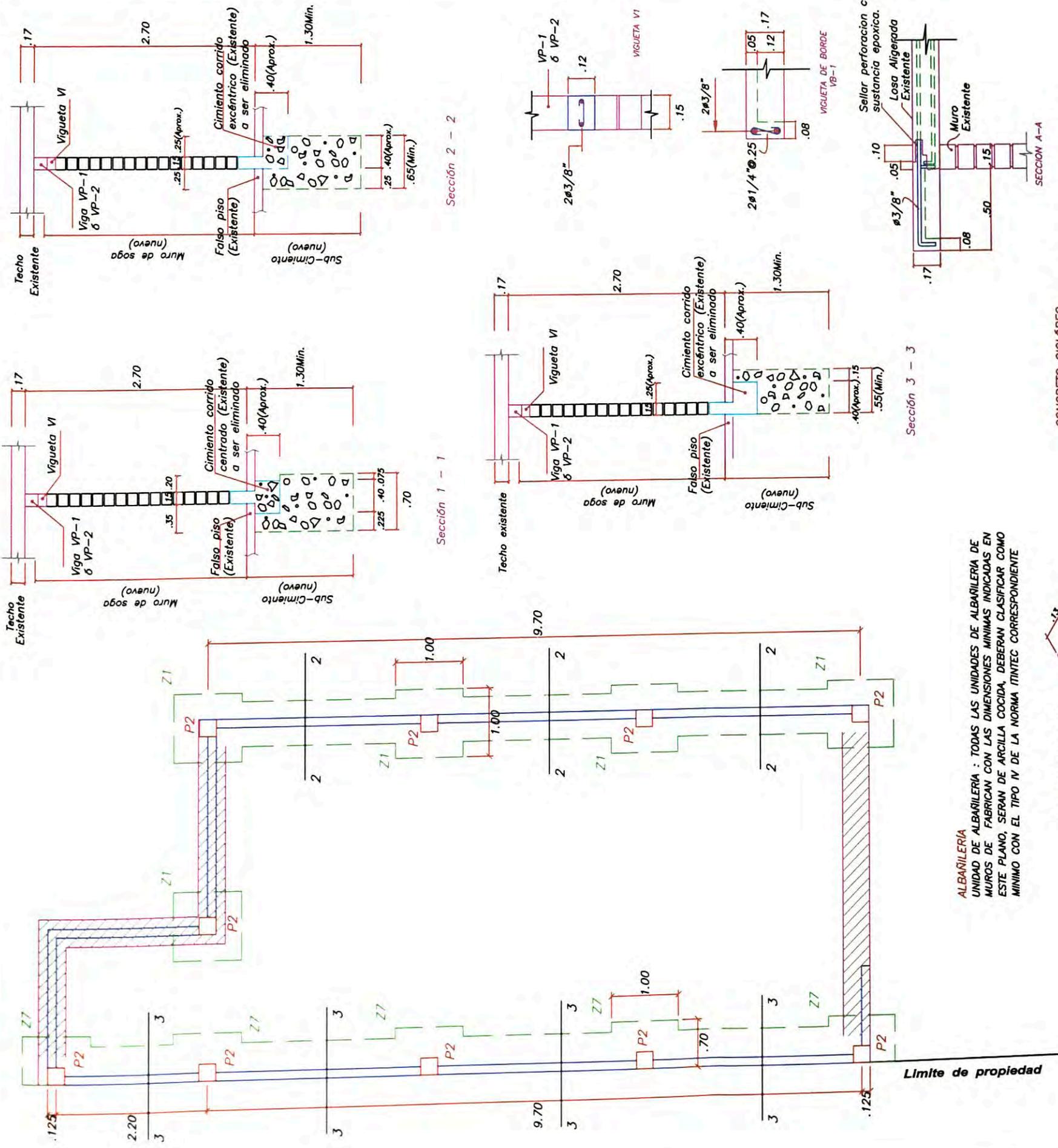
BACHILLER: HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO

UBICACION: Av. San Martin 2021 Santa Eulalia

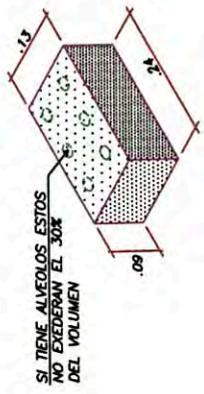
Asesor: Ing. Cesar Alala
Fecha: Agosto 2005
LAMINA: **C - 03**

LEYENDA

	Cimentación existentes que Permanecen
	Cimentación Nueva
	Columnas existentes que Permanecen
	Placas Nuevas



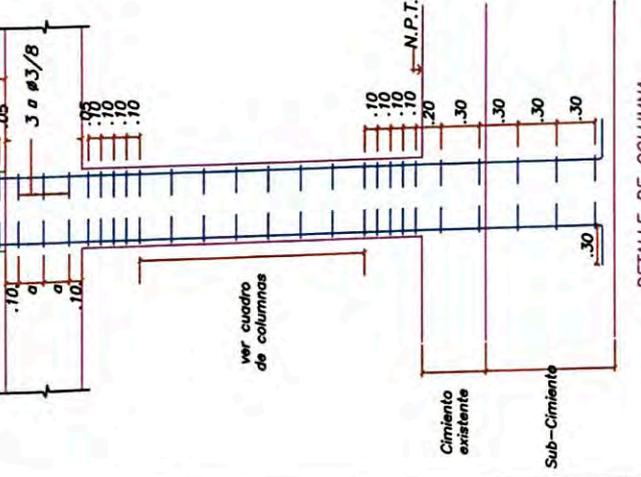
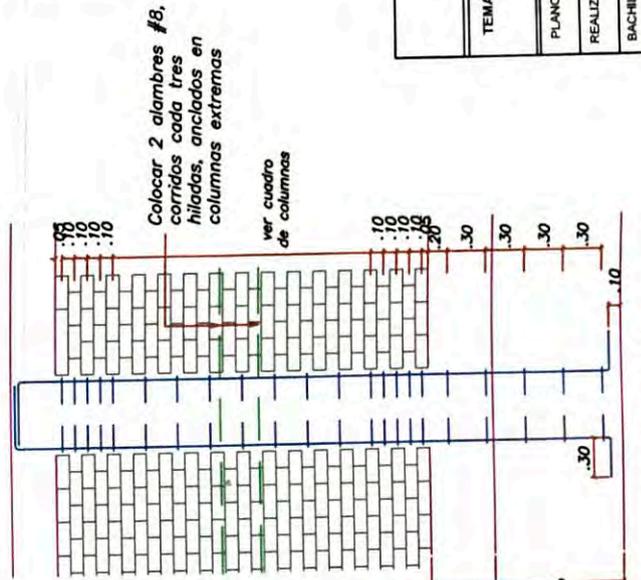
ALBARILERIA : TODAS LAS UNIDADES DE ALBARILERIA DE UNIDAD DE ALBARILERIA CON LAS DIMENSIONES MINIMAS INDICADAS EN MUROS DE FABRICAN CON ARCILLA COCIDA, DEBERAN CLASIFICAR COMO ESTE PLANO, SERAN DE ARCILLA COCIDA, DEBERAN CLASIFICAR COMO MINIMO CON EL TIPO IV DE LA NORMA INTTEC CORRESPONDIENTE



CONCRETO CICLOPEO : $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ MAS 30% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 6"
 SUB CIMIENTO : $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ MAS 30% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 4"
 SOBRECIMENTOS : $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ MAS 30% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 2"
 CONCRETO ARMADO : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (PARA ELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO A USAR EN LA CIMENTACIÓN, VER ESTUDIO DE SUELOS)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SUGERIDO

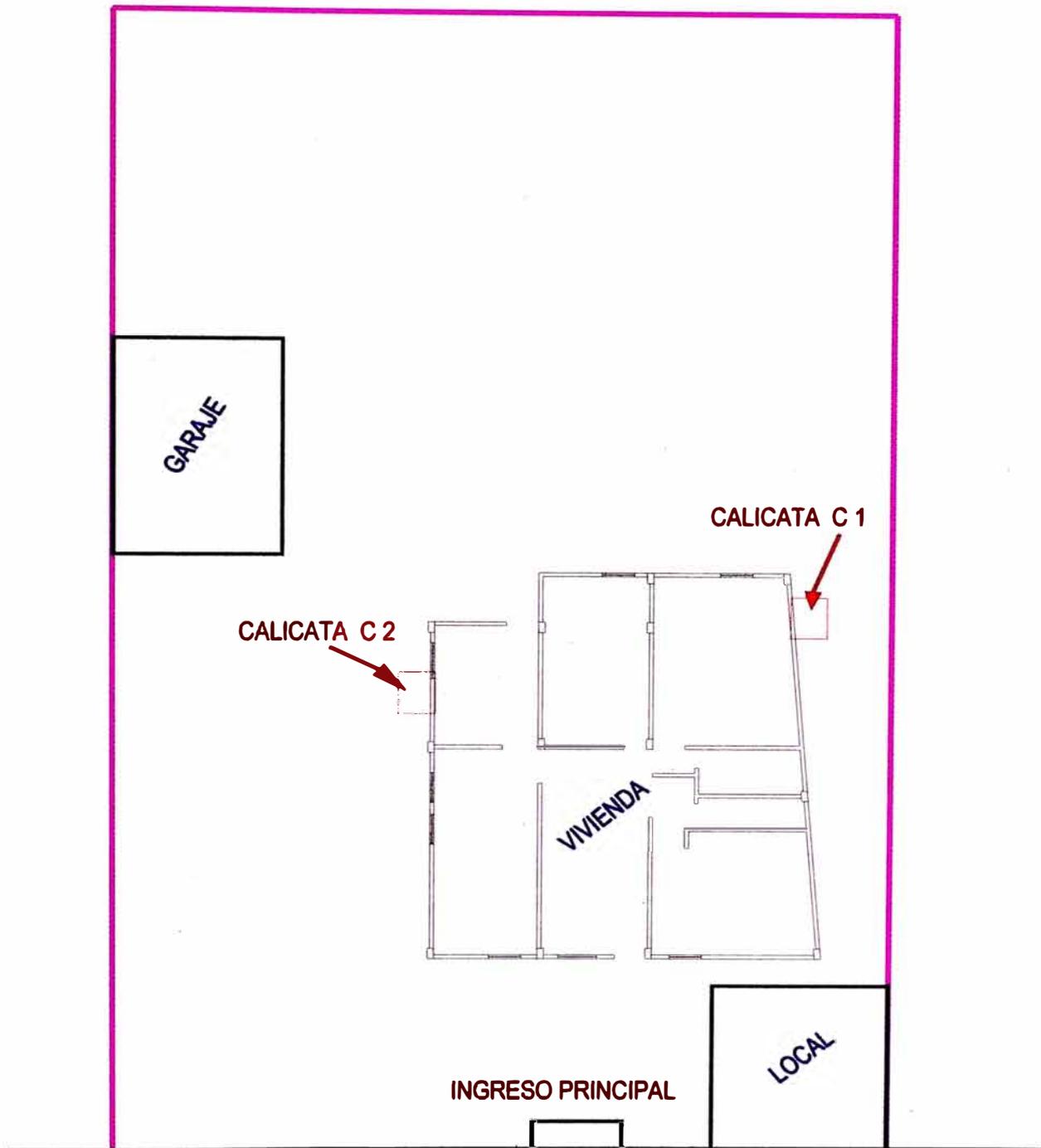
- LA REPARACIÓN DE LOS MUROS SE HARA POR EJES, EN ETAPAS QUE SEGUARAN LA SECUENCIA SIGUIENTE:
- PRIMERA ETAPA: APUNTALAMIENTO
 - 1a.- APUNTALAMIENTO DE PÁROS ADYACENTES AL MURO POR REFORZAR USANDO POSTES METÁLICOS.
 - SEGUNDA ETAPA: CALZADURA DE CIMENTACIÓN
 - 2a.- EXCAVACIONES PARA CALZADURA EN TRAMOS ALTERNOS DE 1.50 m.
 - 2b.- VACHADO DE CALZADURA
 - TERCERA ETAPA: DEMOLICIÓN
 - 3a.- DEMOLICIÓN MUROS DE SOGA EN PÁROS QUE NO EXCEDAN 3 m. DE LONGITUD
 - CUARTA ETAPA: NUEVOS MUROS
 - 4a.- ASENTADO DE NUEVO MURO DE SOGA
 - 4b.- VACHADO VIGUETA VI
 - QUINTA ETAPA: DESMONTAJE
 - 5a.- DESPUES DE 15 DIAS SE RETIRARAN LOS POSTES METÁLICOS



TITULACIÓN POR EXAMEN PROFESIONAL INFORME DE SUFICIENCIA

TEMA:	ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
PLANO:	CIMENTACION - REFORZAMIENTO
REALIZADO POR:	ING. LUIS VARGAS
BACHILLER:	HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
UBICACION:	Av. San Martin 2021 Santa Eulalia
Asesor:	Ing. Cesar Alala
Fecha:	Agosto 2005
LAMINA:	C - 04

ANEXO I I
REGISTRO DE
EXCAVACIONES



P-01 Ubicación de las dos Calicatas a Cielo Abierto de profundidad de 3m.



EXPLORACION GEOTECNICA						REGISTRO DE CALICATA					
						C - 1					
SOLICITADO		BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO				NIVEL FREATICO		N.A.			
PROYECTO		ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION DE EDIFICIO DE 1 PISO				REGISTRADO POR		H.L.P.O.			
UBICACION		AV. SAN MARTIN 2021 SANTA EULALIA				REVISADO POR		H.L.P.O.			
PROFUNDIDAD		3.00 m.		COORDENADAS	X: _____ Y: _____	COTA (m.s.n.m)	1,015		FECHA		JUNIO 2005
PROF. (m)	SIMBOLO (SUCS)	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITE DE CONSISTENCIA			Y _m (gr/cm ³)	c (Kg/cm ²)	φ (°)	
					W (%)	L.L. (%)	I.P. (%)				
0.50	SC		ESTRATO SEMI COMPACTO CON PRESENCIA DE RAICES SECA Y DE COLOR MARRON PRESENCIA DE BOLONES	M - 0	--	--	--	--	--	--	
0.90	GP - GM		ESTRATO DE GRAVA POBREMENTE GRADUADO INTERCALANDOSE CON ARENA LIMOSA	M - 1	--	21.5	NP	1.750	0.00	33.2	
1.00	SM		ARENAS LIMOSAS, MESCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADO	M - 2	--	--	--	--	--	--	
2.00	SW - SM		ESTRATO DE ARENA BIEN GRADUADA DENSA, MARRON, INTERCALANDOSE CON ARENA LIMOSA	M - 3	--	NP	NP	1.403	0.02	32.4	
2.50											
3.00											
3.50											
4.00											
4.50											
5.00											



EXPLORACION GEOTECNICA						REGISTRO DE CALICATA				C - 2				
SOLICITADO		BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO				NIVEL FREATICO		N.A.						
PROYECTO		ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION DE EDIFICIO DE 1 PISO				REGISTRADO POR		H.L.P.O.						
UBICACION		AV. SAN MARTIN 2021 SANTA EULALIA				REVISADO POR		H.L.P.O.						
PROFUNDIDAD		3.00 m.		COORDENADAS		X: _____ Y: _____	COTA (m.s.n.m)		1,015		FECHA		JUNIO 2005	
PROF. (m)	SIMBOLO (SUGS)	SIMBOLO GRAFICO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRA	HUMEDAD NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA			Ym (gr/cm3)	c (Kg/cm2)	Ø (°)				
					W (%)	L.L. (%)	I.P. (%)							
0.40	Re		ESTRATO CON MATERIAL DE RRELLENO LADRILLO, CONCRETO, ETC	M - 0	--	--	--	--	--	--				
0.50	SM - SC		ESTRATO DE ARENA CON LIMOS Y ARCILLAS, MARRON	M - 1	1.9	24.50	4.3	1.701	0.01	32.6				
0.90	SM		ARENAS LIMOSAS, MESCLES DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADO	M - 2	2.5	24.90	NP	1.600	0.00	34.5				
1.50	SW - SM		ESTRATO DE ARENA BIEN GRADUADA DENSA, MARRON, INTERCALANDOSE CON ARENA LIMOSA	M - 3	--	NP	NP	1.37	0.03	32.1				
1.60														
2.00														
2.50														
3.00														
3.50														
4.00														
4.50														
5.00														

ANEXO III
RESULTADOS DE
ENSAYOS DE
LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S05 - 085

SOLICITADO : ING. NESTOR HUAMAN GUERRERO
PROYECTO : VIVIENDA UNIFAMILIAR
UBICACIÓN : Santa Eulalia - Av. San Martín N° 2021
FECHA : 21, Febrero del 2005

ENSAYOS ESTÁNDAR

I. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata : C-1
Muestra : M-2
Prof. (m) : 0.50 - 0.90

Malla	(%) Acumulado que pasa
3"	100.0
2"	65.4
1 1/2"	60.0
1"	48.8
3/4"	48.0
1/2"	46.4
3/8"	46.2
1/4"	44.8
N°4	44.3
N°10	38.5
N°20	29.9
N°30	27.2
N°40	23.0
N°60	17.2
N°100	14.1
N°200	10.3
% de Grava	55.7
% de Arena	34.0
% de Finos	10.3

LIMITE LIQUIDO (%) : 21.5
ASTM D4318
LIMITE PLASTICO (%) : NP
ASTM D4318
INDICE DE PLASTICIDAD (%) : NP

CLASIFICACION SUCS : GP-GM

ANTIOCHO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos LNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

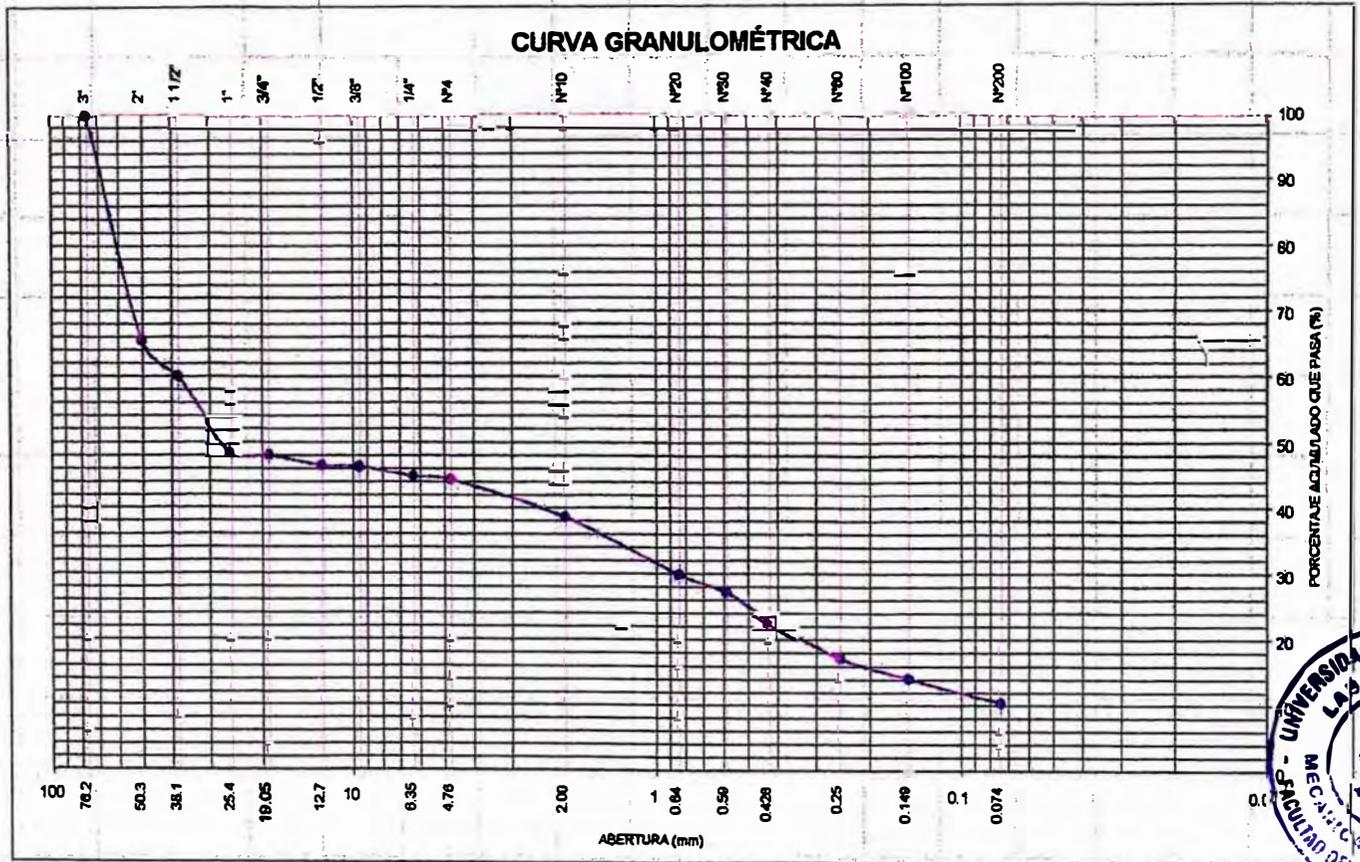
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	INFORME N° S05 - 085
ASTM D - 422	

Calicata : C-1
 Muestra : M-2
 Prof. (m) : 0.50 - 0.90

Solicitado : ING. NESTOR HUAMAN GUERRERO
 Proyecto : VIVIENDA UNIFAMILIAR
 Ubicación : Santa Eulalia - Av. San Martín N° 2021
 Fecha : 21, Febrero del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.300	85.4
1 1/2"	38.100	60.0
1"	25.400	48.8
3/4"	19.050	48.0
1/2"	12.700	46.4
3/8"	9.525	48.2
1/4"	6.350	44.8
N°4	4.760	44.3
N°10	2.000	38.5
N°20	0.840	29.9
N°30	0.590	27.2
N°40	0.426	23.0
N°60	0.250	17.2
N°100	0.149	14.1
N°200	0.074	10.3



V.B°

ANTIOCHO T. QUIÑONES DE LA NUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Viene de informe N° :

S05 - 085

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-2
Calicata : C-1
Prof.(m) : 0.50 - 0.90

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.750	1.750	1.750
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.664	1.664	1.664
Cont. de humedad inicial (%)	5.2	5.2	5.2
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.0533	2.0381	2.0990
Altura final de muestra (cm)	1.9949	2.0152	1.9644
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.130	2.101	2.144
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.802	1.784	1.830
Cont. de humedad final (%)	18.2	17.8	17.2
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3281	0.6586	0.9814

Angulo de friccion interna : **33.2 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.00**

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: Tec. Jorge Chávez U.

Revisado por: Ing. A. Quiñones V.


ANTIOCHO T. QUIÑONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





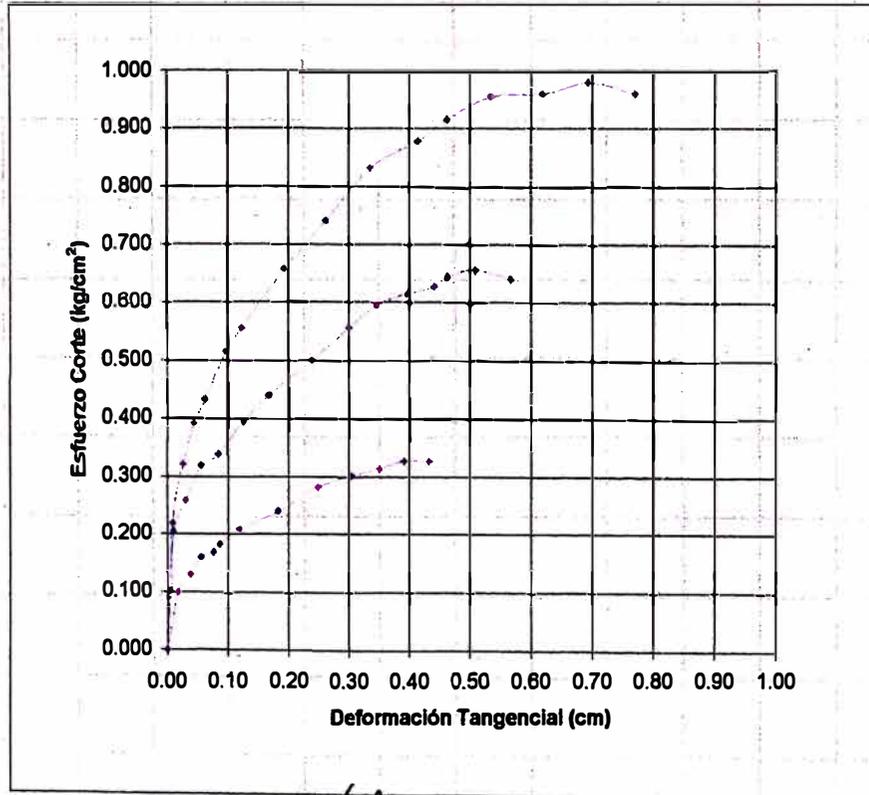
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 085

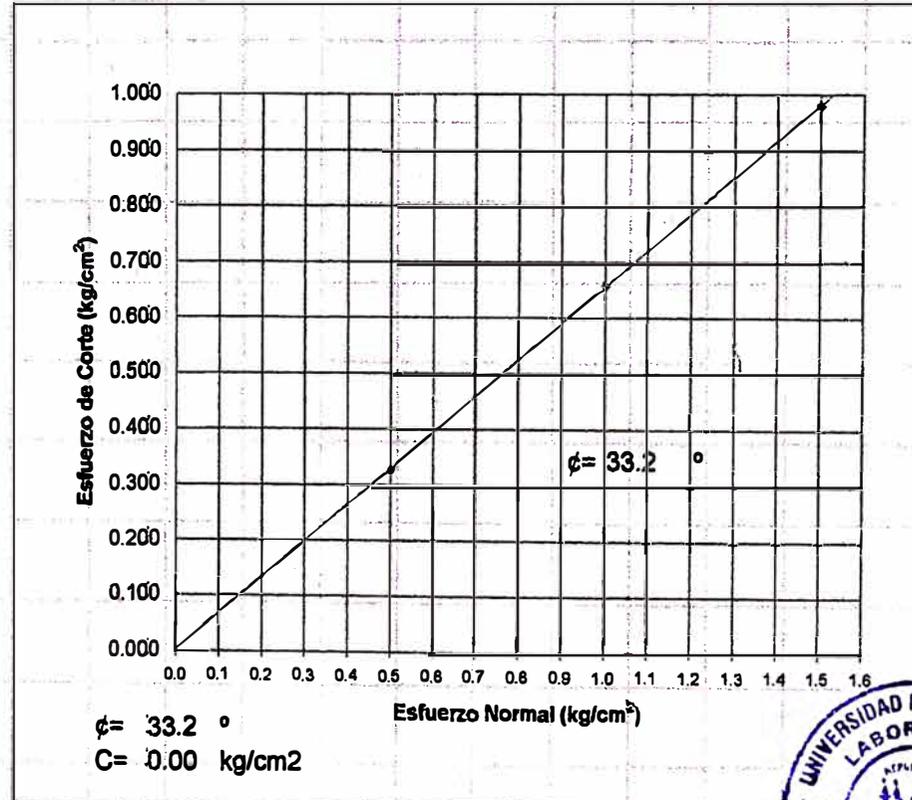
ESTADO : Remoideado (material < tamiz N° 4)
MUESTRA : M-2
CALICATA : C-1
Prof.(m) : 0.50 - 0.90

SOLICITADO : ING. NESTOR HUAMAN GUERRERO
PROYECTO : VIVIENDA UNIFAMILIAR
UBICACIÓN : Santa Eulalia - Av. San Martín N° 2021
FECHA : 21, Febrero del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Signature and name of Antiocho T. Quiroz Villanueva, Ing. Responsable de Area, Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S05 - 309

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
PROYECTO : TESIS: "REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR"
UBICACIÓN : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
FECHA : 30, Mayo del 2005

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

I. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata	C-1	C-2
Muestra	M-3	M-3
Prof. (m)	1.30	1.4
Malla	(% Acumulado que pasa)	
3"		
2"		
1 1/2"		
1"		
3/4"		
1/2"		
3/8"	100.0	100.0
1/4"	99.3	99.8
N°4	99.2	98.2
N°10	89.9	76.3
N°20	65.7	47.3
N°30	49.4	35.9
N°40	40.7	30.5
N°60	22.2	20.1
N°100	14.2	15.3
N°200	8.5	11.1
% de Grava	0.8	1.8
% de Arena	90.6	87.1
% de Finos	8.5	11.1

Densidad Máxima (gr/cm³) 1.49 1.46

Densidad Mínima (gr/cm³) 1.27 1.23

ASTM D4254

LIMITE LIQUIDO (%) NP NP

ASTM D4318

LIMITE PLASTICO (%) NP NP

ASTM D4318

INDICE DE PLASTICIDAD (%) NP NP

CLASIFICACION SUCS

SW-SM

SW-SM


ANTIOCHO QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

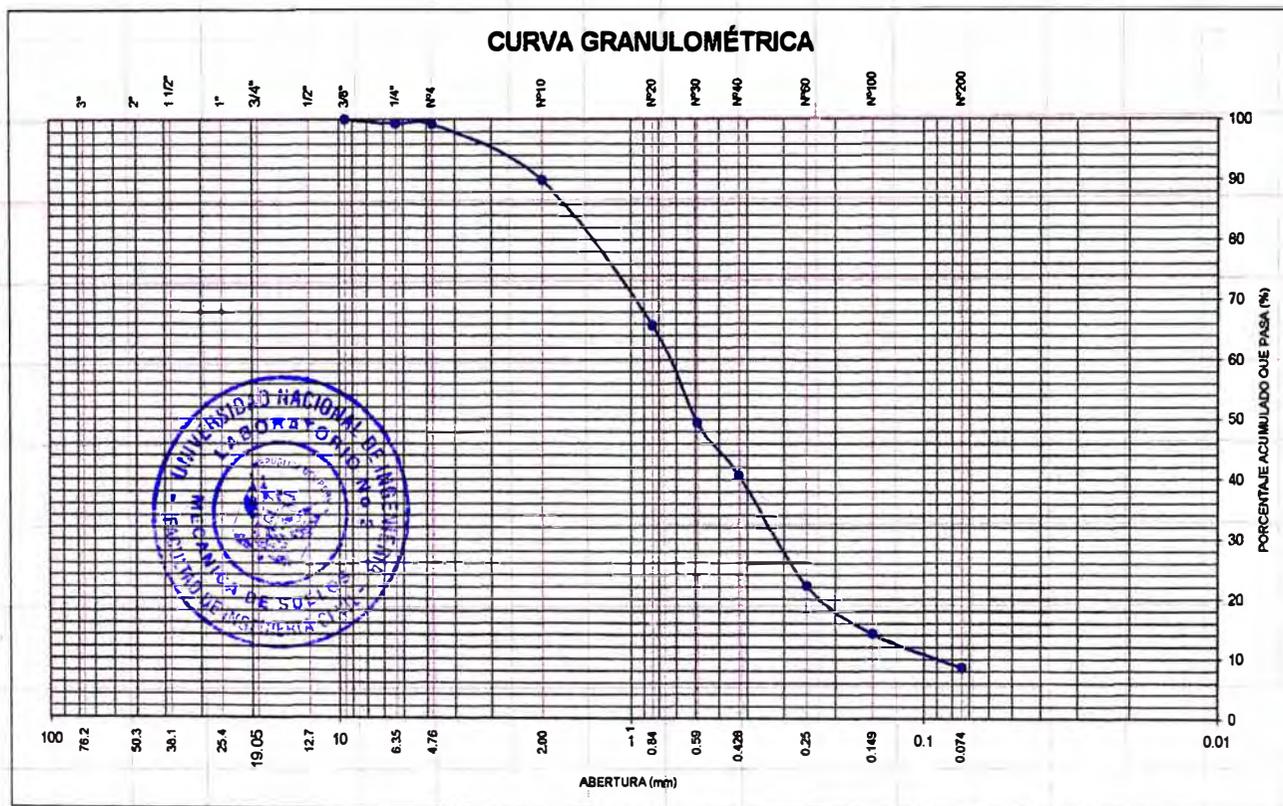
ASTM D - 422

Calicata : C-1
 Muestra : M-3
 Prof. (m) : 1.3

INFORME N° S05 - 309

Solicitado : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 Proyecto : TESIS: "REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR"
 Ubicación : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 Fecha : 30, Mayo del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	100.0
1/4"	6.350	99.3
N°4	4.760	99.2
N°10	2.000	89.9
N°20	0.840	65.7
N°30	0.590	49.4
N°40	0.426	40.7
N°60	0.250	22.2
N°100	0.149	14.2
N°200	0.074	8.5



V°B°

ANTIACO T. QUINONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UJI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

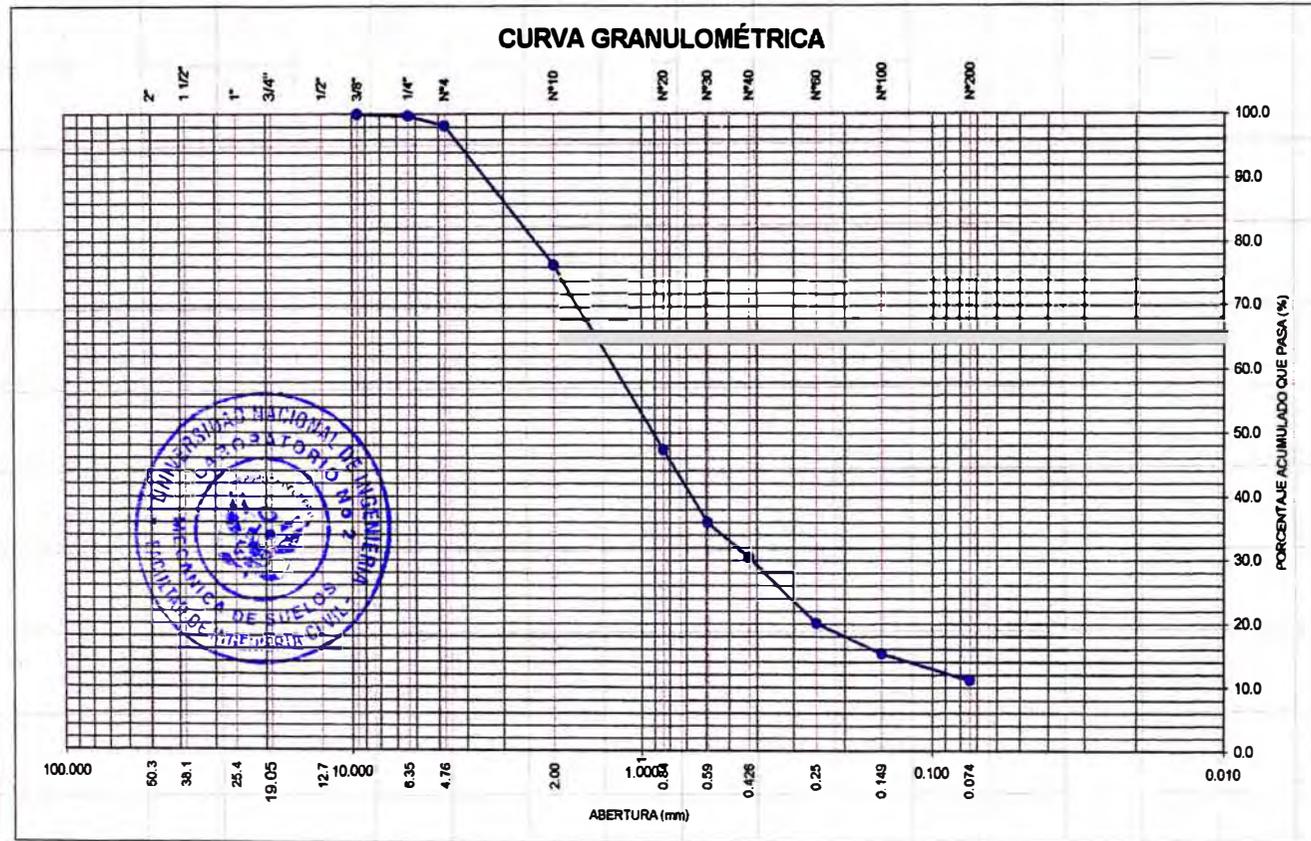
ASTM D - 422

Calicata : C-2
 Muestra : M-3
 Prof. (m) : 1.4

INFORME N° S05 - 309

Solicitado : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 Proyecto : TESIS: "REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR"
 Ubicación : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 Fecha : 30, Mayo del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	100.0
1/4"	6.350	99.8
N°4	4.760	98.2
N°10	2.000	76.3
N°20	0.840	47.3
N°30	0.590	35.9
N°40	0.426	30.5
N°60	0.250	20.1
N°100	0.149	15.3
N°200	0.074	11.1



VºBº

[Signature]
ANTIOCO T. QUIONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-3
Calicata : C-1
Prof.(m) : 1.30

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.403	1.403	1.403
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.387	1.387	1.387
Cont. de humedad inicial (%)	1.2	1.2	1.2
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.9375	1.8748	1.8293
Altura final de muestra (cm)	1.9177	1.8448	1.8003
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.91	1.976	2.016
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.563	1.624	1.664
Cont. de humedad final (%)	22.2	21.6	21.1
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3394	0.6617	0.9749

Angulo de friccion interna : **32.4 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.02**


ANTOCO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

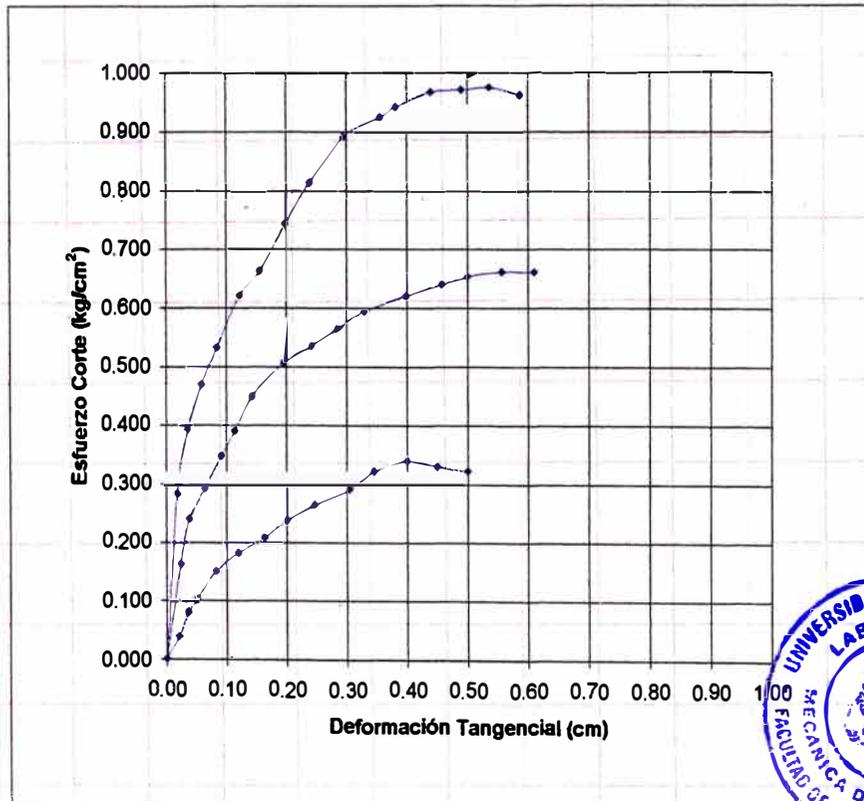
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 309

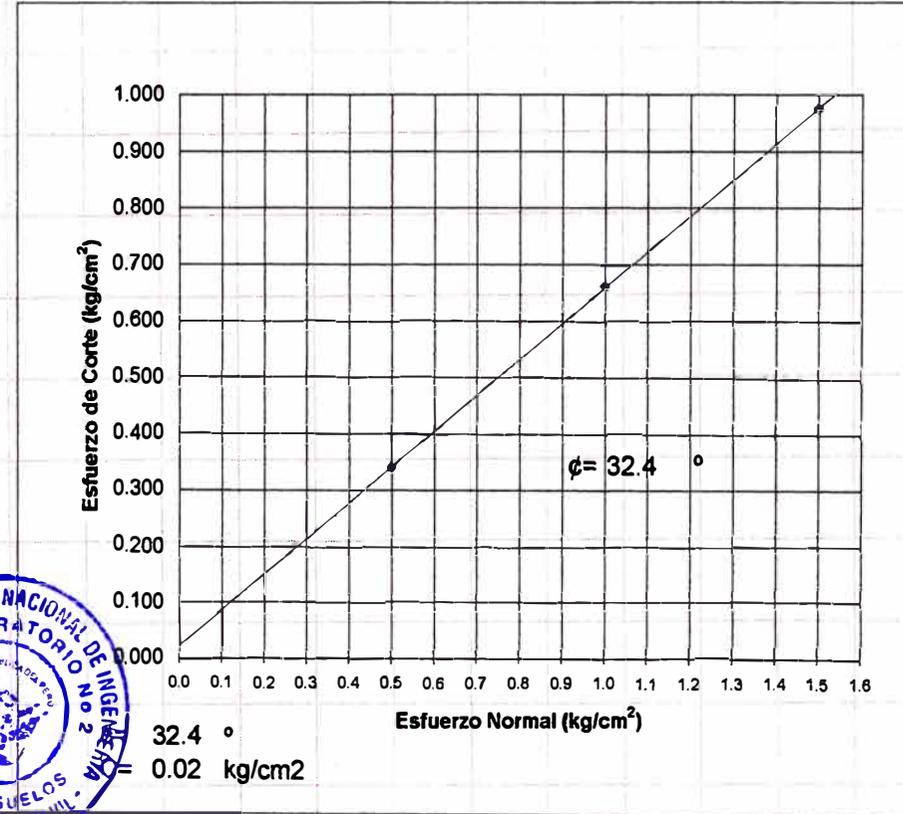
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
 MUESTRA : M-3
 CALICATA : C-1
 Prof.(m) : 1.3

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 PROYECTO : TESIS: "REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR"
 UBICACIÓN : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 FECHA : 30, Mayo del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
 ANTIOCO J. QUINONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-3
Calicata : C-2
Prof.(m) : 1.40

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.370	1.370	1.370
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.355	1.355	1.355
Cont. de humedad inicial (%)	1.1	1.1	1.1
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.9314	1.8656	1.8191
Altura final de muestra (cm)	1.9085	1.8064	1.7889
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.88	1.978	1.987
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.534	1.620	1.636
Cont. de humedad final (%)	22.6	22.0	21.4
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3421	0.6599	0.9689

Angulo de friccion interna : **32.1 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.03**

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: **Tec. Julio Chávez U.**

Revisado por: **Ing. A. Quiñones V.**


ANTIOCO QUIÑONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





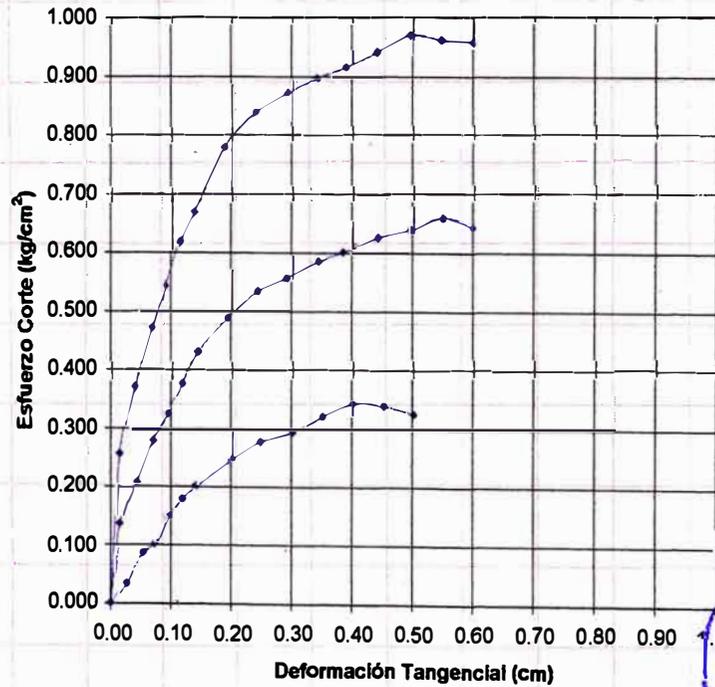
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 309

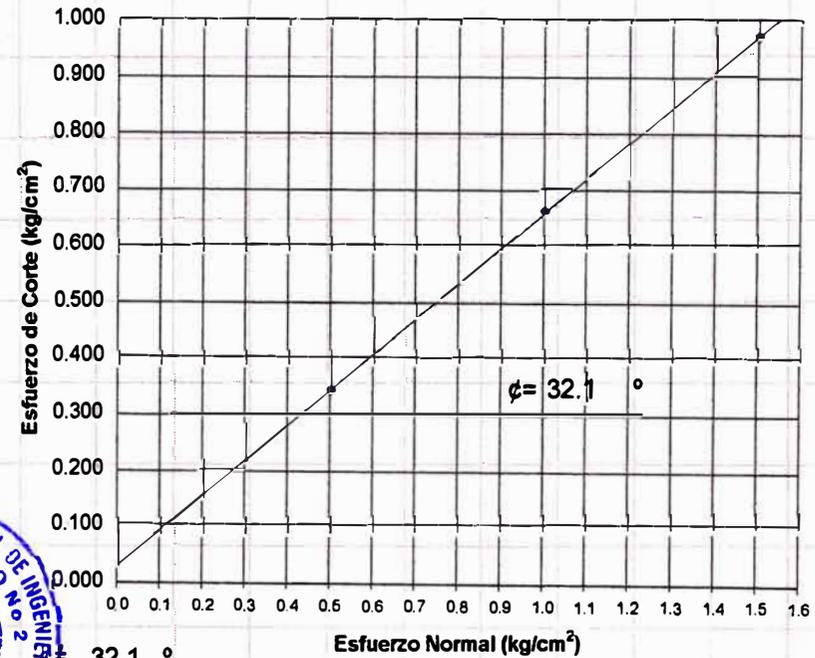
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
MUESTRA : M-3
CALICATA : C-2
Prof.(m) : 1.4

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
PROYECTO : TESIS: "REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR"
UBICACIÓN : Av. San Martin N° 2021, Santa Eulalia
FECHA : 30, Mayo del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



phi = 32.1 degrees
c = 0.03 kg/cm2

Signature and name: ANTIOCO T. SANCHEZ VILLANUEVA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

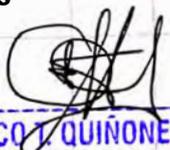
INFORME N° S05 - 398

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
PROYECTO : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
UBICACIÓN : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
FECHA : 28, Junio del 2005

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

I. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Perforación	C-2	C-2	C-2
Muestra	M-1	M-2	M-3
Prof. (m)	0.40-0.90	0.90-1.60	1.60-3.00
Malla	(%) Acumulado que pasa		
3"			
2"			
1 1/2"	100.0		
1"	88.8	100.0	
3/4"	83.3	97.0	
1/2"	83.3	95.8	100.0
3/8"	82.9	95.1	99.2
1/4"	81.0	93.6	96.7
N°4	79.7	92.0	95.2
N°10	69.1	81.5	77.3
N°20	51.5	61.3	49.4
N°30	45.1	53.4	41.1
N°40	40.4	47.6	35.3
N°60	29.0	35.1	24.2
N°100	24.5	29.0	19.9
N°200	19.1	23.0	15.2
% de Grava	20.3	8.0	4.8
% de Arena	60.6	69.0	80.0
% de Finos	19.1	23.0	15.2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	1.9	2.5	1.1
ASTM D2216			
LIMITE LIQUIDO (%)	24.50	24.90	23.3
ASTM D4318			
LIMITE PLASTICO (%)	20.2	NP	NP
ASTM D4318			
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	4.3	NP	NP
CLASIFICACION SUCS	SM-SC	SM	SM


ANTIOCHO QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

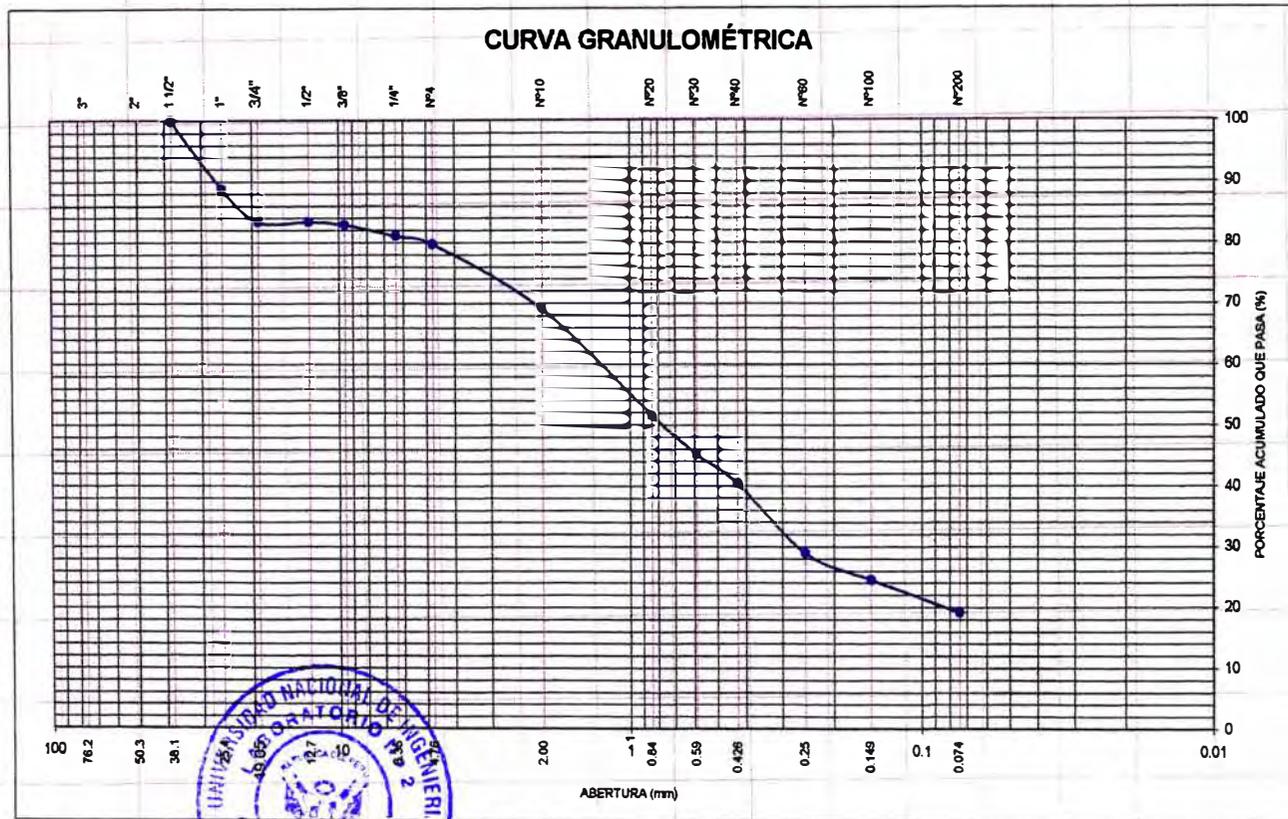
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	INFORME N° S05 - 398
ASTM D - 422	

Calicata : C-2
 Muestra : M-1
 Prof. (m) : 0.40-0.90

Solicitado : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 Proyecto : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
 Ubicación : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 Fecha : 28, Junio del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	88.8
3/4"	19.050	83.3
1/2"	12.700	83.3
3/8"	9.525	82.9
1/4"	6.350	81.0
N°4	4.760	79.7
N°10	2.000	69.1
N°20	0.840	51.5
N°30	0.590	45.1
N°40	0.426	40.4
N°60	0.250	29.0
N°100	0.149	24.5
N°200	0.074	19.1



VºBº

ANTIOCHO VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

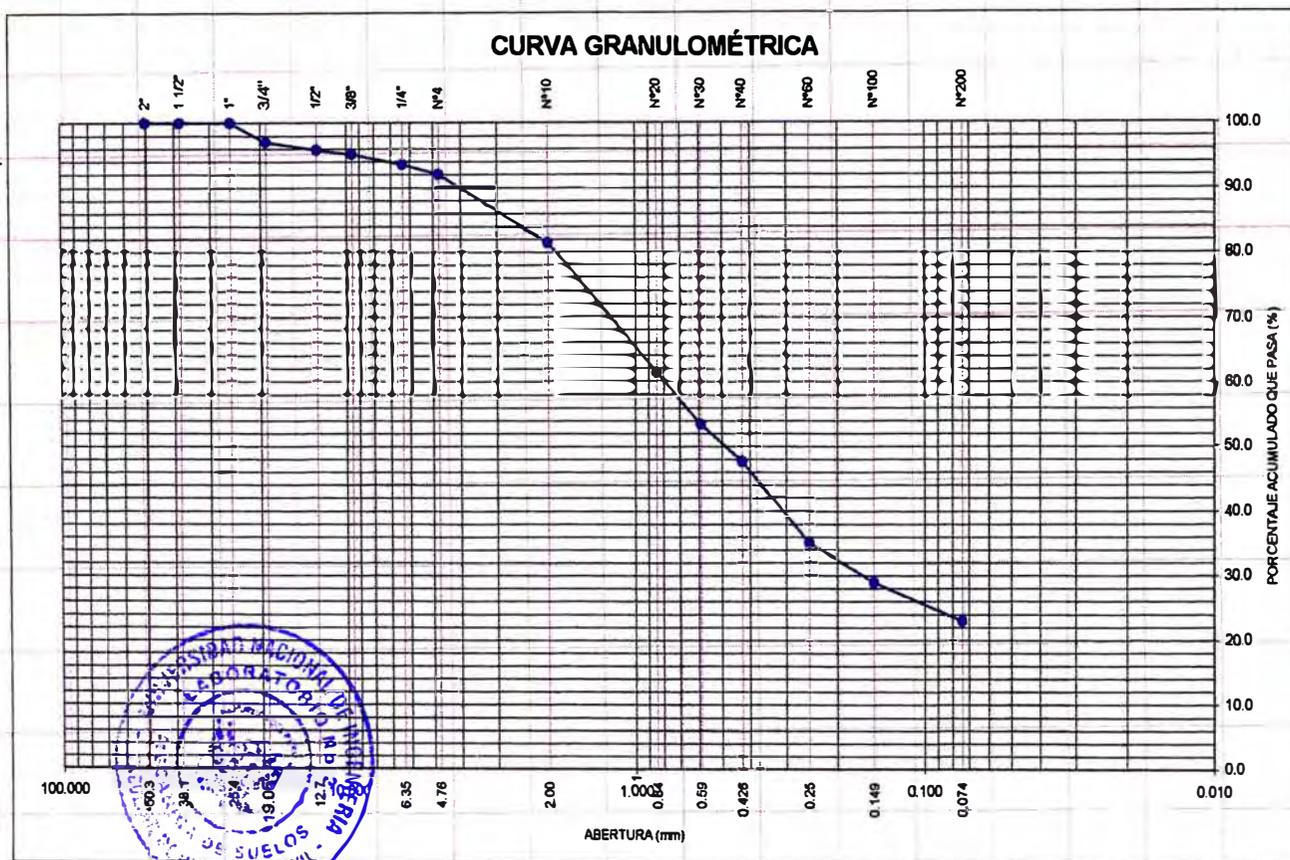
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

INFORME N° S05 - 398

Calicata : C-2
Muestra : M-2
Prof. (m) : 0.90-1.60

Solicitado : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
Proyecto : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
Ubicación : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
Fecha : 28, Junio del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	97.0
1/2"	12.700	95.8
3/8"	9.525	95.1
1/4"	6.350	93.6
N°4	4.760	92.0
N°10	2.000	81.5
N°20	0.840	61.3
N°30	0.590	53.4
N°40	0.426	47.6
N°60	0.250	35.1
N°100	0.149	29.0
N°200	0.074	23.0



V°B°

ANTIACO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

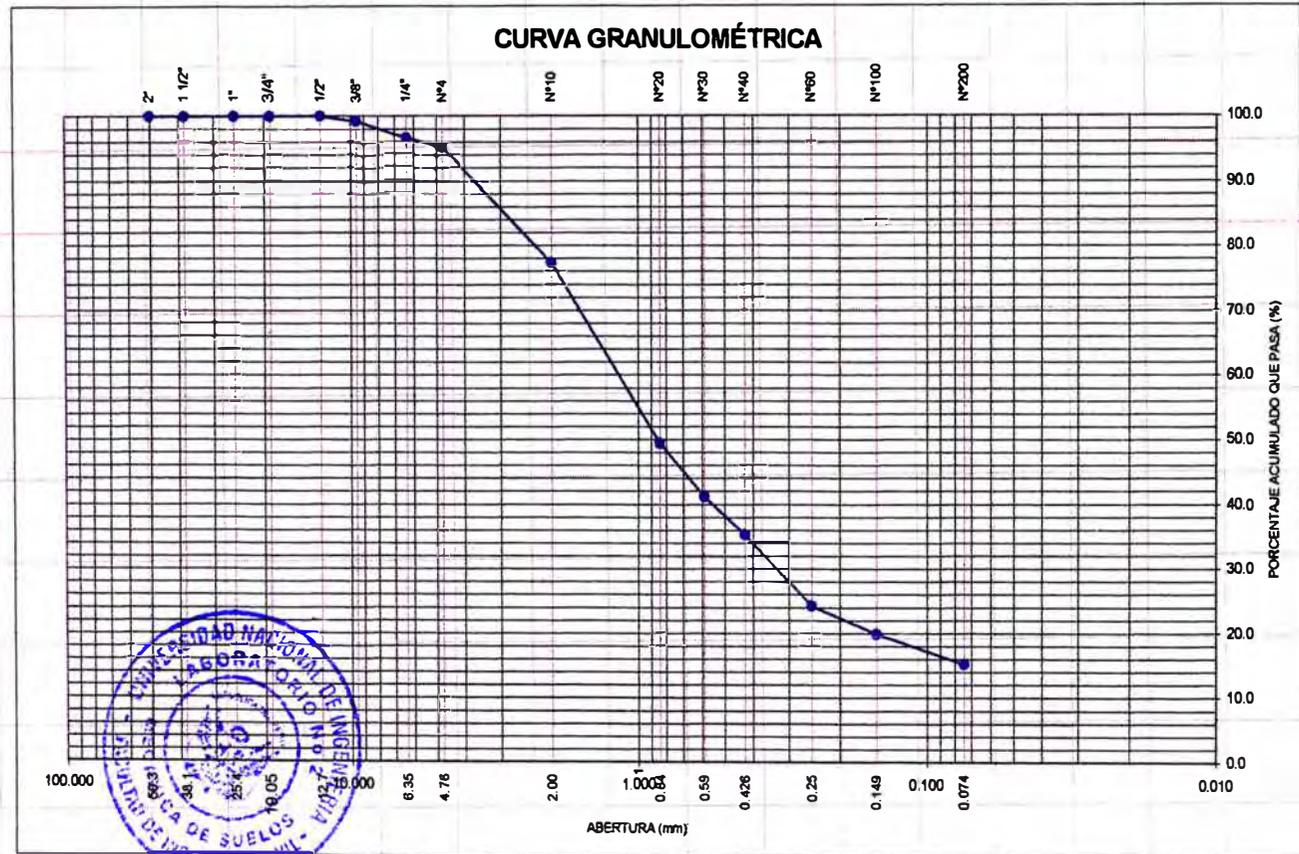
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	INFORME N° S05 - 398
ASTM D - 422	

Calicata :	C-2	Solicitado :	BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
Muestra :	M-3	Proyecto :	TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
Prof. (m) :	1.60-3.00	Ubicación :	Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
		Fecha :	28, Junio del 2005

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
3/4"	19.050	100.0
1/2"	12.700	100.0
3/8"	9.525	99.2
1/4"	6.350	96.7
N°4	4.760	95.2
N°10	2.000	77.3
N°20	0.840	49.4
N°30	0.590	41.1
N°40	0.426	35.3
N°60	0.250	24.2
N°100	0.149	19.9
N°200	0.074	15.2



V°B°


ANTIOCHO T. QUIÑONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-2
Prof.(m) : 0.40-0.90

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.701	1.701	1.701
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.671	1.671	1.671
Cont. de humedad inicial (%)	1.7	1.7	1.7
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.0272	2.0272	2.0213
Altura final de muestra (cm)	1.9786	1.9786	1.9705
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.15	2.143	2.142
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.825	1.825	1.832
Cont. de humedad final (%)	18.0	17.4	16.9
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3302	0.6496	0.9703

Angulo de friccion interna : **32.6 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.01**


ANTIOCHO QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

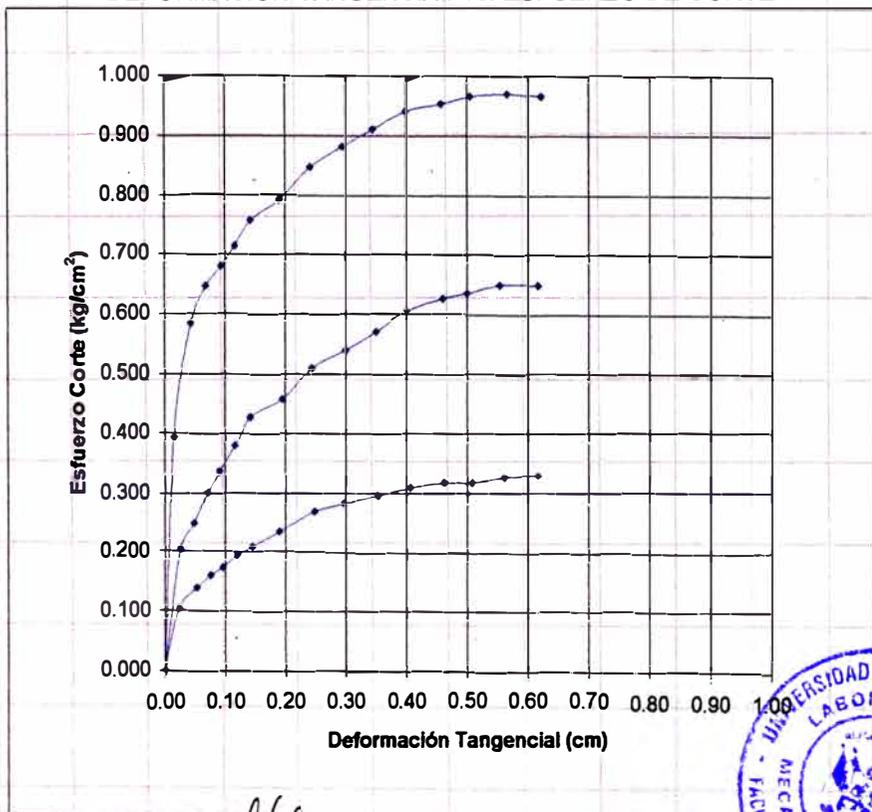
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 398

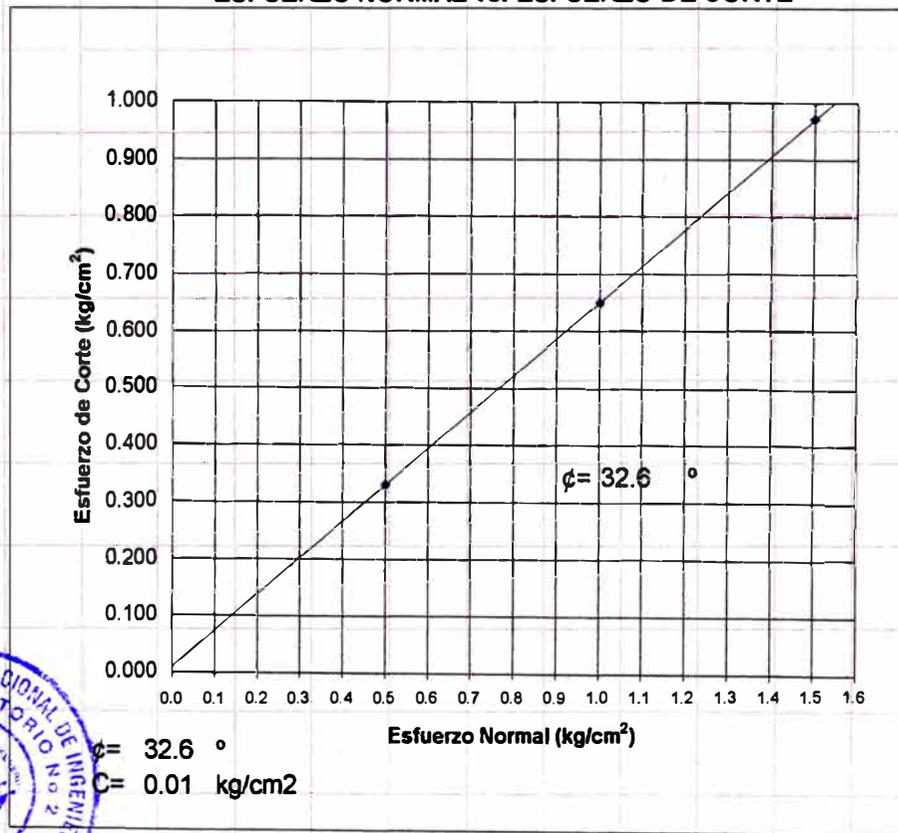
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
 MUESTRA : M-1
 CALICATA : C-2
 Prof.(m) : 0.40-0.90

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 PROYECTO : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
 UBICACIÓN : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 FECHA : 28, Junio del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
ANTIACO VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

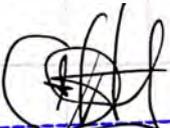
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-2
Calicata : C-2
Prof.(m) : 0.90-1.60

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.600	1.600	1.600
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.565	1.565	1.565
Cont. de humedad inicial (%)	2.2	2.2	2.2
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.9212	1.8679	1.8501
Altura final de muestra (cm)	1.8577	1.8174	1.8029
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.15	2.189	2.198
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.820	1.860	1.875
Cont. de humedad final (%)	17.9	17.7	17.2
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3413	0.6913	1.0282

Angulo de fricción interna : **34.5 °**
Cohesion (Kg/cm²) : **0.00**


ANTIOCHO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

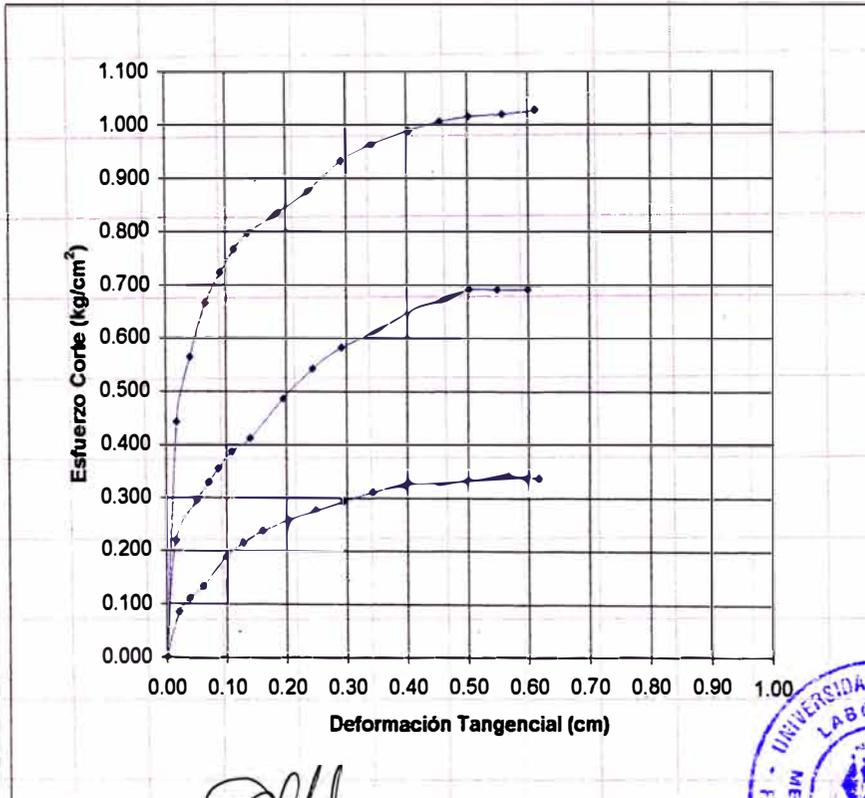
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 398

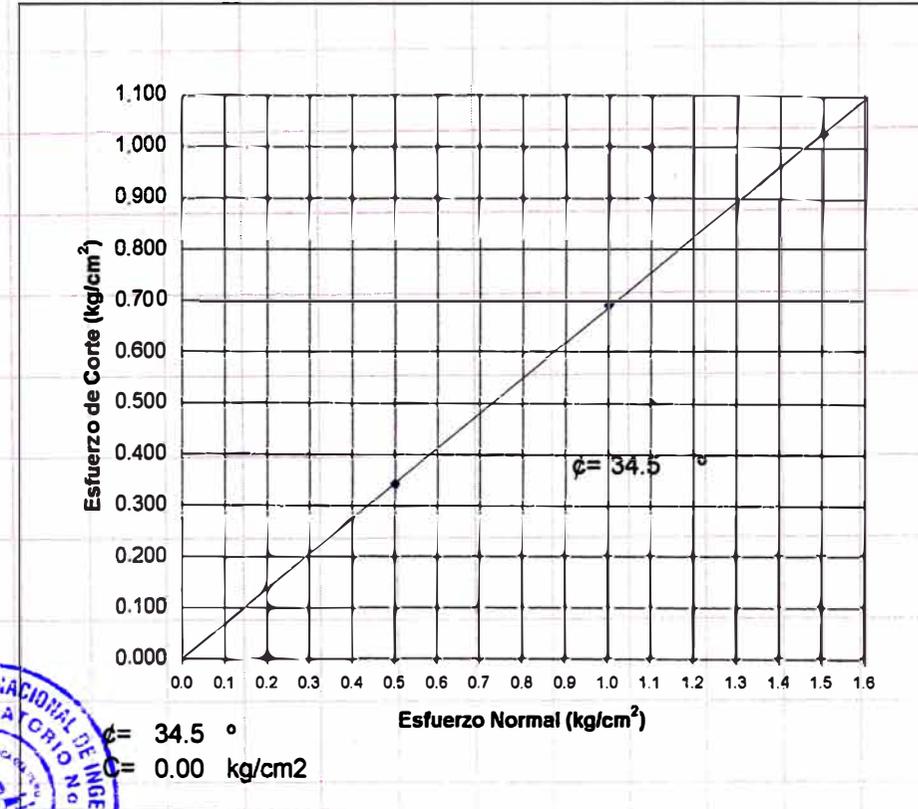
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
 MUESTRA : M-2
 CALICATA : C-2
 Prof.(m) : 0.90-1.60

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
 PROYECTO : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
 UBICACIÓN : Av. San Martín N° 2021, Santa Eulalia
 FECHA : 28, Junio del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
ANTONIO T. DOMÍNGUEZ VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



$\phi = 34.5^\circ$
 $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-3
Calicata : C-2
Prof.(m) : 1.60-3.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.510	1.510	1.510
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.495	1.495	1.495
Cont. de humedad inicial (%)	1.0	1.0	1.0
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.9492	1.8740	1.8593
Altura final de muestra (cm)	1.8984	1.8283	1.8069
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.03	2.106	2.122
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.701	1.766	1.787
Cont. de humedad final (%)	19.3	19.2	18.7
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3411	0.6692	1.0017
Angulo de friccion interna :	33.5 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.01		

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: Tec. Julio Chávez U.

Revisado por: Ing. A. Quiñones V.

ANTIOCHO T. QUIÑONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





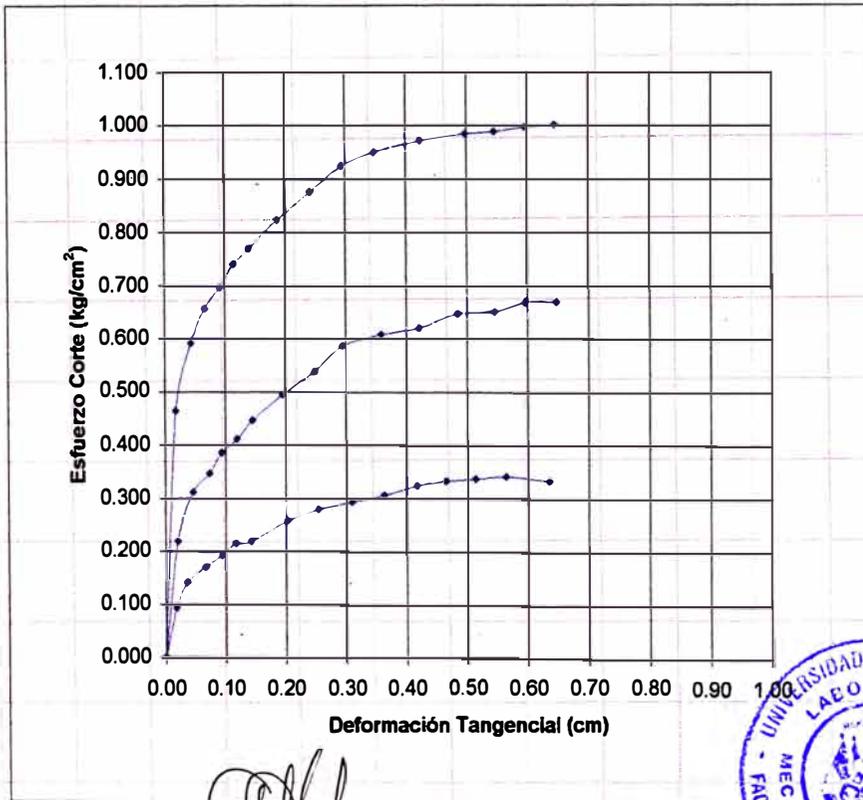
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S05 - 398

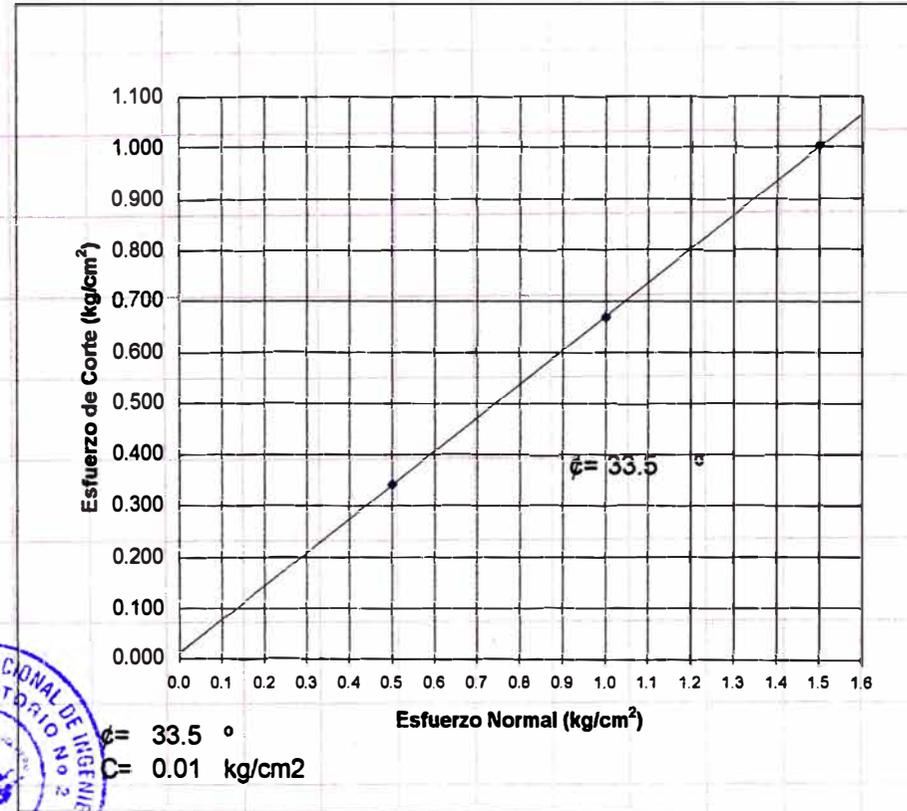
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
MUESTRA : M-3
CALICATA : C-2
Prof.(m) : 1.60-3.00

SOLICITADO : BACH. HECTOR LUIS PATAZCA OSNAYO
PROYECTO : TESIS: REHABILITACION DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
UBICACIÓN : Av. San Martin N° 2021, Santa Eulalia
FECHA : 28, Junio del 2005

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



[Signature]
ANTIOCO T. SUAREZ VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI

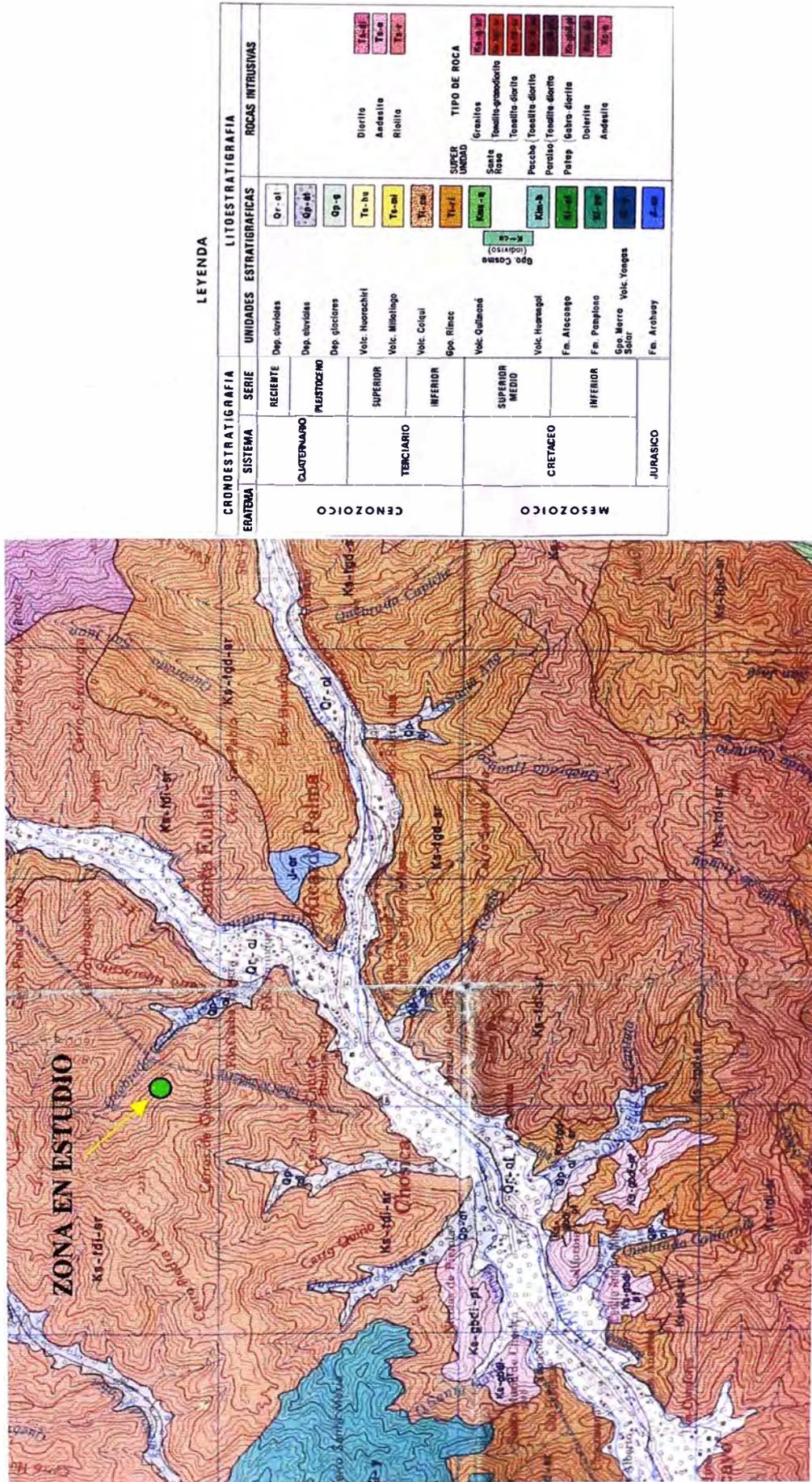


ANEXO I V
FIGURAS

Fig. 1 La provincia de Huarochirí se encuentra ubicada en la parte Central y Oriental del Departamento de Lima.



Fig. 2 La provincia de Huarochirí esta conformada por 32 Distritos.



LEYENDA

CROMOESTRATIGRAFIA		LITOESTRATIGRAFIA		ROCAS INTRUSIVAS	
ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS		
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Dep. aluviales	Dr-al	
		PLUSTOZENO	Dep. aluviales	Qp-ab	
			Dep. glaciares	Qp-g	
TERCIARIO		SUPERIOR	Volc. Huanchivil	Ts-ha	Diorita, Andesita, Riolito
		INFERIOR	Volc. Minallago Volc. Coqui Epo. Filzac	Ts-ai Ts-ai Tic-f	
MESOZOICO	CRETACEO	SUPERIOR MEDIO	Volc. Gullamand	Km-g	SUPER MEDIO Granitos, Tonelito-granodiorito, Rosas
		INFERIOR	Volc. Huamagal Fm. Alcega Fm. Pangloso	Km-b Kp-g Kp-p	Tonelito diorita, Tonelito diorita, Paraiso, Tonelito diorita, Patap, (Bano diorita)
		JURASICO	Gpo. Merro Volc. Yonges Salar Fm. Arohasy	Kj-cs Kj-cs Kj-cs	Diorita, Andesita

Fig. 3 La zona de estudio se localiza principalmente sobre deposito fluvio aluvional recientes (Qr-al)



LEYENDA

ZONAS SISMICAS	
ZONA 3	SISMICIDAD ALTA
ZONA 2	SISMICIDAD MEDIA
ZONA 1	SISMICIDAD BAJA

Fig. 4: Zonificación Sísmica del Perú, según el reglamento nacional de construcciones (1997)

ANEXO V
DESCRIPCIÓN DE
FOTOGRAFÍAS



*Foto 1a.- Vista principal del Inmueble en estudio cuya dirección es Av. San Martín 2021 Santa Eulalia.
Se observa el ingreso hacia el Local Multiuso, hacia la entrada de la Vivienda y hacia el Garaje.*



Foto 1b.- Vista principal del Inmueble en estudio pasando el Cerco Frontal.
Se observa el Local Multiuso, la entrada de la Vivienda y hacia el Garaje.



*Foto 1b.- Vista principal del Inmueble en estudio pasando el Cerco Frontal.
Se observa el Local Multiuso, la entrada de la Vivienda y hacia el Garaje.*

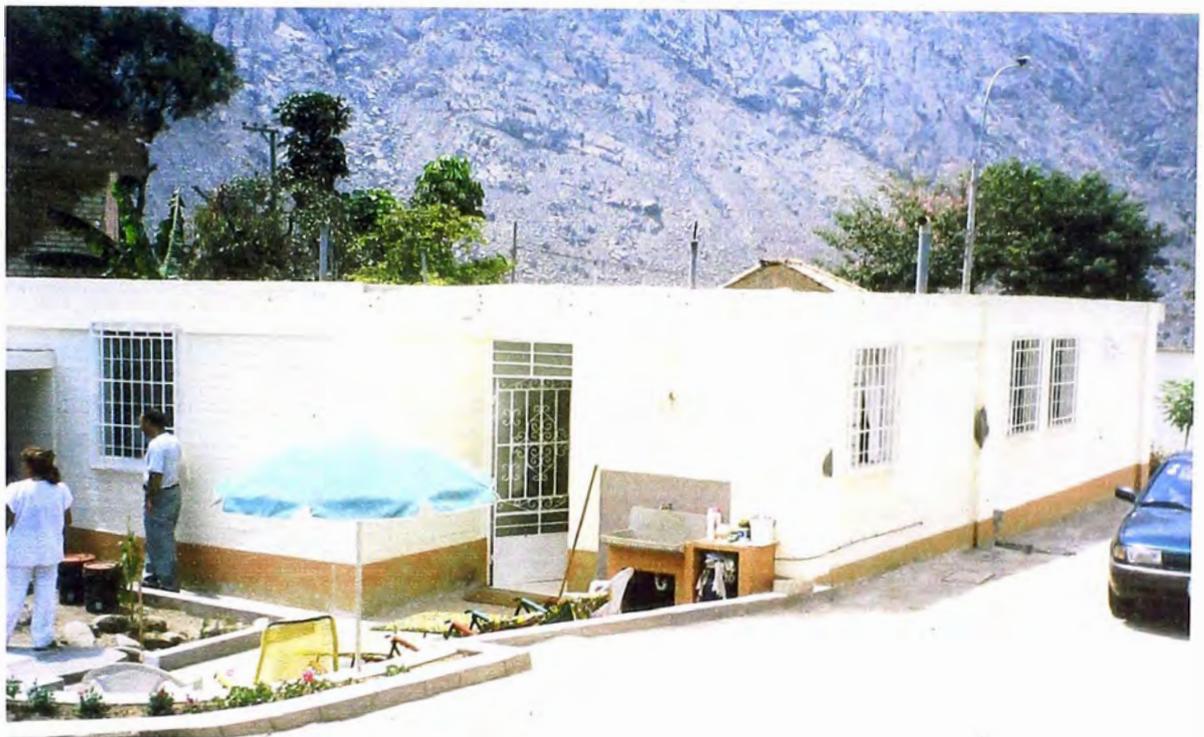
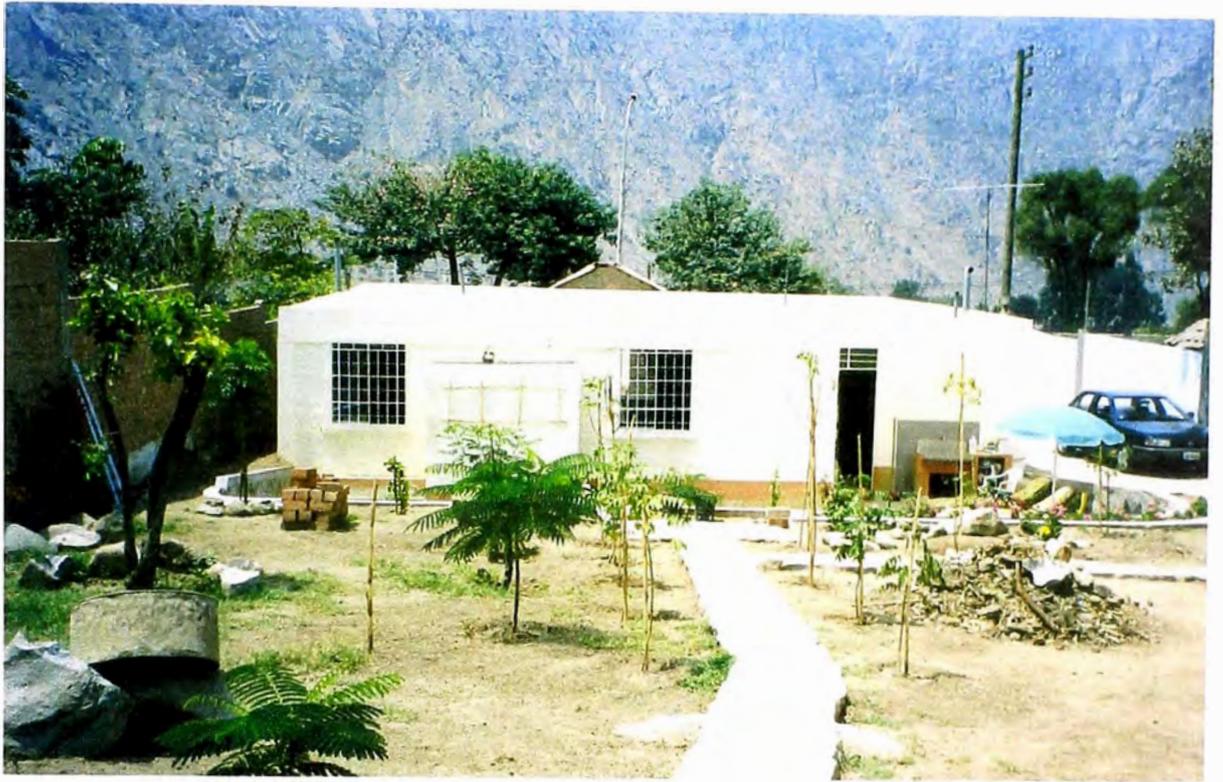


Foto 1c Vista de la vivienda desde la parte posterior de ella.



Foto 2

En estas fotos se puede apreciar los acabados que presenta la vivienda, tanto en mayólicas de pared y pisos, también en muros y puertas como también se muestra la foto 3.





Foto 3 Levantamiento Arquitectónico con el fin de obtener el actual plano de distribución arquitectónica (Plano A-03).

VERIFICACIÓN DE CIMENTACIÓN



(a)



(b)



(c)

Foto 4 La foto (a) se observa que la cimentación es de 40cm ubicada en la calicata C-1, (b) tiene una cimentación de 38cm ubicada en la calicata C-2, (c) tiene una cimentación de 40cm ubicada en el interior de la casa, observándose la bolonera debajo de ella.

VERIFICACIÓN DE ALBAÑILERIA



Foto 5.- Se muestra la albañilería confinada, apreciándose también el muro antiguo de ladrillo de arcilla cocida y muros con el nuevo ladrillo king concreto.



Foto 6.- Se muestra el mal uso del mortero para la pega de los ladrillos el cual se muestra de 4 a 5 cm de espesor, siendo lo recomendable 1.5 cm. como máximo.



Foto 7.- Ladrillo king concreto, usado en el 90% de los nuevos muros de la edificación ampliada y remodelada.



Foto 8.- Muestra de un muro usando el ladrillo king concreto, se puede apreciar la mala calidad de construcción en su totalidad.

VERIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS



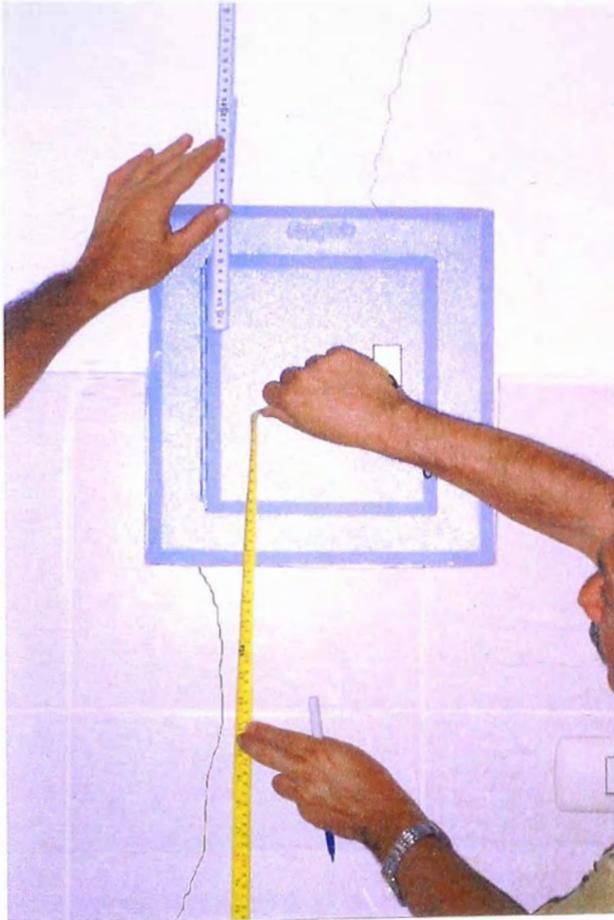
Foto 9.- Se hizo la verificación estructural de las columnas cumpliendo con el acero vertical según los planos, pero no respetando el recubrimiento indicado.

Foto 10.- Se hizo la verificación de la rajadura del muro para saber si corta al ladrillo y también el tipo de ladrillo.



Foto 11.- Se hizo la verificación de la losa aligerada encontrándose que el refuerzo de las viguetas es el que se indican en el plano de losa aligerada. También sobre la losa aligerada se ha vaciado una losa armada de 5 cm de espesor que sirve de protección al techo.

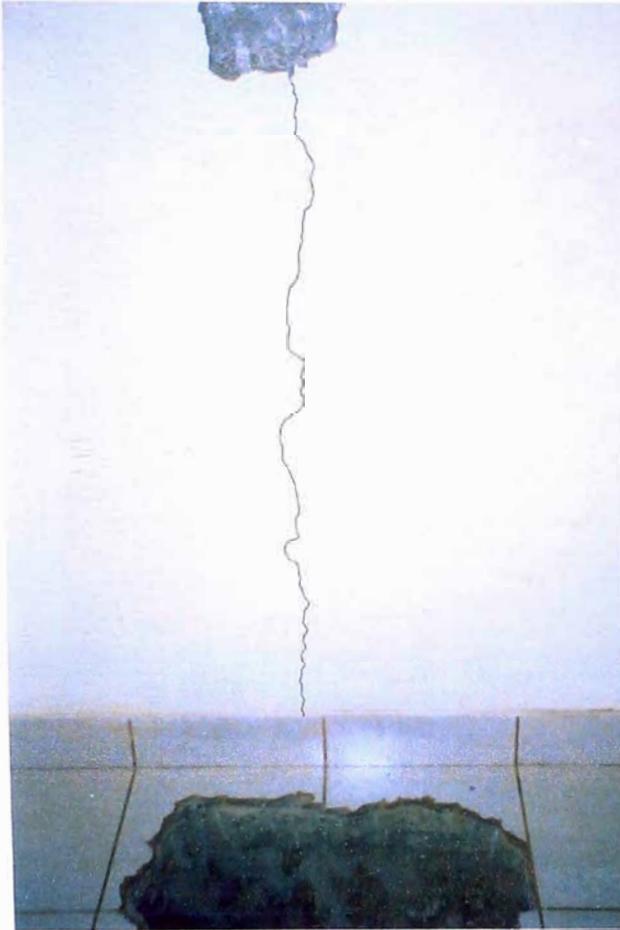
DESCRIPCIÓN DE ALGUNAS DE LAS GRIETAS



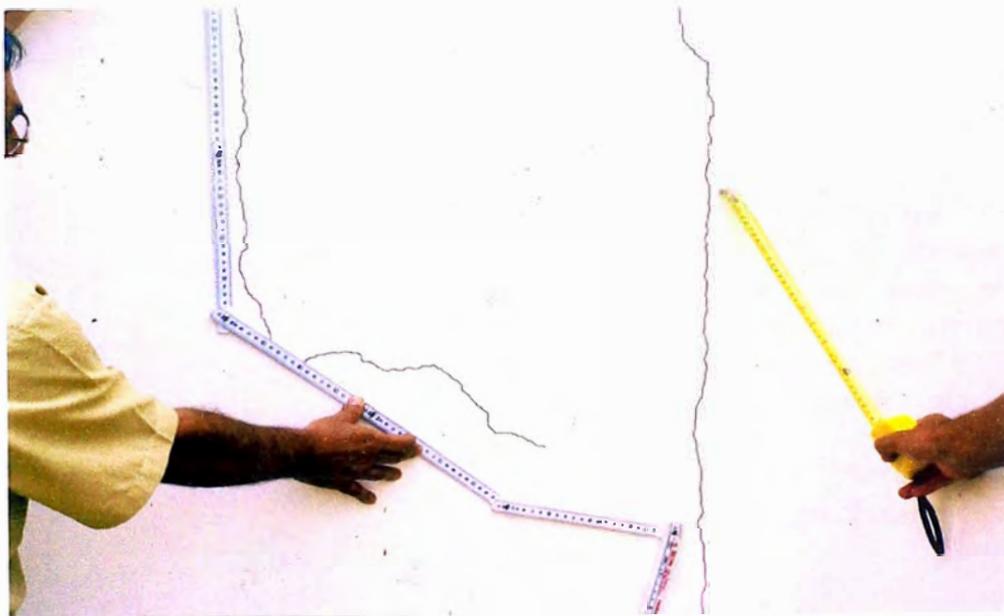
GRIETA 1.- Vista desde la Cocina y pertenece a la cocina y al escritorio. La grieta a resquebrajado el zócalo de mayólica de la cocina, también el propietario informa que en esta zona los ladrillos de king concreto han sido cortados para colocar el tablero y los tubos de instalaciones eléctricas.

GRIETA 2.- Ubicada en la zona del comedor, nace en el zócalo de la fachada y se prolonga hasta la viga solera, atraviesa todos los bloques de concreto y atraviesa la pared, se han fisurado los ladrillos y se ha separado el mortero del ladrillo.

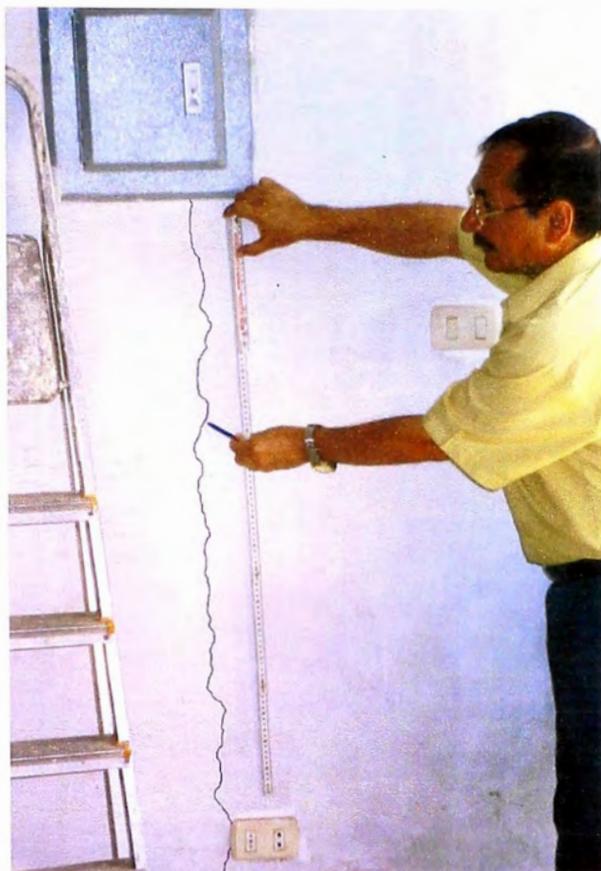




GRIETA 3.- Esta ubicada en el escritorio y en la mitad del paño del muro y es una grieta vertical a todo lo alto del muro, la grieta se esta ensanchando a medida de un nuevo movimiento sísmico, debajo se encuentra la cimentación de 40 cm y sobre la holoneria.



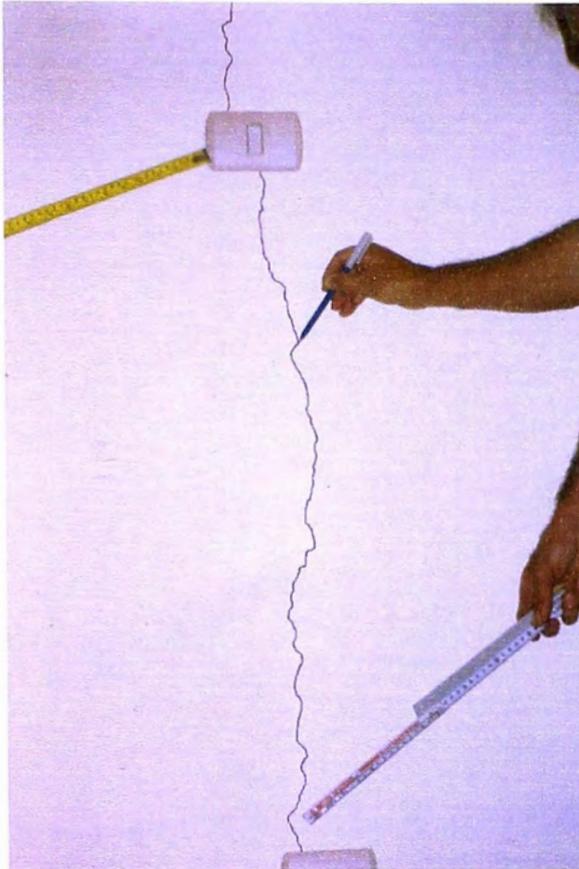
GRIETA 4.- Esta ubicada en el escritorio al costado de la ventana, la grieta que se esta inclinando parte de un vértice de la ventana y la otra esta pegándose a la columna y a todo lo alto del muro.



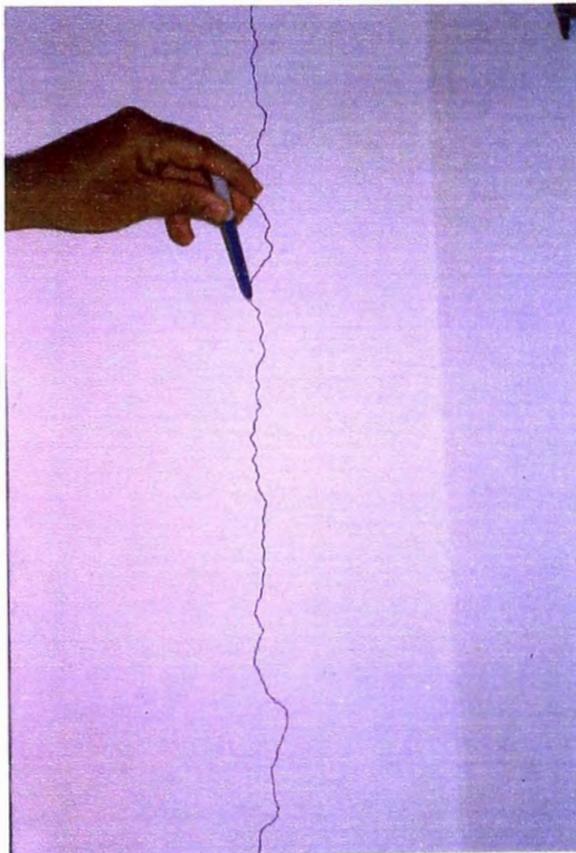
GRIETA 5.- Pertenece al garaje, coincide verticalmente con el medio del tablero, y atraviesa el muro por completo, esta rajadura es probable que se deba al sistema de colocación de tubos de luz, que son 7 tubos que bajan del tablero al piso e igual numero que se prolonga, hacia arriba.



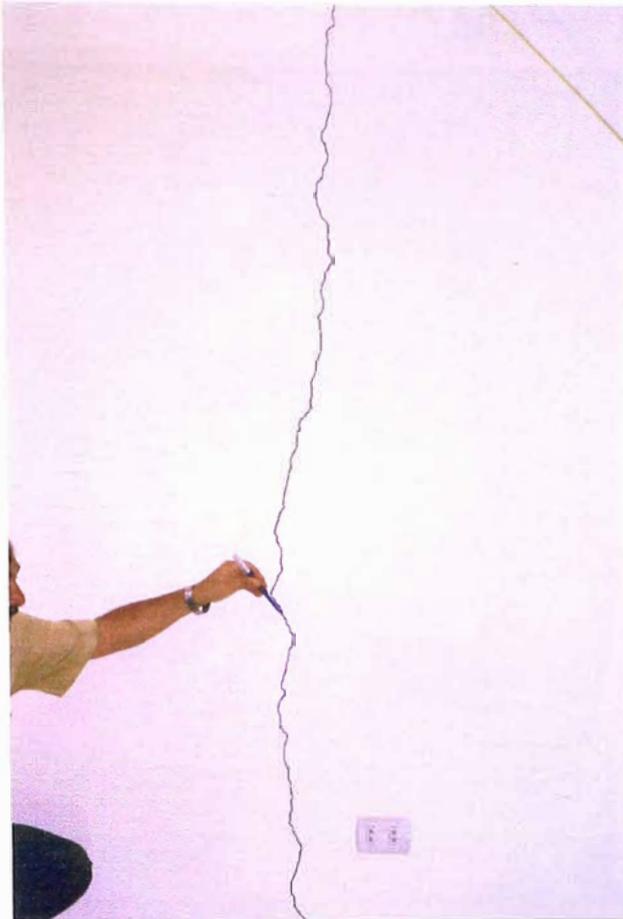
GRIETA 6.- Pertenece al garaje, es una grieta de configuración errática con tramos de diversas inclinaciones, al estar el muro en limite de propiedad y no es posible asegurar si atraviesa el muro.



GRIETA 7.- Pertenece al dormitorio matrimonial, atraviesa la pared y coincide verticalmente con la ubicación de un interruptor, una caja de paso y probablemente con la ubicación de los tubos de PVC, también es una grieta a todo lo alto del muro.



GRIETA 8.- Pertenece al dormitorio matrimonial, atraviesa la pared y verticalmente a 20 cm. de la columna, también es una grieta a todo lo alto del muro.



GRIETA 9.- Pertenece al dormitorio doble, atraviesa la pared y verticalmente, también es una grieta a todo lo alto del muro.



GRIETA 10.- Pertenece al dormitorio doble, atraviesa la pared y verticalmente, también es una grieta a todo lo alto del muro.

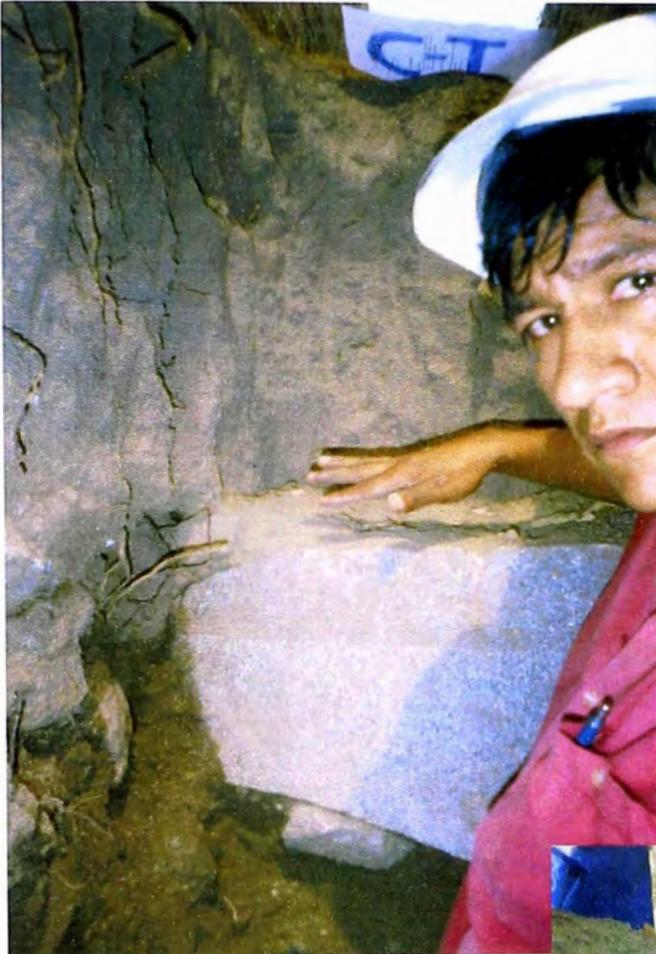
DESCRIPCIÓN DE LAS CALICATAS C - 1 y C - 2



UBICACIÓN .- Esta en el callejón formado por el límite de propiedad y la pared que pertenece al dormitorio matrimonial, viendo de la parte posterior de la vivienda está a la izquierda del ingreso a la cocina.

MEDICIÓN .- Se toma la medida de los estratos encontrados de la calicata a una profundidad de 3m.





ROCA .- Se encontró una roca de aproximadamente 85 cm. de diámetro y de 35 cm de altura, el cual se tuvo que cortar para continuar con la excavación de la calicata



ESTRATO .- Se muestra un estrato pobremente graduada con la presencia de muchas raíces indicando la presencia de vegetación inicial.



HUMEDECER.- Se tuvo que humedecer el terreno para poder ablandar el suelo ya que estuvo muy duro para continuar excavando con rapidez.

MUESTRA.- Se extrae la muestra para ser llevada al laboratorio de la UNI a ser ensayada.





MATRIZ.- Se encuentra que la matriz es una arena limosa, mezclas de arena y limo mal graduada SM. A partir de 1.70 m hasta los 3.00 m se encuentra el material que se muestra SW-SM.

SEGURIDAD.- Por seguridad se tuvo que apuntalar los muros que están cerca de la calicata como se muestra.





UBICACIÓN.- Esta ubicado al otro extremo de la calicata C-1, ubicada en la rampa que lleva al garaje y a una profundidad de 3.00 m.





MEDICIÓN .- Se toma la medida de los estratos encontrados de la calicata a una profundidad de 3m. Observándose que hay una capa de 40 cm. de relleno que deberá ser reemplazado por un material de mejor resistencia.





PARTICULAS .- Se encontró en una capa, unas partículas de carbón, pero se notó que la matriz de la calicata también es una arena limosa.



MATRIZ .- Se encuentra que la matriz es una arena limosa, mezclas de arena y limo mal graduada SM. A partir de 1.60 m hasta los 3.00 m se encuentra el material que se muestra SW-SM.

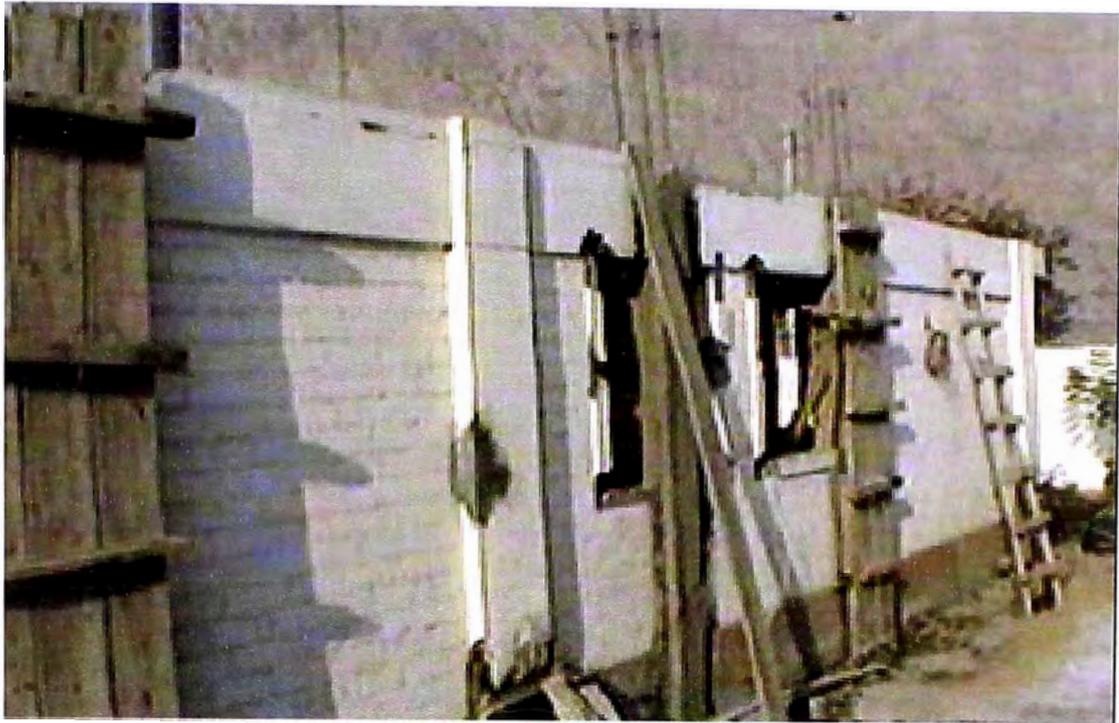
PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA REHABILITACIÓN



CIMENTACIÓN .- Se procede a retirar la cimentación anterior de 40 cm. y se coloca la nueva con un ancho y profundidad establecida en los capítulos anteriores.



ESCAVACIONES .- Se hacen excavaciones por tramos de 1.50 m. y a una profundidad de 1.40 m. para las nuevas cimentaciones y colocaciones nuevas de placas y columnas.



COLUMNAS .- *Se colocan nuevas columnas y otras se refuerzan según los cálculos realizados por el Ing. estructural.*

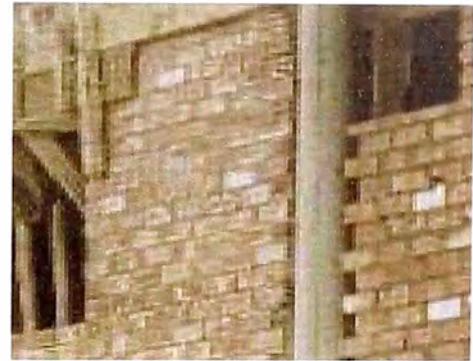
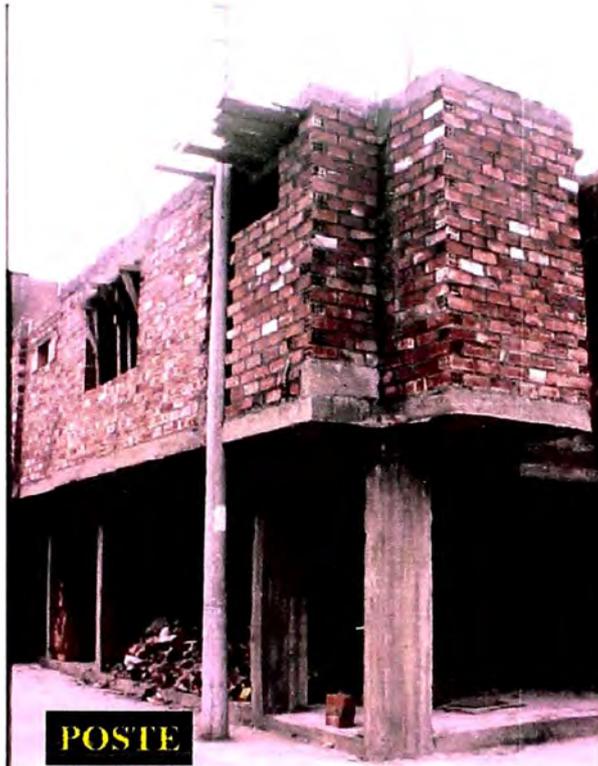


APUNTALAMIENTO .- Para el proceso de reparación se tiene que apuntalar toda la vivienda, y esta se realiza por etapas según indica los planos de rehabilitación realizada por el Ing. Estructural.



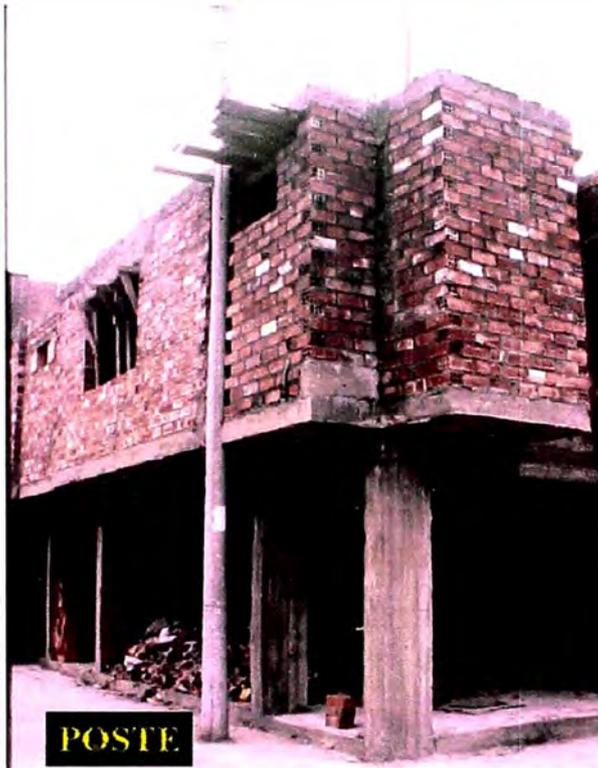
REFORZAMIENTO .- Se muestra que algunas columnas existentes, serán reforzadas según lo establecido por el Ing. Estructural, teniendo que empalmar entre 60 a 80 cm. según sea el diámetro del acero.

¿ PORQUE ES NECESARIO LA SUPERVISIÓN DE UN ING. PROFESIONAL EN UNA OBRA ?



SUPERVISIÓN .- Para este caso las palabras sobran ante tal hecho, en el caso de la vivienda en estudio, fue el problema de cimentar a 40 cm. cuando la Norma E-050 (Suelos y Cimentaciones) indica, una cimentación mínima de 80 cm. Además como se indicó anteriormente el mal proceso constructivo y otros factores.

¿ PORQUE ES NECESARIO LA SUPERVISIÓN DE UN ING. PROFESIONAL EN UNA OBRA ?



SUPERVISIÓN .- Para este caso las palabras sobran ante tal hecho, en el caso de la vivienda en estudio, fue el problema de cimentar a 40 cm. cuando la Norma E-050 (Suelos y Cimentaciones) indica, una cimentación mínima de 80 cm. Además como se indicó anteriormente el mal proceso constructivo y otros factores.