

## ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Proyecto:

**CONTRATACIÓN DEL SERVICIO DE CONSULTORÍA DE OBRA:  
PARA LA ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DE OBRA,  
EQUIPAMIENTO Y CONTINGENCIA: "RECONSTRUCCIÓN DEL  
HOSPITAL SAUL GARRIDO ROSILLO II-1, DISTRITO DE TUMBES,  
PROVINCIA DE TUMBES, DEPARTAMENTO DE TUMBES"**

Solicitado por:

**CONSORCIO CONSULTOR SAUL GARRIDO**

ABRIL 2021

## CONTENIDO

1.0	MEMORIA DESCRIPTIVA.....	7
2.0	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN .....	9
3.0	INFORMACIÓN PREVIA .....	13
3.1	Del terreno a explorar .....	13
3.1.1	Ubicación del proyecto. ....	13
3.1.2	Topografía. ....	13
3.1.3	Geomorfología.....	15
3.1.4	Geología.....	17
3.1.5	Geodinamica Interna .....	18
3.1.6	Geodinámica Externa .....	23
3.1.7	Características de las edificaciones u otras obras colinda.....	26
3.1.8	El permiso para el ingreso al terreno del proyecto,.....	28
3.2	De la obra a cimentar .....	28
3.3	Datos generales de la zona .....	29
3.4	De las edificaciones colindantes.....	29
3.5	Otra información .....	29
3.5.1	Probabilidad de ocurrencia de Colapso. ....	29
4.0	EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	33
4.1	Excavación de Calicatas.....	33
4.2	Muestreo y Registro.....	34
5.0	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	37
5.1	Ensayos de Estándar.....	39
5.1.1	Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D422). ....	39
5.1.2	Límites de Attemberg (ASTM D4318) .....	41
5.1.3	Contenido de Humedad ASTM D-2216 .....	44
5.1.4	Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) (ASTM D2487).....	46
5.1.5	Clasificación del suelo según AASHTO .....	49
5.1.6	Ensayo de densidades máxima y mínima. ....	52
5.1.7	Ensayo de peso volumétrico de Suelo Cohesivo.....	53
5.2	Ensayos de Especiales.....	53
5.2.1	Ensayo de compresión triaxial.....	53
5.2.2	Ensayos de CBR. ....	54
5.3	Análisis Químicos. ....	54

6.0	PERFIL DEL SUELO .....	56
7.0	NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA.....	60
8.0	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN .....	61
8.1	Análisis de Capacidad de Carga Admisible y Asentamientos .....	61
8.1.1	Capacidad de Carga.....	63
8.1.2	Evaluación de Asentamientos Elásticos .....	64
8.2	Cimentación en suelos cohesivos:.....	65
8.3	Cimentación en suelos friccionantes:.....	68
9.0	EFFECTO DEL SISMO.....	73
9.1	Parámetros sísmicos .....	74
10.0	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO.....	75
10.1	Parámetros para diseño suelos cohesivos: .....	76
10.2	Parámetros para diseño suelos friccionantes: .....	76
11.0	RIESGO DE LICUACION DE SUELOS .....	77
12.0	RIESGO COLAPSABLES DE SUELOS .....	78
13.0	DISEÑO DEL PAVIMENTO .....	85
13.1	Método de diseño AASHTO.....	85
13.2	Parámetros de diseño.....	86
13.2.1	Numero previsto de aplicaciones de carga $W_{18}$ (ESAL) .....	86
13.2.2	Desviación estándar normal $Z_R$ .....	87
13.2.3	Desviación standar total $S_0$ .....	88
13.2.4	Perdida de serviciabilidad $\Delta PSI$ .....	89
13.2.5	Módulo de rotura del concreto $S'c$ .....	89
13.2.6	Coefficiente de transferencia "J".....	90
13.2.7	Coefficiente de drenaje $C_d$ .....	91
13.2.8	Módulo de elasticidad del concreto $E_c$ .....	92
13.2.9	Módulo de reacción de la subrasante $k$ .....	92
13.3	Diseño del espesor del pavimento .....	95
13.4	Refuerzo del pavimento.....	98
14.0	PROTECCIÓN DEL PAVIMENTO .....	99
14.1	Juntas transversales de contracción.....	99
14.2	Juntas transversales de dilatación .....	100
14.3	Juntas longitudinales .....	102
14.4	Juntas de expansión contra otra estructura .....	103

---

15.0	ESTABILIDAD DE TALUDES .....	104
15.1	Medidas de estabilización.....	106
15.2	Condiciones hidrogeológicas .....	109
16.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	111
17.0	REFERENCIAS .....	114

## TABLAS

Tabla 3-1:	Probabilidad de ocurrencia de un sismo en la Ciudad de Tumbes.....	20
Tabla 3-2:	Tipos de desplazamientos permanentes del terreno debido a sismos .....	22
Tabla 4-1:	Técnicas de investigación .....	33
Tabla 4-2:	Calicatas Ejecutadas.....	34
Tabla 5-1:	Ensayos de laboratorio.....	38
Tabla 5-2:	Ensayos de análisis granulométrico por tamizado ASTM D422 .....	39
Tabla 5-3:	Ensayos de límites de Atterberg (ASTM D4318) .....	42
Tabla 5-4:	Ensayos de contenido de humedad ASTM D-2216.....	44
Tabla 5-5:	Ensayos de clasificación SUCS .....	47
Tabla 5-6:	Ensayos de clasificación AASHTO.....	50
Tabla 5-7:	Ensayos de densidades máxima y mínima .....	52
Tabla 5-8:	Ensayos de peso volumétrico de Suelo Cohesivo.....	53
Tabla 5-9:	Ensayo de compresión triaxial.....	54
Tabla 5-10:	Ensayo de CBR.....	54
Tabla 5-11:	Ensayos de análisis químicos .....	54
Tabla 5-12:	Elementos químicos nocivos para la cimentación .....	55
Tabla 5-13:	Tipo de cemento a usar.....	55
Tabla 6-1:	Registro del tipo de suelos por calicatas .....	56
Tabla 8-1:	Parámetros del ensayo de compresión triaxial.....	61
Tabla 8-2:	Parámetros obtenidos ensayo triaxial en suelos cohesivos .....	62
Tabla 8-3:	Parámetros para calculo en suelos cohesivos .....	62
Tabla 8-4:	Parámetros para calculo en suelos friccionantes .....	62
Tabla 8-5:	Parámetros para calculo en suelos friccionantes .....	62
Tabla 8-6:	Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos cuadrada .....	67
Tabla 8-7:	Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos rectangular .....	67
Tabla 8-8:	Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos corrido .....	67
Tabla 8-9:	Capacidad de carga y asentamiento suelo fricciónante cuadrada .....	69
Tabla 8-10:	Capacidad de carga y asentamiento suelo fricciónante rectangular .....	70
Tabla 8-11:	Capacidad de carga y asentamiento suelo fricciónante corrida .....	70
Tabla 9-1:	Parámetros Sísmicos .....	74
Tabla 10-1:	Parámetros de diseño suelos cohesivos .....	76
Tabla 10-2:	Parámetros de diseño suelos friccionantes.....	76
Tabla 13-1:	Desviación Estándar Normal correspondiente a diferentes niveles de confiabilidad.....	88
Tabla 13-2:	Coefficientes de transferencia de cargas recomendado para varios tipos de pavimento y condiciones de diseño (AASHTO).....	91
Tabla 13-3:	Coefficientes de drenaje recomendados para el diseño de pavimentos (AASHTO).....	91
Tabla 13-4:	Conversión de los CBR en su equivalente k .....	93
Tabla 13-5:	Efecto de una Sub Base no tratado sobre el valor k de la subrasante .....	93
Tabla 13-6:	Nuevo k por efecto de la sub base .....	94
Tabla 13-7:	"K" definitivo aplicando la pérdida de soporte (Ls) .....	94

## FIGURAS

Figura 3-1:	Ubicación del Proyecto.....	13
Figura 3-2:	Imagen satelital del terreno .....	27
Figura 3-3:	Cerco perimétrico afectado por sulfatos de la brisa marina.....	27
Figura 3-4:	Sistema de aislamiento sísmico .....	28
Figura 3-5:	Aplicaciones más comunes .....	29
Figura 3-6:	Hospital Regional de Tumbes Colapsado .....	30
Figura 3-7:	Perfil de la zona explorada .....	31
Figura 3-8:	Material extraído de la calicata 12 .....	31
Figura 3-9:	Foto de la arena cementada, propenso a sufrir colapso. ....	32
Figura 5-1:	Certificado de acreditación Inversiones Generales Centauro Ingenieros S.A.C.....	37

Figura 5-2:	Certificado de acreditación del laboratorio Ingeotest Ingenieros S.A.C.....	38
Figura 5-3:	Esquema de los límites de Atterberg (Matías Sánchez, 2010).....	41
Figura 8-1:	Sistema de aislamiento sísmico .....	65
Figura 8-2:	Aplicaciones más comunes .....	66
Figura 8-3:	Sistema de aislamiento sísmico .....	68
Figura 8-4:	Aplicaciones más comunes .....	68
Figura 9-1:	Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (Norma E030-2016).....	73
Figura 12-1:	Perímetro del Hospital Regional de Tumbes Colapsado .....	78
Figura 12-2:	Hospital Regional de Tumbes Colapsado .....	79
Figura 12-3:	Perfil de la zona explorada .....	80
Figura 12-4:	Material extraído de la calicata 12 .....	80
Figura 12-5:	Foto de la arena cementada, propenso a sufrir colapso. ....	81
Figura 12-6:	Grafica y foto esfuerzo deformación, arena.....	81
Figura 12-7:	Grafica y foto esfuerzo deformación, grava cementada. ....	82
Figura 12-8:	Grafica y foto esfuerzo deformación, arena cementada. ....	82
Figura 12-9:	Soluciones con micropilotes.....	83
Figura 13-1:	Correlación del Módulo corregido k de la Subrasante y el Módulo definitivo afectado por el potencial de pérdida de soporte .....	94
Figura 13-2:	Carta de diseño para pavimentos de concreto hidráulico, basada en valores medios de cada parámetro (segmento 1). Fuente Guía AASHTO .....	96
Figura 13-3:	Continuación - Carta de diseño para pavimentos de concreto hidráulico, basada en valores medios de cada parámetro (segmento 2) .....	97
Figura 13-4:	Estructura final del diseño del pavimento .....	98
Figura 14-1:	La Separación está dado por recomendaciones del ACI 360 R .....	99
Figura 14-2:	Estructura Dowells .....	100
Figura 14-3:	Juntas de contracción.....	100
Figura 14-4:	Juntas de dilatación.....	101
Figura 15-1:	Fotografía panorámica, terreno plano del proyecto .....	104
Figura 15-2:	Distribución en planta del terreno plano. ....	104
Figura 15-3:	Corte del terreno, lineal. ....	105
Figura 15-4:	Elevación del hospital Sagaro. ....	105
Figura 15-5:	Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud (Oteo, 1995) .....	107
Figura 15-6:	Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad de taludes en suelos (Vallejo, 1999) .....	109
Figura 15-7:	Esquema del nivel freático en un talud según la distribución de los materiales (Vallejo, 1999) .....	110

## ANEXOS

Anexo I:	Resumen de las condiciones de cimentación
Anexo II:	Ensayos de laboratorio
Anexo III:	Perfil Estratigráfico de Calicatas
Anexo IV:	Panel fotográfico
Anexo V:	Planos

## 1.0 MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente Informe Técnico tiene por objeto investigar el subsuelo del terreno asignado al Proyecto: "Reconstrucción del Hospital Saul Garrido Rosillo II-1, Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes"; por medio de trabajos de campo a través de sondajes y pozos de exploración "a cielo abierto", ensayos de laboratorio estándar y especiales a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia y deformación y la agresividad química de sus componentes, y labores de gabinete en base a los cuales se define los Perfiles Estratigráficos, Tipo y Profundidad de Cimentación, Capacidad Portante Admisible, Asentamientos, Problemas Especiales de Cimentación, Empujes Laterales, Diseño de Pavimentos y las Recomendaciones Generales para la cimentación.

El programa seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

- Reconocimiento del Terreno
- Distribución y Ejecución de Sondajes y Calicatas
- Toma de Muestras Disturbadas e Inalteradas
- Ejecución de Ensayos de Laboratorio
- Evaluación de los Trabajos de Campo y Laboratorio
- Perfiles Estratigráficos
- Análisis de la Capacidad Portante Admisible
- Calculo de Asentamientos
- Empujes Laterales
- Análisis de Sales Agresivas al Concreto
- Conclusiones y Recomendaciones

En el presente estudio, está regido conforme a la actual Norma Técnica de Edificación E.050 – Suelos y Cimentaciones. Asimismo, se tuvo presente las siguientes normas técnicas como lineamientos:

- NTE. E.020 – Cargas.
- NTE. E.030 – Diseño Sismo resistente.
- NTE. E.031 – Aislamiento Sismo.
- NTE. E.060 – Concreto Armado.
- NTE. E.070 – Albañilería.
- Guía de orientación para elaboración de expedientes técnicos de proyectos de Saneamiento.



## 2.0 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

### ANEXO I

#### HOJA RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS: "RECONSTRUCCIÓN DEL HOSPITAL SAUL GARRIDO ROSILLO II-1, DISTRITO DE TUMBES, PROVINCIA DE TUMBES, DEPARTAMENTO DE TUMBES"

De conformidad con la Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

#### RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN - ESTRUCTURAS SECUNDARIAS, DE MENOR TAMAÑO Y DIMENSION

**Profesional Responsable (PR):** MOISES ALFARO LEIVA      **Ing. Civil CIP:** 69666

**Tipo de Cimentación:** Superficial

**Estrato de apoyo de la cimentación:** Suelo Cohesivo (arcillas limos)

**Profundidad de la Napa Freática:** No existe      **Fecha:** 11/05/2021

#### Parámetros de Diseño de la Cimentación

Profundidad de Cimentación:	1.50 m
Presión Admisible:	1.00 kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Seguridad por Corte (Estático):	3
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	0.09 cm

#### Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)

Zona Sísmica:	0.45
Tipo de perfil del suelo:	S2
Factor del suelo (S):	1,05
Periodo TP (s):	0,6
Periodo TL (s):	2,0

**Agresividad del Suelo a la Cimentación:** No existe

#### Problemas Especiales de cimentación

**Licuación:** No existe

**Colapso:** Si existe, usar mejoramiento de suelos, por medio de columnas de grava, o material de reemplazo en una profundidad no menor de  $D_f+1.5B$ ; según dice la **norma e 050 suelos y cimentaciones** para la profundidad de exploración, ya que a dicha profundidad actúa las presiones debido a la estructura.

**c) Profundidad "p" mínima a alcanzar en cada punto de exploración.**

**c-1) Cimentación Superficial**

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

**D<sub>f</sub>** = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno o desde el nivel del piso terminado, hasta el fondo de la cimentación, la que resulte menor. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y el fondo de la cimentación, excepto en el caso de cimentación con plateas o subsolados. Ver figura 1(c-1) (iii)

**h** = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno natural.

**z** = 1,5 **B**; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

El uso micropilotes, o pilotes; para estructuras secundarias no es técnica y económicamente, posible pues se estaría elevando el costo del proyecto, además **la norma 030 diseño sismoresistente** en su filosofía de diseño menciona, que se debe construir edificaciones económicas y sustentables ante cualquier evento; por lo tanto se deja el diseño a cargo del ingeniero estructural, evaluar el tema de costo beneficio, dado que el estudio de mecánica de suelos, solo da recomendaciones de acuerdo a tipo de terreno encontrado en la zona.

Expansión: No existe

Fecha: 11/05/2021

MOISES ALFARO LEIVA  
Ing. Civil CIP 69666

## ANEXO I

### HOJA RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS: "RECONSTRUCCIÓN DEL HOSPITAL SAUL GARRIDO ROSILLO II-1, DISTRITO DE TUMBES, PROVINCIA DE TUMBES, DEPARTAMENTO DE TUMBES"

De conformidad con la Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

#### RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN – ESTRUCTURAS PRINCIPALES DE GRAN TAMAÑO Y DIMENSION

**Profesional Responsable (PR):** MOISES ALFARO LEIVA      **Ing. Civil CIP:** 69666

**Tipo de Cimentación:** Superficial

**Estrato de apoyo de la cimentación:** Suelo friccionante (arenas, gravas)

**Profundidad de la Napa Freática:** No existe

**Fecha:** 11/05/2021

#### Parámetros de Diseño de la Cimentación

Profundidad de Cimentación:	4.00 m
Presión Admisible:	2.00 kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Seguridad por Corte (Estático):	3
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	0.09 cm

#### Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)

Zona Sísmica:	0.45
Tipo de perfil del suelo:	S2
Factor del suelo (S):	1,05
Periodo TP (s):	0,6
Periodo TL (s):	2,0

**Agresividad del Suelo a la Cimentación:** No existe

#### Problemas Especiales de cimentación

Licuación: No existe  
Colapso: Si existe, usar micropilotes, o pilotes  
Expansión: No existe

Fecha: 11/05/2021

MOISES ALFARO LEIVA  
Ing. Civil CIP 69666

## ANEXO I

### HOJA RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS: "RECONSTRUCCIÓN DEL HOSPITAL SAUL GARRIDO ROSILLO II-1, DISTRITO DE TUMBES, PROVINCIA DE TUMBES, DEPARTAMENTO DE TUMBES"

De conformidad con la Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

### RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN - ESTRUCTURAS PRINCIPALES DE GRAN TAMAÑO Y DIMENSION

**Profesional Responsable (PR):** MOISES ALFARO LEIVA      **Ing. Civil CIP:** 69666

**Tipo de Cimentación:** platea o losa de cimentación

**Estrato de apoyo de la cimentación:** Suelo friccionante (arenas, gravas)

**Profundidad de la Napa Freática:** No existe      **Fecha:** 11/05/2021

#### Parámetros de Diseño de la Cimentación

Profundidad de Cimentación:	4.00 m
Presión Admisible:	4.00 kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Seguridad por Corte (Estático):	3
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	0.09 cm

#### Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)

Zona Sísmica:	0.45
Tipo de perfil del suelo:	S2
Factor del suelo (S):	1,05
Periodo TP (s):	0,6
Periodo TL (s):	2,0

**Agresividad del Suelo a la Cimentación:** No existe

#### Problemas Especiales de cimentación

Licuación: No existe  
Colapso: Si existe, usar micropilotes, o pilotes  
Expansión: No existe

Fecha: 11/05/2021

MOISES ALFARO LEIVA  
Ing. Civil CIP 69666

### 3.0 INFORMACIÓN PREVIA

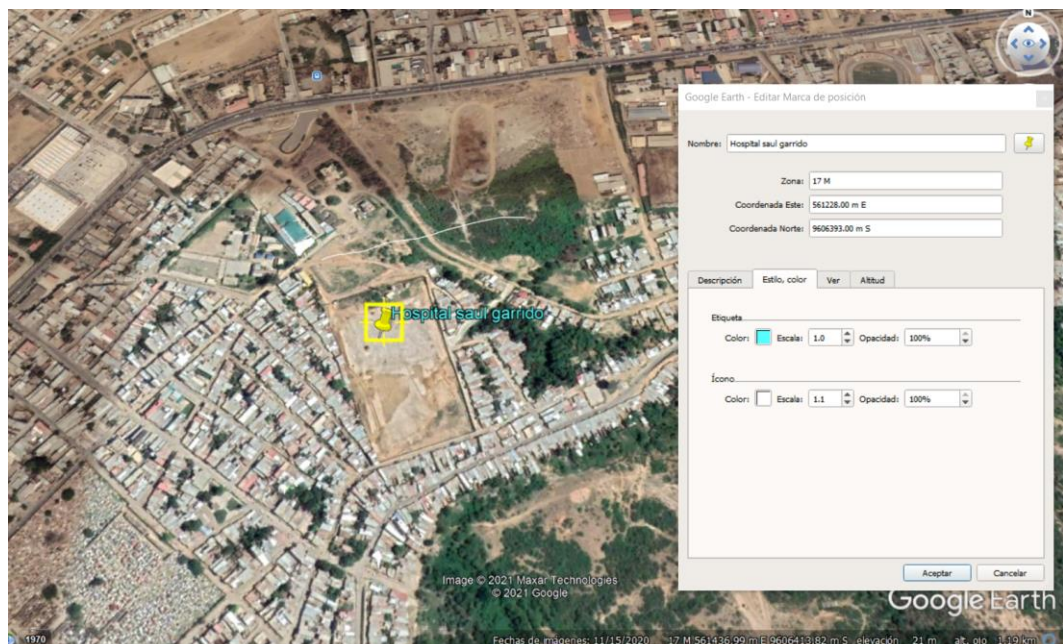
Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el EMS y de la recolectada por el PR de acuerdo al artículo 13.

#### 3.1 Del terreno a explorar

##### 3.1.1 Ubicación del proyecto.

El área del terreno de 37,111.29 m<sup>2</sup>, está inscrita a favor del estado (Gobierno Regional De Tumbes) mediante asiento C00001, Partida N°1103343; distrito de Tumbes, provincia de Tumbes, región Tumbes

**Figura 3-1: Ubicación del Proyecto**



##### 3.1.2 Topografía.

Las características morfológicas del relieve de la superficie terrestre, es la expresión del nivel de desarrollo alcanzado en el proceso evolutivo. Las pendientes, agudeza amplitud y profundidad de dicho relieve, nos dan la idea del grado de equilibrio o desequilibrio de los materiales que la constituyen, y del modo o mecanismo de los procesos morfodinámicos que se desarrollan en dicha superficie.

La topografía es la característica más saltante y determinante en la ciudad de Tumbes pues en función a ella, se determina la distribución de los servicios.

Se puede describir esta topografía de la siguiente manera:

#### **a) Ciudad Antigua**

La parte antigua de la ciudad tiene dos áreas diferenciadas topográficamente:

- **Área Baja** presenta un relieve plano con una cota promedio de 5 m., se ubicada continua a la Carretera Panamericana. En esta área se ubica con una cota promedio de 6 m. la Plaza de Armas y el sector del Antiguo Puente Viejo, otro sector con un relieve plano es Pampa Grande ubicado sobre una cota promedio de 8 m.
- **Área Alta** presenta cotas que varían entre los 8 y 41 m. con depresiones pronunciadas que llegan a pendientes de 17%, formando en épocas de lluvia quebradas dentro de la ciudad, las cuales presentan diferentes direcciones y longitudes.

#### **b) Ciudad Intermedia**

Presenta áreas bajas con cotas de 7 m. y áreas de elevaciones con cotas que varían entre los 23 y 37 m., las cuales se dan principalmente con dirección a Nuevo Tumbes. Este sector es atravesado por diversas quebradas siendo las más importantes la Quebrada Salamanca y la Quebrada Los Ficus, las cuales discurren sus aguas con dirección norte, donde se presentan cotas más bajas, afectando el A.H. Salamanca y diversas instituciones públicas ubicadas continuas a la Carretera Panamericana.

#### **c) Ciudad Nueva**

Se encuentra ubicado entre las Quebradas Pedregal y Luey, este sector presenta un relieve ligeramente plano con cotas que varían entre los 21 y 34 m., el punto más bajo se ubica a la altura de la Carretera Panamericana. En este sector algunas pequeñas escorrentías han sido rellenadas.

El área posterior a la Quebrada Luey presenta una topografía similar a la Ciudad Nueva, zonas relativamente planas enmarcadas por quebradas.

### 3.1.3 Geomorfología.

El reconocimiento de las características geomorfológicas, nos permite hacer un diagnóstico de los diferentes problemas de geodinámica externa que pueden afectar a la ciudad de Tumbes.

La región presenta una dinámica, con cambios permanentes debido a factores naturales como fenómenos meteorológicos y características físicas propias del departamento que podrían resumirse en áreas de pisos morfológicos con diferentes altitudes que marcan los diversos relieves, climas, suelos y vegetación.

Otros factores que inciden en la geomorfología son los factores antrópicos que son las actividades por las cuales el hombre altera y rompe el equilibrio del medio natural, como la deforestación por la tala de bosques y sobrepastoreo que destruye la cobertura vegetal, la deficiente infraestructura de riego que sobresaturan los terrenos y facilitan la remoción del suelo, las inadecuadas prácticas agrícolas y agronómicas que empobrecen el suelo dejándolo improductivo, propiciando su abandono.

En el departamento de Tumbes se distinguen 4 zonas geomorfológicas claramente diferenciadas:

#### **a) Zona de Montaña (Serranía de Amotape)**

Se extiende en dirección Sur-Este a Nor-Este hacia el curso superior del río Tumbes, corresponde principalmente la zona de la cadena de Amotape y sus estribaciones hacia la parte Sur las cuales se prolongan hasta Piura, las partes; Este y Norte se internan en el Ecuador y la occidental se acerca hasta el mar.

En el tramo comprendido entre el río Tumbes y Zarumilla, los cerros más altos no pasan de dos mil metros sobre el nivel del mar y su borde norte esta señalado por un desnivel muy pronunciado.

#### **b) Zona Ondulada Intermedia**

Ocupa gran porcentaje del departamento, comprende zonas planas, hasta las faldas de la cadena de Amotape; se caracteriza por su topografía de configuración muy irregular debido a la intensa erosión pluvial, la que ha dado

lugar a la formación de numerosas colinas y líneas de Talwegs que concurren directa e indirectamente hacia los ríos Tumbes y Zarumilla; se desarrolla entre los 10 a 250 m.s.n.m.

### **c) Zona de Planicie (Llanuras)**

Se extiende desde la cruz de Tumbes hasta Zarumilla, donde adquiere su ancho mayor. El área del litoral con la zona de esteros se extiende sobre un área ondulada por los cauces del río Tumbes y del río Zarumilla; esta zona tiene diferencias de relieve y leves pendientes y es atravesada por pequeños cursos de agua que alteran la topografía, se desarrolla sobre una altura promedio de 4 m.s.n.m.

### **d) Zona de Esteros y Deltas**

Se ubica en la parte occidental pegada al litoral, de forma longitudinal e irregular, comprende desde el límite internacional con el Ecuador (Canal Internacional) hasta el extremo meridional del estero Corrales, esta zona presenta áreas bajas e inundables, y se caracteriza por presentar fajas de arena alternadas por vegetación de mangles que a su vez alternan con amplios canales cuando la marea baja.

En el área de la ciudad de Tumbes se han diferenciado dos unidades geomorfológicas principales:

#### **a) Zona de Llanura Aluvial**

Son zonas bajas y llanas, predominantemente conforman llanuras extensas, próximas al cauce del río Tumbes; están situadas al Oeste y Nor-Oeste de la ciudad. Dentro de esta unidad geomorfológica existen remanentes de antiguas terrazas aluviales; la mayor parte del casco urbano de la ciudad está construida sobre esta unidad.

#### **b) Zona de Repisa Costanera**

Son zonas altas no inundables conformadas por terrazas aluviales antiguas y rocas sedimentarias de la formación Tumbes, que conforman colinas de 20 a 30m. de altura, con límites escarpados hacia el Nor-Oeste. Esta unidad tiene modulado similar en gran parte del litoral entre Zorritos y Tumbes y conforma



mesetas altas, disectadas por grandes quebradas. En la ciudad de Tumbes este modelo se observa en el Sector Central de la ciudad (zona militar próxima al cuartel El Tablazo), y en la zona sur (partes altas de las Quebradas La Chira y Nieto), en el sector norte cuenca superior de las Quebradas Pedregal y Luey.

### 3.1.4 Geología.

La geología de la ciudad de Tumbes presenta depósitos del Paleozóico Inferior, Mesozóico, y Cenozóico. Comprende las formaciones Carpitas y Mirador.

- **Paleozóico Inferior.** - Está integrada por unidades de metamorfismo regional y está representado por los Amotapes con exposiciones aisladas.
- **Mesozóico.** - Tiene un amplio desarrollo en el Nor-Oeste del Perú y es mayormente de fases marinas constituidos por calizas bioclásticas y areniscas calcáreas.
- **Cenozoico.** - Está representado fundamentalmente por sedimentos depositados en tres cuencas sedimentarias delimitadas por altos estructurales las que han controlado la sedimentación marina Terciaria produciendo cambios rápidos en las fases sedimentarias, discordancias y cambios bruscos de los espesores. Litológicamente está representado por areniscas cuarzosas de grano medio, horizontes conglomerádicos, lutitas de fases pelíticas y pizarrosas, en algunos casos limolitas moteadas y abigarradas.
- **Formaciones Carpitas y Mirador.** - Estas formaciones tienen carácter local están presentes cerca de la localidad de Máncora. La formación Carpita es una secuencia lutácea en general muy micácea, en la parte inferior presenta areniscas calcáreas y niveles bentónicos, hacia la parte superior ocurren horizontes de calizas y areniscas con lutitas yesíferas.

La Formación Mirador está conformada por conglomerados grisáceos con cantos de cuarcita y cuarzo seguido por alternancias de areniscas grises cementadas con lutitas gris marrones.

Se puede resumir que la geología en la ciudad de Tumbes es un punto de concurrencia de estratos de rocas de tres tipos:

- A orillas del río se encuentran depósitos aluviales como arcillas, arenas y gravas.
- El centro de la ciudad está constituido por arenas y gravas del cuaternario.
- La parte baja de la ciudad está constituida por areniscas y lutitas del terciario.

Se puede distinguir dentro de la ciudad marcadas diferencias entre la geología de la parte baja y alta de la ciudad:

- **Parte Baja.** - Está constituida mayormente por material transportado tanto de la parte alta como del río, sin embargo, existen evidencias de la existencia de depósitos marinos encontrados a tres metros de profundidad.
- **Parte Alta.** - Conformada por estratos arcillosos del Mioceno Superior, los cuales en mayor porcentaje tienen un buzamiento cuya dirección sigue las depresiones topográficas y generalmente son de 10 a 30.

### 3.1.5 Geodinamica Interna

Las fuerzas del interior de la tierra a causa del movimiento de la corteza se manifiestan a través de fenómenos como movimientos sísmicos, actividad volcánica y formación de las cordilleras. Todos ellos determinan la geodinámica interna.

#### a) Sísmicidad

Los sismos que se dan en la costa Norte del Perú generalmente son originados por la interacción de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana, por lo que se les denomina de origen tectónico, siendo estos los de mayor importancia debido a que liberan mayor energía que otros sismos. Si su origen se da a una profundidad no mayor a 70 Km. se les conoce como sismos superficiales, éstos son más violentos; también se producen sismos que estarían relacionados a fallas existentes.

Dentro de la zonificación sísmica del Perú la ciudad de Tumbes se encuentra ubicada en la zona III, presentando las siguientes características:

- Sismos de magnitud 7 en la escala de Richter.
- Terremotos profundos con hipocentro debajo del continente.
- Terremotos superficiales, locales relacionados con la fractura del plano oriental de la Cordillera de los Andes Occidentales.
- Terremotos superficiales locales, relacionados con la Deflexión del Huancabamba.

**Antecedentes Sismológicos.** - La ciudad de Tumbes ha sido sacudida por movimientos sísmicos del tipo superficial, ocasionando daños debido al potencial sísmico que presenta. Los movimientos sísmicos se presentan en intervalos no periódicos, habiéndose registrado sismos de intensidad tan alta como X en la escala de Mercalli Modificada.

De los sismos ocurridos en el área de estudio se tiene conocimiento de los siguientes:

- 28 de Setiembre de 1906
- 20 de Julio de 1907 (Grado V en la escala Mercalli Modificada).
- 24 de julio de 1912.
- 14 de febrero de 1923 (Grado X en la escala Mercalli Modificada, es considerado como el sismo de Mayor Intensidad Sísmica).
- 12 de diciembre de 1953. (Grado VII - VIII en la escala Mercalli Modificada).
- 08 de agosto de 1957. (Grado V - VI en la escala Mercalli Modificada).
- 20 de diciembre de 1960.
- 09 de diciembre de 1970. (Grado VIII en la escala Mercalli Modificada).

Una aproximación de la probabilidad de ocurrencia y el período medio de retorno para sismos de magnitudes de 7.0 y 7.5 se puede observar en el Cuadro N° 19, lo que nos indica que cada 40.8 años, probablemente, se produzca un sismo de  $m_b=7.0$  y cada 73.9 años se produzca un sismo de  $m_b=7.5$ , es decir, dentro del horizonte del presente estudio podría producirse un sismo de magnitud 7.0, entre hoy y el año 2010.

**Tabla 3-1: Probabilidad de ocurrencia de un sismo en la Ciudad de Tumbes**

MAGNITUD (Mb)	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA (AÑOS)			PERIODO MEDIO DE RETORNO (AÑOS)
	20	30	40	
7.0	38.7	52.1	62.5	40.8
7.5	23.9	33.3	41.8	73.9

**ELABORACION** : Equipo Técnico INADUR. Junio 2000.

**FUENTE** : Estudio de Suelos - Universidad Nacional de Piura, Facultad de Ingeniería de Minas - Mayo 2000.

**Peligros Causados por Geodinámica Interna.** - Los principales efectos geodinámicos, manifestaciones o impactos de la actividad sísmica sobre el asentamiento urbano son: deslizamientos, asentamiento y amplificación de ondas, licuación y densificación de suelos:

- **Deslizamiento**

Son las manifestaciones más importantes de los fenómenos de remoción de masas. se caracterizan por la formación de una superficie de ruptura recta o curva a partir de la cual se desplaza toda la porción de terreno separada del conjunto. Los deslizamientos pueden involucrar en su desarrollo materiales rocosos y/o suelos.

Las áreas más propensas a este fenómeno se encuentran ubicadas al borde de las quebradas, en los AA.HH. Mafalda Lama, Las Flores, San Nicolás, entre otros.

La acción pluvial erosiona el talud y las escorrentías producen cárcavas que tallan el talud, dejando pilares y cangrejeras que por acción dinámica se desploman, debilitando el talud y exponiendo la cimentación de las edificaciones que se ubican en el borde del talud, a la probable falla de la estructura.

- **Asentamiento y Amplificación de Ondas Sísmicas**

Los suelos de estado suelto a muy suelto, parcial o totalmente saturados por la napa freática muy elevada, suelos arenosos y fangosos pueden generar durante un evento sísmico la pérdida de resistencia del suelo de cimentación o producir un nivel importante de densificación del suelo, manifestándose asentamientos totales y amplificación de las ondas sísmicas, produciendo fisuras, afloramiento de agua, etc.

Para el caso de la cimentación, estas condiciones del suelo se podrán considerar inestables. Esta manifestación de asentamiento de suelo y amplificación de ondas se presenta en mayor grado en el sector del A.H. San José

- **Licuación de Suelos**

El fenómeno de licuación se da en suelos de granulometría uniforme (SP), sueltos, total o parcialmente saturados. Durante un movimiento sísmico el suelo pierde su capacidad de resistencia y fluye hasta encontrar una configuración compatible con los esfuerzos sísmicos.

El fenómeno de Licuación es un estado temporal de resistencia al corte, muy pequeña o nula, propia de suelos no cohesivos saturados sometidos a acciones vibratorias. Los desplazamientos asociados pueden ser uno o más de los siguientes: flujos laterales sobre suelos firmes con ángulos menores de unos 5 grados (desparramamiento lateral), subsidencia, o efectos de flotación. Los desplazamientos laterales pueden alcanzar metros, aún en pendientes con inclinaciones tan pequeñas como 0.5 a 1 grado.

La existencia de napa freática elevada constituye un elemento condicionante para la probabilidad de ocurrencia de licuación; a menor distancia de la superficie incide el mayor grado de licuación de suelo, durante un evento sísmico.

Las áreas de mayor posibilidad de ocurrencia de licuación de suelos se encuentran el sector que se encuentra al norte de la ciudad, comprendido entre la carretera Panamericana y el Canal la Tuna, comprometiendo a los AA.HH. Los Jardines, Los Lagos, Alan García, Mi Perú, Oswaldo Cabrera y Ricardo Flores.

- **Densificación de Suelos**

El fenómeno de densificación del suelo se da principalmente en arenas sueltas sobre todo cuando están muy secas, consiste en un reacomodo de las partículas del suelo debido a la acción dinámica; se podría entender también como la reducción del volumen causado por vibraciones que compactan los suelos no cohesivos, secos o parcialmente saturados; en suelos de cohesión este fenómeno se da en presencia del agua que sirve como lubricante entre las partículas.

En la siguiente tabla se puede observar los diversos tipos de desplazamientos permanentes del terreno debido a sismos.

**Tabla 3-2: Tipos de desplazamientos permanentes del terreno debido a sismos**

DESIGNACION	DESCRIPCION
<b>FALLAMIENTO</b>	Desplazamiento de partes adyacentes de la corteza terrestre, concentrados en zonas de fallas relativamente angostas. Los principales tipos son transcurrentes, normales e inversas.
<b>LICUEFACCION</b>	Estado temporal de resistencia al corte, muy pequeña o nula, propia de suelos no cohesivos saturados sometidos a acciones vibratorias. Los desplazamientos asociados pueden ser uno o más de los siguientes: flujos laterales sobre suelos firmes con ángulos menores de unos 5 grados (desparramamiento lateral), subsidencia, o efectos de flotación. Los desplazamientos laterales pueden alcanzar metros, aún en pendientes con inclinaciones tan pequeñas como 0.5 a 1 grado.
<b>DESIZAMIENTOS</b>	Movimiento en masa de terrenos en pendiente debido a fuerza inerciales inducidas por el sismo. Pueden ser desde caídas de rocas y deslizamientos de masas superficiales de terreno, hasta traslación y rotación de grandes volúmenes de suelo y roca, por fallamiento a profundidad.
<b>DENSIFICACION:</b>	Reducción de volumen causado por vibraciones que compactan los suelos no cohesivos, secos o parcialmente saturados.
<b>LEVANTAMIENTO TECTONICO O SUBSIDENCIA</b>	Cambios de dimensiones o topográficos, a nivel regional, asociados a la actividad tectónica. Generalmente resulta distribuido en grandes extensiones.

ELABORACION: Equipo Técnico INADUR. Junio 2000.

FUENTE : Mitigación de Desastres Naturales en Sistema de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario - OPS.

- **Zona I.-** Comprende la parte alta de la Ciudad Antigua, Ciudad Intermedia y Ciudad Nueva, presenta suelos arcillosos y arenosos compactos en casi toda la zona, su capacidad portante es mayor que la zona baja.

Estos suelos presentan la poca probabilidad de amplificación de ondas sísmicas, algunos problemas de asentamiento por la presencia de perfiles de suelos irregulares y problemas de densificación en suelos sueltos.

- **Zona II.-** Comprende toda la zona de la parte baja de la Quebrada El Nieto y la zona de expansión hacia la salida a San Juan.

Son zonas relativamente planas con presencia de material medianamente compactado, presentan asentamiento y amplificación de ondas sísmicas, sus suelos están compuestos por limos arcillas y arenas medianamente compactadas.

- **Zona III.-** Se ubica en el límite de la parte alta y baja de la Ciudad Intermedia y en las laderas de la Quebrada Pedregal. Presenta erosión por las lluvias, originando la posibilidad de derrumbes en caso de un sismo severo.
- **Zona IV.-** Comprende toda la zona baja de la Ciudad Antigua y de la Ciudad Intermedia, presenta condiciones favorables para

amplificación de ondas sísmicas, asentamientos, posible densificación y licuación.

Se producen amplificación de Ondas Sísmicas por que los suelos de toda esta zona están compuestos por arenas, arcillas y limos de consistencia blanda a nula y en muchos casos los suelos son sueltos. La capacidad portante del terreno es baja y la napa freática es casi superficial.

En el cauce del río Tumbes, en las Quebradas Pedregal, Luey, Nieto y en el sector de El Tablazo se encuentran capas laminares de diferentes espesores, este tipo de depósitos ante la ocurrencia de oscilaciones sísmicas pueden sufrir densificación, por reacomodo de las partículas, lo que podía originar el asentamiento de las edificaciones.

### **3.1.6 Geodinámica Externa**

Es la evaluación de los efectos de las fuerzas naturales generadas por la transformación de la superficie terrestre a causa de la acción pluvial, acción marítima y acción eólica. Dichas fuerzas naturales pueden causar desastres en ciudades como Tumbes que han crecido desmesuradamente sobre áreas peligrosas.

En la Geodinámica Externa de esta ciudad, la acción pluvial es el principal elemento que condiciona los peligros, e indirectamente condiciona parte de la geodinámica interna.

#### **Impacto de la Acción Pluvial**

En la ciudad de Tumbes la actividad pluvial, en condiciones normales, no causa mayor daño o trastorno, sin embargo, en eventos extraordinarios como el Fenómeno de El Niño, la periódica intensidad pluvial causa daños debido al volumen de precipitaciones, la velocidad de esorrentía, superficie de drenaje y caudal.

Se denomina Fenómeno "El Niño", a la anomalía climática que se presenta a intervalos irregulares de la Costa Sudamericana del Pacífico, y que es precedido por la aparición de aguas marinas anormalmente más cálidas y valores negativos en el índice de Oscilación Sur.

Este fenómeno viene ocurriendo permanentemente en la zona en forma aleatoria con intensidades y características diferentes, sin embargo, las características precedentes se evidenciaron desde el año anterior al evento, tanto en el fenómeno de 1983 como en 1998. La presencia misma del Fenómeno de El Niño se evidenció entre los meses de diciembre hasta junio en el año del evento, a través del incremento de la velocidad de los vientos, la elevación de la temperatura, variaciones en la salinidad del mar. Se observó una tendencia lenta a la normalización de las condiciones climáticas a partir del mes de Julio, cuando cesa la precipitación pluvial y los vientos, la presión atmosférica y las condiciones térmicas del mar vuelven a sus niveles normales.

El fenómeno de El Niño conjuntamente con una serie de fenómenos hidrometeorológicos, como las características físicas del cauce del río Tumbes y la geomorfología de la ciudad, son los causantes de los mayores daños de la ciudad de Tumbes.

De lo acontecido se deduce que la acción pluvial es un factor importante en la Geodinámica Externa, ya que erosionan o activan las características de determinados tipos de suelos que alteran la cimentación de las edificaciones.

La actividad pluvial se manifiesta de la siguiente manera:

#### **a) Activación de las Líneas de Talweg**

Se refiere al drenaje de las aguas pluviales sobre la superficie del terreno, surcando y acentuando las depresiones del terreno por erosión, debido a la velocidad y caudal del agua de lluvia.

De acuerdo a su magnitud, pueden clasificarse en:

- **Quebradas.** - Se caracterizan por el desplazamiento de aguas pluviales en mayor volumen, sobre depresiones del relieve topográfico que determinan el cauce de la quebrada. Este escurrimiento puede causar 2 efectos:

#### **Erosión**

Debido al volumen del caudal en épocas del Fenómeno de El Niño, se erosionan pistas y se socavan las cementaciones de edificaciones próximas a las quebradas. La erosión de estas se debe a la



composición de su suelo de naturaleza deleznable y a la presencia de sales, que hacen que la erosión sea más rápida, favoreciendo el ensanchamiento de los cauces de las quebradas.

La parte baja de la Ciudad Antigua es uno de los sectores más afectados, las calles transversales a la Carretera Panamericana actúan como pequeñas quebradas, depositando material acarreado en las calles sin pavimentar y erosionando las calles pavimentadas. Uno de los mayores afluentes es la Quebrada Tumpis.

### **Inundación**

El desbordamiento del cauce de las quebradas causa inundación, con un desplazamiento relativamente lento de las aguas; en el caso de inundaciones la parte alta de la ciudad actúa como cuenca colectora de las aguas. Las zonas planas como la Plaza de Armas, el mercado y un sector de Pampa Grande están expuestas a inundaciones y erosiones por escurrimiento de las aguas pluviales.

- **Escorrentías.** - Se caracterizan por el escurrimiento del agua pluvial de menor caudal sobre una determinada superficie de terreno. Las escorrentías ocasionan Cárcavas en los taludes inestables que poseen materiales sueltos, que se desprenden en volúmenes de suelo o se desplazan por capas, hacia las partes bajas.

El desplazamiento del material superficial, a causa de las lluvias, crea pequeñas zonas de depósitos temporales de material deleznable, lo que se puede observar en la Quebrada Nieto.

La infiltración o elevación de la napa freática por drenaje pluvial extraordinario, trae como consecuencia fallas en las edificaciones.

### **b) Formación de Lagunas**

La formación de lagunas en zonas y/o áreas topográficamente deprimidas con escasas o nulas posibilidades de ser drenadas tiene los siguientes efectos:

- Inundación y/o destrucción de áreas de uso residencial asentadas en depresiones. Se forman lagunas en la parte baja contigua a la carretera Panamericana, AA.HH. Las Malvinas, Los Lagos, Los Jardines, Salamanca y en área topográficamente deprimidas como el Camal Municipal.

### c) Erosión

Las aguas pluviales y la escorrentía producida por estas, causan la erosión de los depósitos eólicos y/o aluviales formando cárcavas.

Esta erosión causa deslizamiento en los taludes inestables y el arenamiento de las partes bajas debido al desplazamiento de las aguas pluviales.

El río Tumbes es otro factor que causa erosión principalmente en las partes curvas por efecto de corrientes secundarias, evidenciándose este fenómeno en la zona adyacente a la ciudad, avanzando hacia la carretera Panamericana y al Malecón Benavides, otro sector que presenta erosión es el contiguo a las laderas de la Quebrada Pedregal.

- **Deslizamientos.** - Los deslizamientos son fenómenos de remoción de masa. Estos se presentan en los taludes inestables, cuyo suelo este compuesto por arenas sueltas que no poseen aglutinantes, ni cementantes, por lo que se disgregan con facilidad, desplazándose como lodo o pequeños deslizamientos, favorecidos por la pendiente y la falta de cobertura natural del suelo.

Las áreas más propensas a este fenómeno se encuentran ubicadas al borde de las quebradas, en los AA.HH. Mafalda Lama, Las Flores, San Nicolás, entre otros.

#### 3.1.7 Características de las edificaciones u otras obras colinda

El proyecto se trata de llevar "Reconstrucción del Hospital Saul Garrido Rosillo II-1, Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes".

El área del terreno de 37,111.29 m<sup>2</sup>, está inscrita a favor del estado (Gobierno Regional De Tumbes) mediante asiento C00001, Partida N°1103343; distrito de Tumbes, provincia de Tumbes, región Tumbes

**Figura 3-2: Imagen satelital del terreno**



Como se observa en la imagen satelital del terreno, alrededor del proyecto, no hay edificaciones de gran altitud, solo hay vivienda de 2 a tres pisos.

El terreno se encuentra con un cerco perimétrico, y dentro del cual se encuentra torres de comunicación de una radio regional.

**Figura 3-3: Cerco perimétrico afectado por sulfatos de la brisa marina**



Se observa como las varillas están expuesta y el concreto se fracturo al expandirse el acero, por la presencia de sulfatos.

### 3.1.8 El permiso para el ingreso al terreno del proyecto,

Al tratarse de una obra pública, y teniendo los terrenos con saneamiento fisco legal conforme, no existe mayores problemas.

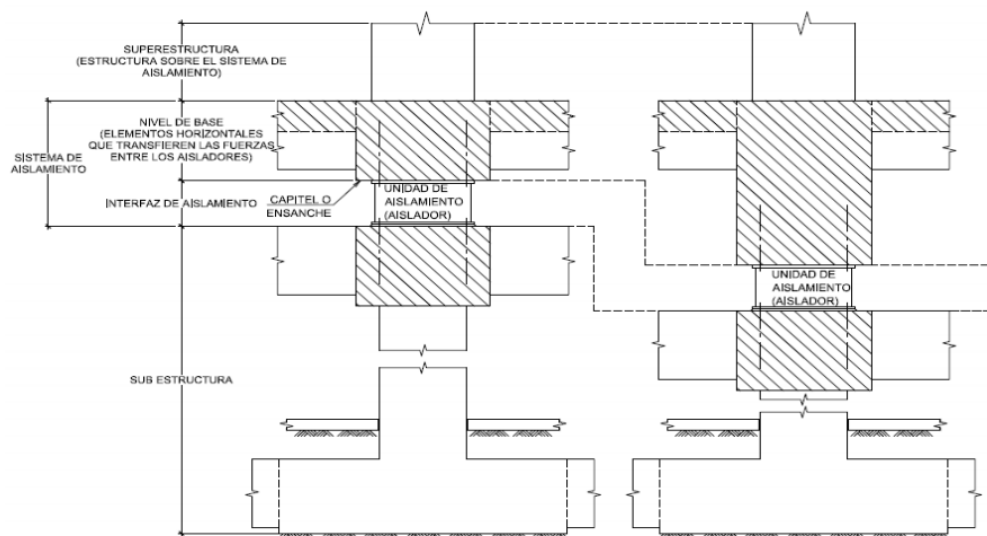
El área del terreno de 37,111.29 m<sup>2</sup>, está inscrita a favor del estado (Gobierno Regional De Tumbes) mediante asiento C00001, Partida N°1103343; distrito de Tumbes, provincia de Tumbes, región Tumbes

## 3.2 De la obra a cimentar

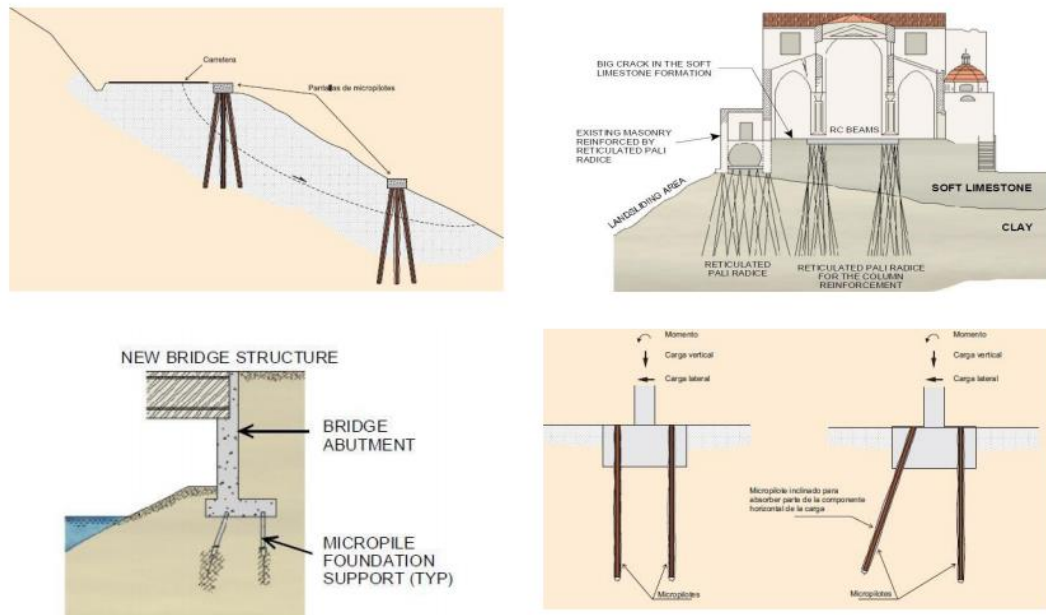
La estructura a edificar es un hospital, por lo tanto, se tendrá que usar aisladores.

Conjunto de elementos estructurales que incluye los aisladores, así como todos los elementos que transfieren fuerzas entre elementos del sistema de aislamiento sísmico, como vigas, losas, capiteles y sus conexiones. Asimismo, incluye los sistemas de restricción contra viento, los dispositivos de disipación de energía y los sistemas de restricción de desplazamiento, siempre que estos elementos sean usados para satisfacer los requisitos mínimos de diseño de esta Norma Técnica.

**Figura 3-4: Sistema de aislamiento sísmico**



**Figura 3-5: Aplicaciones más comunes**



### 3.3 Datos generales de la zona

Como se describió en los ítems anteriores, en este proyecto al tratarse de una "Reconstrucción del Hospital Saul Garrido Rosillo II-1, Distrito de Tumbes, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes" se tiene varios tipos de suelo, pero en general, se tiene en toda la zona, dos tipos de suelos, arenas y arcillas.

### 3.4 De las edificaciones colindantes

Ya se describió líneas arriba.

### 3.5 Otra información

Como se trata de una zona en la zona de la costa norte, por lo tanto, existe presencia de nivel freático, se tendrá que realizar entibados para estabilizar el terreno.

#### 3.5.1 Probabilidad de ocurrencia de Colapso.

En la zona de estudio hay la probabilidad de ocurrencia de colapso, ya que existe capas de material arenoso cementado (caliche), el cual al contacto, con el agua pierde sus capacidades cementantes como se observa en al foto del Hospital

regional de Tumbes, en donde hicieron todo el diseño para una cimentación en arcilla, el cual solo cubre la capa superficial y la capas internas son bancos de arena suelta y caliche

**Figura 3-6: Hospital Regional de Tumbes Colapsado**



El diseño de cimentación, fue desarrollado, como si fuese arcilla, y no tomaron en cuenta que la arcilla es solo superficial y al fondo son bancos de arenas suelta, intercaladas con caliche.

**Figura 3-7: Perfil de la zona explorada**



Esta fotografía es a la entrada del nuevo terreno en donde está el terminal del gobierno regional, en donde se observa el perfil compuesto por una capa superficial de arcilla, luego una capada de arena cementada (caliche), luego una capa de arena fina suelta, intercalándose hasta la cota de fondo.

**Figura 3-8: Material extraído de la calicata 12**



En esta fotografia se onserva la arcilla color rojiza extraido de la calicata N° 12, luego el arena cementada (caliche) de color rojo oscuro, con presencia de oxidos, y por ultimo una arena suelta color gris extraido del fondo de la calicata.

**Figura 3-9: Foto de la arena cementada, propenso a sufrir colapso.**





## 4.0 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

Las Técnicas de Investigación de Campo aplicadas en el estudio son:

**Tabla 4-1: Técnicas de investigación**

Técnica	NORMA APLICABLE
Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS)	NTP 339.134 (ASTM D 2487)
Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual –manual)	NTP 339.150 (ASTM D 2488)
Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción	NTP 339.162 (ASTM D 420)

**Fuente:** Elaboración propia

Como técnica de investigación del sub suelo a cielo abierto, las mismas que fueron ubicadas convenientemente, Este sistema de exploración nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: granulometría, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

Para el transporte de las Muestras se ha considerado la NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos.

En base a los objetivos del presente estudio, se realizaron las siguientes actividades de campo.

### 4.1 Excavación de Calicatas

En la zona de estudio se ejecutó un total de 23 calicatas, para definir la cantidad se usó la actual Norma Técnica de Edificación E.050 – Suelos y Cimentaciones en donde realiza las siguientes recomendaciones para el numero de calicatas:

Pero para tener mayor detalle del terreno, **se ejecutó 23 calicatas**, en el Anexo E "Plano - Ubicación de Calicatas" se presenta su distribución. Las calicatas a cielo

abierto permiten evaluar de manera directa las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

## 4.2 Muestreo y Registro

Se tomaron muestras disturbadas de suelo de cada estrato, en cantidades suficientes para realizar los ensayos de laboratorio. Durante el trabajo de campo se realizó el registro de los perfiles estratigráficos del subsuelo, describiéndose las diferentes características físicas de los estratos subyacentes, tales como: tipo de suelo, espesor del estrato, tamaño máximo de partículas, color, humedad, plasticidad, rigidez y compacidad.

**Tabla 4-2: Calicatas Ejecutadas**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	OBSERVACION DE CAMPO	CLASIFICACION	COORDENADAS	
				SUCS	ESTE	NORTE
C-1	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561158.7	9606438.4
	M2	0.90-2.20	Arcilla arenosa de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL		
	M3	2.20-4.00	Arena limosa, grano fino, suelta, de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-2	M-1	0.50-0.90	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SM	561199.4	9606410.9
	M2	0.90-1.50	Limo arenoso, grano fino, suelta, de color verdoso, poco húmedo	ML		
	M-3	1.50-4.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SM		
C-3	M1	0.00-0.50	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561199.0	9606379.1
	M2	0.50-2.10	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SM		
	M3	2.10-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-4	M-1	0.00-0.30	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561218.0	9606359.4
	M2	0.30-210	Arena con presencia de limo y gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SP-SM		
	M-3	2.10-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-5	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561237.9	9606329.4
	M2	0.90-4.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL		
C-6	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561246.0	9606305.4
	M2	0.90-4.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL		
C-7	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561265.3	9606287.9
	M2	0.90 -3.00	Arcilla arenosa de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL		
	M-3	3.00-4.00	Limo arenoso suelta de color verdoso, poco húmedo	ML		

C-8	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561252.3	9606255.8
	M2	0.90 -3.00	Arena arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	SC		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-9	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561275.6	9606239.5
	M2	0.90 -3.00	Arena limosa arcillosa con grava de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	SC-SM		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SM		
C-10	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561296.1	9606264.3
	M2	0.90 -3.00	Arena arcillosa con grava, de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	SC		
	M-3	3.00-4.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GP-GM		
C-11	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561331.5	9606269.3
	M2	0.90 -1.50	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GP-GM		
	M-3	1.50-4.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-12	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561318.2	9606299.2
	M2	2.00-5.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GP		
	M-3	5.00-8.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-13	M1	0.00-1.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561297.4	9606299.8
	M2	1.00-2.10	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
	M3	2.10-4.00	Grava bien graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GW-GM		
C-14	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561282.9	9606329.2
	M-2	2.00-3.00	Grava bien graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GW-GM		
	M-3	3.00-4.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-15	M-1	0.00-0.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561269.6	9606347.3
	M-2	0.50-1.50	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
	M3	1.50-4.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	GP		
C-16	M-1	0.00-1.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561269.0	9606376.5
	M-2	1.00-2.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SC		
	M-3	2.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-17	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561235.5	9606390.3
	M-2	1.50-2.50	Arcilla arenosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	CL		

	M3	2.50-6.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-18	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561267.9	9606411.1
	M-2	1.50-3.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	ML		
	M-3	2.50-6.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SP-SM		
C-19	M1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561256.9	9606441.7
	M-2	2.00-3.00	Arcilla Arenosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SP-SM		
C-20	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561295.6	9606426.7
	M-2	2.00-3.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Limo arenoso fina suelta de color verdoso, poco húmedo	ML		
C-21	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561298.0	9606387.9
	M-2	1.50-3.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-22	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo	CL	561309.3	9606346.5
	M-2	1.50-3.00	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso.	SM		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo	SM		
C-23	M-1	0.00-3.00	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561207.3	9606292.9

Fuente: Elaboración propia

## 5.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se va distribuir las muestras en dos laboratorios para terminar lo más pronto posible y cumplir con las metas del proyecto.

Los Ensayos Estándar, los ensayos químicos; en la empresa Inversiones Generales Centauro Ingenieros S.A.C, se encuentra acreditado por INACAL; en su laboratorio de mecánica de suelos.

**Figura 5-1: Certificado de acreditación Inversiones Generales Centauro Ingenieros S.A.C**



Debido a que la norma E050, para el cálculo de capacidad portante, realizar ensayos especiales, como el ensayo Triaxiales, se realizó en el laboratorio INGEOTEST SAC, el cual también se encuentra acreditado por INACAL.

Los ensayos serán realizados cumpliendo el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), donde establece los requisitos para la ejecución del Estudios de Mecánica de suelos.

**Figura 5-2: Certificado de acreditación del laboratorio Ingeotest Ingenieros S.A.C**



A continuación, se presentan los ensayos a ejecutar.

**Tabla 5-1: Ensayos de laboratorio**

TABLA 5: ENSAYOS DE LABORATORIO	
DESCRIPCIÓN	NORMA APLICABLE *
SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo	NTP 339.127
SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico	NTP 339.128
SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite Plástico e índice de plasticidad de suelos	NTP 339.129
SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo	NTP 339.131
SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS).	NTP 339.133
SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139
SUELOS. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual - manual	NTP 339.150
SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado no drenado para suelos cohesivos	NTP 339.164
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.169
SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea	NTP 339.151
SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.	NTP 339.177

**Fuente:** Elaboración propia

## 5.1 Ensayos de Estándar.

Se ejecutaron los siguientes ensayos con la finalidad de identificar el perfil del terreno, y tener parámetros para el cálculo, basado en las siguientes normas:

### 5.1.1 Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D422).

El objetivo de realizar el ensayo de Análisis Granulométrico por Tamizado, NTP 339.128 (ASTM D422).

- La determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas de suelo.
- Esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta el de 74 mm (N° 200).

**Tabla 5-2: Ensayos de análisis granulométrico por tamizado ASTM D422**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	GRANULOMETRIA		
			ESTE	NORTE		SUCS	FINOS (%)	ARENAS (%)
C-1	M1	0.00-0.90	561158.7	9606438.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-2.20			CL	55.9	43.67	0.42
	M3	2.20-4.00			SM	31.1	61.27	7.63
C-2	M-1	0.50-0.90	561199.4	9606410.9	SM	--	--	--
	M2	0.90-1.50			ML	64.46	32.61	2.93
	M-3	1.50-4.00			SM	28.6	52.74	18.66
C-3	M1	0.00-0.50	561199	9606379.1	Pt	--	--	--
	M2	0.50-2.10			SM	12.7	53.42	33.88
	M3	2.10-4.00			SM	13.13	69.08	17.79
C-4	M-1	0.00-0.30	561218	9606359.4	Pt	--	--	--
	M2	0.30-2.10			SP-SM	10.99	50.18	38.83
	M-3	2.10-4.00			SM	45.49	53.64	0.87
C-5	M1	0.00-0.90	561237.9	9606329.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-6	M1	0.00-0.90	561246	9606305.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-7	M-1	0.00-0.90	561265.3	9606287.9	Pt	--	--	--
	M2	0.90-3.00			CL	56.06	43.39	0.55
	M-3	3.00-4.00			ML	57.43	41.46	1.12
C-8	M-1	0.00-0.90	561252.3	9606255.8	Pt	--	--	--
	M2	0.90-3.00			SC	49.58	50.42	0
	M-3	3.00-4.00			SM	16.05	62.34	21.61
C-9	M-1	0.00-0.90	561275.6	9606239.5	Pt	--	--	--
	M2	0.90-3.00			SC-SM	40.59	43.17	16.24
	M-3	3.00-4.00			SM	16.04	50.39	33.57
C-10	M-1	0.00-0.90	561296.1	9606264.3	Pt	--	--	--

	M2	0.90 -3.00			SC	24.32	47.3	28.39
	M-3	3.00-4.00			GP-GM	11.72	37.92	50.37
C-11	M-1	0.00-0.90	561331.5	9606269.3	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -1.50			GP-GM	11.26	39.35	49.39
	M-3	1.50-4.00			SM	17.98	64.53	17.49
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	54.83	45.13	0.05
	M2	2.00-5.00			GP	4.73	47.55	47.72
	M-3	5.00-8.00			SM	15.57	71.74	12.69
C-13	M1	0.00-1.00	561297.4	9606299.8	CL	--	--	--
	M2	1.00-2.10			SM	13.99	61.67	24.34
	M3	2.10-4.00			GW-GM	6.7	28.51	64.79
C-14	M-1	0.00-2.00	561282.9	9606329.2	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			GW-GM	7.4	43.43	49.17
	M-3	3.00-4.00			SM	23.44	55.92	20.64
C-15	M-1	0.00-0.50	561269.6	9606347.3	CL	--	--	--
	M-2	0.50-1.50			SM	13.67	60.24	26.09
	M3	1.50-4.00			GP	1.97	31.03	67
C-16	M-1	0.00-1.00	561269	9606376.5	CL	--	--	--
	M-2	1.00-2.00			SC	49.83	49.75	0.42
	M-3	2.00-4.00			SM	14.95	67.43	17.62
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL	--	--	--
	M-2	1.50-2.50			CL	50.99	48.57	0.44
	M3	2.50-6.00			SM	20.21	66.09	13.69
C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			ML	54.83	45.13	0.005
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	10.44	71.24	18.32
C-19	M1	0.00-2.00	561256.9	9606441.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	60.53	39.02	0.45
	M-3	3.00-4.00			SP-SM	9.2	71.68	19.12
C-20	M-1	0.00-2.00	561295.6	9606426.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	55.63	43.74	0.63
	M-3	3.00-4.00			ML	56.84	34.67	8.49
C-21	M-1	0.00-1.50	561298	9606387.9	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			CL	50.77	48.82	0.41
	M-3	3.00-4.00			SM	18.9	70.27	10.82
C-22	M-1	0.00-1.50	561309.3	9606346.5	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			SM	46.34	52.15	1.51
	M-3	3.00-4.00			SM	22.61	63.53	13.86
C-23	M-1	0.00-3.00	561207.3	9606292.9	Pt	--	--	--

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.



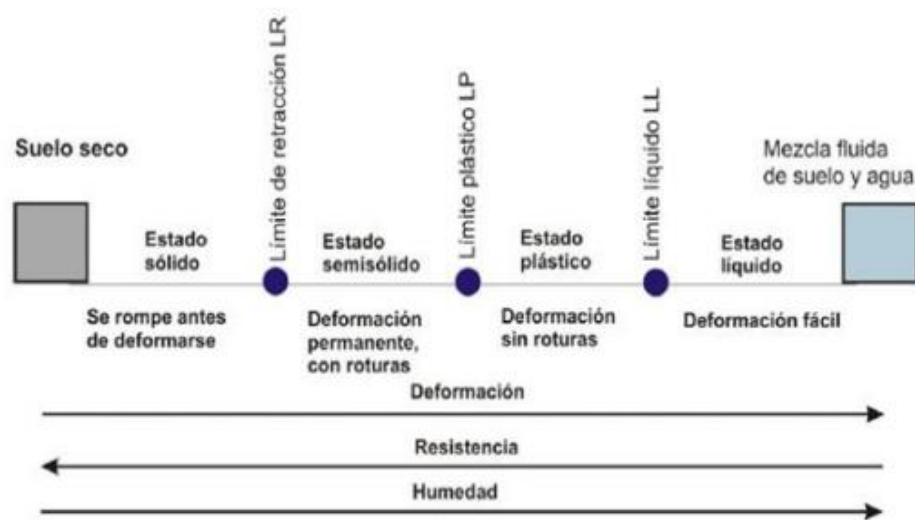
### 5.1.2 Límites de Atterberg (ASTM D4318)

Los límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia, se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo de su propia naturaleza y la cantidad de agua que contengan.

En los suelos finos, principalmente en las arcillas que se encuentran en estado seco, si se observa el estado del suelo, veremos que tiene una textura áspera y presenta una elevada resistencia a la rotura, partiendo cuando se rompe el suelo en fragmentos igualmente frágiles y de similar dureza.

Si al suelo se le agrega agua poco a poco veremos que ésta se mezcla con los sólidos. Aumentando la humedad, el suelo sigue en estado sólido pero su resistencia disminuye y en algún momento se vuelve plástico, esto es fácilmente moldeable con una textura jabonosa. Si se añade todavía más agua al suelo llega un punto en el que el suelo deja de ser plástico y se convierte en un fluido viscoso, conocido como lodo, de muy baja resistencia. Finalmente si el aumento de agua se lleva a su máximo, la masa pasa a un estado completamente líquido sin resistencia

**Figura 5-3: Esquema de los límites de Atterberg (Matías Sánchez, 2010)**



Los límites de Atterberg son, por tanto, los valores de humedad que delimitan los diferentes estados de consistencia de los suelos, utilizándose para la identificación y clasificación de los mismos.

**El límite plástico (LP)** se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el que los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico, representando el punto en el cuál el suelo empieza a perder su cohesión por falta de humedad.

**El límite líquido (LL)** se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm<sup>2</sup>. La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula (Crespo Villalaz, 2007).

Atterberg encontró que la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, denominado índice de plasticidad (IP), representaba una medida satisfactoria del grado de plasticidad de un suelo, indicando el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos.

**Tabla 5-3: Ensayos de límites de Atterberg (ASTM D4318)**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	LIMITES DE CONSISTENCIA		
			ESTE	NORTE		SUCS	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO
C-1	M1	0.00-0.90	561158.7	9606438.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-2.20			CL	31	21	10
	M3	2.20-4.00			SM	NP	NP	NP
C-2	M-1	0.50-0.90	561199.4	9606410.9	SM	--	--	--
	M2	0.90-1.50			ML	NP	NP	NP
	M-3	1.50-4.00			SM	NP	NP	NP
C-3	M1	0.00-0.50	561199.0	9606379.1	Pt	--	--	--
	M2	0.50-2.10			SM	NP	NP	NP
	M3	2.10-4.00			SM	NP	NP	NP
C-4	M-1	0.00-0.30	561218.0	9606359.4	Pt			
	M2	0.30-2.10			SP-SM	NP	NP	NP
	M-3	2.10-4.00			SM	NP	NP	NP
C-5	M1	0.00-0.90	561237.9	9606329.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-6	M1	0.00-0.90	561246.0	9606305.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-7	M-1	0.00-0.90	561265.3	9606287.9	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			CL	32	21	10
	M-3	3.00-4.00			ML	NP	NP	NP
C-8	M-1	0.00-0.90	561252.3	9606255.8	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			SC	33	18	15
	M-3	3.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-9	M-1	0.00-0.90	561275.6	9606239.5	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			SC-SM	23	17	6
	M-3	3.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-10	M-1	0.00-0.90	561296.1	9606264.3	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			SC	31	17	14
	M-3	3.00-4.00			GP-GM	NP	NP	NP

C-11	M-1	0.00-0.90	561331.5	9606269.3	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -1.50			GP-GM	NP	NP	NP
	M-3	1.50-4.00			SM	NP	NP	NP
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	31	18	13
	M2	2.00-5.00			GP	NP	NP	NP
	M-3	5.00-8.00			SM	NP	NP	NP
C-13	M1	0.00-1.00	561297.4	9606299.8	CL	--	--	--
	M2	1.00-2.10			SM	NP	NP	NP
	M3	2.10-4.00			GW-GM	NP	NP	NP
C-14	M-1	0.00-2.00	561282.9	9606329.2	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			GW-GM	NP	NP	NP
	M-3	3.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-15	M-1	0.00-0.50	561269.6	9606347.3	CL	--	--	--
	M-2	0.50-1.50			SM	NP	NP	NP
	M3	1.50-4.00			GP	NP	NP	NP
C-16	M-1	0.00-1.00	561269.0	9606376.5	CL	--	--	--
	M-2	1.00-2.00			SC	34	20	14
	M-3	2.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL			
	M-2	1.50-2.50			CL	33	17	16
	M3	2.50-6.00			SM	NP	NP	NP
C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			ML	NP	NP	NP
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	NP	NP	NP
C-19	M1	0.00-2.00	561256.9	9606441.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	37	21	16
	M-3	3.00-4.00			SP-SM	NP	NP	NP
C-20	M-1	0.00-2.00	561295.6	9606426.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	30	16	14
	M-3	3.00-4.00			ML	NP	NP	NP
C-21	M-1	0.00-1.50	561298.0	9606387.9	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			CL	33	20	13
	M-3	3.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-22	M-1	0.00-1.50	561309.3	9606346.5	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			SM	30	18	12
	M-3	3.00-4.00			SM	NP	NP	NP
C-23	M-1	0.00-3.00	561207.3	9606292.9	Pt	--	--	--

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser removido, durante la ejecución en obra, y solo se ensayo el terreno en estado natural.

### 5.1.3 Contenido de Humedad ASTM D-2216

El contenido de humedad ( $\omega$ ) de un suelo, se define como la relación entre la masa del agua contenida en el suelo y la masa del suelo seco y comúnmente se expresa como porcentaje.

La determinación del contenido de agua (humedad) de una muestra de suelo puede ser realizada por diferentes métodos entre los cuales se tienen:

- Método de laboratorio
- Método de calentamiento directo
- Método de presión a gas de carburo de calcio (Speedy)
- Método de calentamiento con horno microonda

Cada uno de estos métodos esta estandarizado por las Normas ASTM correspondientes, para que los resultados tengan mayor garantía.

**Método para determinar la humedad de un suelo por laboratorio (ASTM D 2216)**, éste consiste en introducir un espécimen de prueba colocado en un recipiente en un horno a una temperatura de  $110 \pm 5$  °C hasta obtener una masa constante. La pérdida de masa debido al secado se considera que es agua, luego se determina la masa seca del espécimen con el recipiente.

Es importante resaltar que cuando se somete un suelo a un horno, se supone que todo el suelo, en su parte sólida se mantendrá así, y que no se evaporará, como suele suceder con algunos asfaltos, que al calor se convierten en gas, mermando el peso de la parte sólida. También se supone que no hay materia orgánica que se afecte con el calor del horno.

**Tabla 5-4: Ensayos de contenido de humedad ASTM D-2216**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CONTENIDO DE HUMEDAD	
			SUCS	ESTE	NORTE	W(%)
C-1	M1	0.00-0.90	Pt	561158.7	9606438.4	--
	M2	0.90-2.20	CL			7
	M3	2.20-4.00	SM			4
C-2	M-1	0.50-0.90	SM	561199.4	9606410.9	--
	M2	0.90-1.50	ML			5
	M-3	1.50-4.00	SM			3
C-3	M1	0.00-0.50	Pt	561199.0	9606379.1	--
	M2	0.50-2.10	SM			2
	M3	2.10-4.00	SM			3
C-4	M-1	0.00-0.30	Pt	561218.0	9606359.4	--
	M2	0.30-2.10	SP-SM			1
	M-3	2.10-4.00	SM			10

C-5	M1	0.00-0.90	Pt	561237.9	9606329.4	--
	M2	0.90-4.00	CL			--
C-6	M1	0.00-0.90	Pt	561246.0	9606305.4	--
	M2	0.90-4.00	CL			--
C-7	M-1	0.00-0.90	Pt	561265.3	9606287.9	--
	M2	0.90 -3.00	CL			7
	M-3	3.00-4.00	ML			7
C-8	M-1	0.00-0.90	Pt	561252.3	9606255.8	--
	M2	0.90 -3.00	SC			6
	M-3	3.00-4.00	SM			2
C-9	M-1	0.00-0.90	Pt	561275.6	9606239.5	--
	M2	0.90 -3.00	SC-SM			5
	M-3	3.00-4.00	SM			2
C-10	M-1	0.00-0.90	Pt	561296.1	9606264.3	--
	M2	0.90 -3.00	SC			4
	M-3	3.00-4.00	GP-GM			1
C-11	M-1	0.00-0.90	Pt	561331.5	9606269.3	--
	M2	0.90 -1.50	GP-GM			2
	M-3	1.50-4.00	SM			5
C-12	M-1	0.00-2.00	CL	561318.2	9606299.2	7
	M2	2.00-5.00	GP			1
	M-3	5.00-8.00	SM			3
C-13	M1	0.00-1.00	CL	561297.4	9606299.8	--
	M2	1.00-2.10	SM			2
	M3	2.10-4.00	GW-GM			1
C-14	M-1	0.00-2.00	CL	561282.9	9606329.2	--
	M-2	2.00-3.00	GW-GM			1
	M-3	3.00-4.00	SM			2
C-15	M-1	0.00-0.50	CL	561269.6	9606347.3	--
	M-2	0.50-1.50	SM			2
	M3	1.50-4.00	GP			1
C-16	M-1	0.00-1.00	CL	561269.0	9606376.5	--
	M-2	1.00-2.00	SC			7
	M-3	2.00-4.00	SM			3
C-17	M-1	0.00-1.50	CL	561235.5	9606390.3	--
	M-2	1.50-2.50	CL			6
	M3	2.50-6.00	SM			3
C-18	M-1	0.00-1.50	CL	561267.9	9606411.1	--
	M-2	1.50-3.00	ML			2
	M-3	2.50-6.00	SP-SM			2
C-19	M1	0.00-2.00	CL	561256.9	9606441.7	--
	M-2	2.00-3.00	CL			8
	M-3	3.00-4.00	SP-SM			3
C-20	M-1	0.00-2.00	CL	561295.6	9606426.7	--
	M-2	2.00-3.00	CL			6
	M-3	3.00-4.00	ML			4
C-21	M-1	0.00-1.50	CL	561298.0	9606387.9	--
	M-2	1.50-3.00	CL			6
	M-3	3.00-4.00	SM			3

C-22	M-1	0.00-1.50	CL	561309.3	9606346.5	--
	M-2	1.50-3.00	SM			8
	M-3	3.00-4.00	SM			4
C-23	M-1	0.00-3.00	Pt	561207.3	9606292.9	--

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.

#### 5.1.4 Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) (ASTM D2487)

Clasificación del suelo según SUSCS (Sistema unificado de clasificación de suelos)

El sistema unificado de clasificación de suelos es adoptado por ASTM D-2487-98 e IS: 1498-1970 para la clasificación e identificación de suelos para fines de ingeniería general.

Los suelos se clasifican en términos generales en tres divisiones:

Suelos de grano grueso: en estos suelos, el 50% o más del material total en peso es mayor que el tamaño del tamiz IS de 75 micrones.

Suelos de grano fino: en estos suelos, el 50% o más del material total en peso es menor que el tamaño del tamiz IS de 75 micras.

Suelos altamente orgánicos y otros materiales diversos del suelo:

Estos suelos contienen un gran porcentaje de materia orgánica fibrosa, como la turba, y las partículas de vegetación descompuesta. Además, ciertos suelos que contienen conchas, cenizas y otros materiales que no son del suelo en cantidades suficientes también se agrupan en esta división.

Suelos de grano grueso

Los suelos de grano grueso se dividen en dos subdivisiones:

a) Gravas (G): en estos suelos, más del 50% de la fracción gruesa (+75 micras) es mayor que el tamaño del tamiz de 4.75 mm. Esta subdivisión incluye gravas y suelo de grava, y se designa con el símbolo G.

b) Arenas (S): en estos suelos, más del 50% de la fracción gruesa es menor que el tamiz IS de 4.75 mm. Esta subdivisión incluye arenas y suelos arenosos.

suelos de grano fino

Los suelos de grano fino se dividen en tres subdivisiones:

- a) Lodos inorgánicos y arenas muy finas: M
- b) Arcillas inorgánicas: C
- c) limos y arcillas orgánicas y materia orgánica: O.

Los suelos de grano fino se dividen en los siguientes grupos sobre la base de los siguientes valores de límite de líquido seleccionados arbitrariamente, que es un buen índice de compresibilidad:

- i) Limos y arcillas de baja compresibilidad:

Tener un límite de líquido inferior a 35 y representado por el símbolo L.

- ii) Lodos y arcillas de compresibilidad media:

Tener un límite de líquido mayor que 35 y menor que 50 y representado por el símbolo I.

- iii) Limos y arcillas de alta compresibilidad:

Tener un límite de líquido superior a 50 y representado por un símbolo H.

**Tabla 5-5: Ensayos de clasificación SUCS**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION SUCS	
			ESTE	NORTE	SUCS	DESCRIPCION
C-1	M1	0.00-0.90	561158.7	9606438.4	Pt	--
	M2	0.90-2.20			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M3	2.20-4.00			SM	ARENA LIMOSA
C-2	M-1	0.50-0.90	561199.4	9606410.9	SM	--
	M2	0.90-1.50			ML	LIMO ARENOSO
	M-3	1.50-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-3	M1	0.00-0.50	561199.0	9606379.1	Pt	--
	M2	0.50-2.10			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
	M3	2.10-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-4	M-1	0.00-0.30	561218.0	9606359.4	Pt	--
	M2	0.30-210			SP-SM	ARENA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y GRAVA
	M-3	2.10-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-5	M1	0.00-0.90	561237.9	9606329.4	Pt	--
	M2	0.90-4.00			CL	--
C-6	M1	0.00-0.90	561246.0	9606305.4	Pt	--
	M2	0.90-4.00			CL	--
C-7	M-1	0.00-0.90	561265.3	9606287.9	Pt	--
	M2	0.90-3.00			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD

	M-3	3.00-4.00			ML	LIMO ARENOSO
C-8	M-1	0.00-0.90	561252.3	9606255.8	Pt	--
	M2	0.90 -3.00			SC	ARENA ARCILLOSA
	M-3	3.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-9	M-1	0.00-0.90	561275.6	9606239.5	Pt	--
	M2	0.90 -3.00			SC-SM	ARENA LIMOSA - ARCILLOSA CON GRAVA
	M-3	3.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-10	M-1	0.00-0.90	561296.1	9606264.3	Pt	--
	M2	0.90 -3.00			SC	ARENA ARCILLOSA CON GRAVA
	M-3	3.00-4.00			GP-GM	GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y ARENA
C-11	M-1	0.00-0.90	561331.5	9606269.3	Pt	--
	M2	0.90 -1.50			GP-GM	GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y ARENA
	M-3	1.50-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M2	2.00-5.00			GP	GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON ARENA
	M-3	5.00-8.00			SM	ARENA LIMOSA
C-13	M1	0.00-1.00	561297.4	9606299.8	CL	--
	M2	1.00-2.10			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
	M3	2.10-4.00			GW-GM	GRAVA BIEN GRADUADA CON LIMO Y ARENA
C-14	M-1	0.00-2.00	561282.9	9606329.2	CL	--
	M-2	2.00-3.00			GW-GM	GRAVA BIEN GRADUADA CON LIMO Y ARENA
	M-3	3.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-15	M-1	0.00-0.50	561269.6	9606347.3	CL	--
	M-2	0.50-1.50			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
	M3	1.50-4.00			GP	GRAVA POBREMENTE GRADUADA CON ARENA
C-16	M-1	0.00-1.00	561269.0	9606376.5	CL	--
	M-2	1.00-2.00			SC	ARENA ARCILLOSA
	M-3	2.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA CON GRAVA
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL	--
	M-2	1.50-2.50			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M3	2.50-6.00			SM	ARENA LIMOSA
C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	--
	M-2	1.50-3.00			ML	LIMO ARENOSO
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	ARENA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y GRAVA
C-19	M1	0.00-2.00	561256.9	9606441.7	CL	--
	M-2	2.00-3.00			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M-3	3.00-4.00			SP-SM	ARENA POBREMENTE GRADUADA CON LIMO Y GRAVA
C-20	M-1	0.00-2.00	561295.6	9606426.7	CL	--
	M-2	2.00-3.00			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M-3	3.00-4.00			ML	LIMO ARENOSO
C-21	M-1	0.00-1.50	561298.0	9606387.9	CL	--
	M-2	1.50-3.00			CL	ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD
	M-3	3.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA



C-22	M-1	0.00-1.50	561309.3	9606346.5	CL	--
	M-2	1.50-3.00			SM	ARENA LIMOSA
	M-3	3.00-4.00			SM	ARENA LIMOSA
C-23	M-1	0.00-3.00	561207.3	9606292.9	Pt	--

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.

### 5.1.5 Clasificación del suelo según AASHTO

Clasificación del suelo según AASHTO (Asociación Estadounidense de Funcionarios de Carreteras y Transportes del Estado)

Es ampliamente utilizado para clasificar el suelo para la construcción de carreteras, autopistas y aeródromos (pistas de aterrizaje, calles de rodaje) especialmente para material de subrasante. Los requisitos previos del sistema de clasificación de suelos AASHTO son:

Análisis mecánico

Límite líquido

Índice de plasticidad.

Tamaño de grano

Grava: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y se retiene en el tamiz n. ° 10 (2 mm) de EE. UU.

Arena: Fracción que pasa el tamiz # 10 y retiene el tamiz # 200

Limo y Arcilla: Fracción que pasa el tamiz # 200

Plasticidad

El término limoso se aplica cuando las fracciones finas tienen un  $PI < 10$

Se aplica el término arcilloso cuando las fracciones finas tienen  $PI > 11$

Nota: Si se encuentran adoquines y rocas (más de 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en la que se realiza la clasificación. Sin embargo, se registra el% de edad de dicho material.

Grupos

Los suelos se clasifican en ocho grupos, A-1 a A-8. Los grupos principales A-1, A-2 y a-3 representan los suelos de grano grueso y los A-4, A-5, A-6 y A-7 representa suelos de grano fino. A-8 se identifican mediante inspección visual. Los rangos de LL y PI para los grupos A-4, A-5 A-6 y A-7 se muestran en la siguiente figura.

**Tabla 5-6: Ensayos de clasificación AASHTO**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	CLASIFICACION AASHTO		
			ESTE	NORTE		SUCS	CLASIFICACION DE GRUPO	TIPOS USUALES DE MATERIAL CONSTITUYENTE
C-1	M1	0.00-0.90	561158.7	9606438.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-2.20			CL	A-4(3)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M3	2.20-4.00			SM	A-3(0)	ARENA FINA	EXCELENTE A BUENA
C-2	M-1	0.50-0.90	561199.4	9606410.9	SM	--	--	--
	M2	0.90-1.50			ML	A-4(0)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	1.50-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-3	M1	0.00-0.50	561199.0	9606379.1	Pt	--	--	--
	M2	0.50-2.10			SM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
	M3	2.10-4.00			SM	A-34(0)	ARENA FINA	EXCELENTE A BUENA
C-4	M-1	0.00-0.30	561218.0	9606359.4	Pt	--	--	--
	M2	0.30-2.10			SP-SM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	2.10-4.00			SM	A-3(0)	ARENA FINA	EXCELENTE A BUENA
C-5	M1	0.00-0.90	561237.9	9606329.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-6	M1	0.00-0.90	561246.0	9606305.4	Pt	--	--	--
	M2	0.90-4.00			CL	--	--	--
C-7	M-1	0.00-0.90	561265.3	9606287.9	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			CL	A-4(3)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	3.00-4.00			ML	A-4(0)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
C-8	M-1	0.00-0.90	561252.3	9606255.8	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			SC	A-6(4)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	3.00-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-9	M-1	0.00-0.90	561275.6	9606239.5	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -3.00			SC-SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	3.00-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-10	M-1	0.00-0.90	561296.1	9606264.3	Pt	--	--	--

	M2	0.90 -3.00			SC	A-2-6(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	3.00-4.00			GP-GM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
C-11	M-1	0.00-0.90	561331.5	9606269.3	Pt	--	--	--
	M2	0.90 -1.50			GP-GM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	1.50-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	A-6(4)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M2	2.00-5.00			GP	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	5.00-8.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-13	M1	0.00-1.00	561297.4	9606299.8	CL	--	--	--
	M2	1.00-2.10			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
	M3	2.10-4.00			GW-GM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
C-14	M-1	0.00-2.00	561282.9	9606329.2	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			GW-GM	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	3.00-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-15	M-1	0.00-0.50	561269.6	9606347.3	CL	--	--	--
	M-2	0.50-1.50			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
	M3	1.50-4.00			GP	A-1-b(0)	FRAGMENTOS DE PIEDRA GRAVA Y ARENA	EXCELENTE A BUENA
C-16	M-1	0.00-1.00	561269.0	9606376.5	CL	--	--	--
	M-2	1.00-2.00			SC	A-6(4)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	2.00-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL	--	--	--
	M-2	1.50-2.50			CL	A-6(5)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M3	2.50-6.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			ML	A-4(0)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-19	M1	0.00-2.00	561256.9	9606441.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	A-6(7)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	3.00-4.00			SP-SM	A-2-4(0)	ARENA FINA	EXCELENTE A BUENA

								BUENA
C-20	M-1	0.00-2.00	561295.6	9606426.7	CL	--	--	--
	M-2	2.00-3.00			CL	A-6(5)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	3.00-4.00			ML	A-4(0)	SUELOS LIMOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
C-21	M-1	0.00-1.50	561298.0	9606387.9	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			CL	A-6(4)	SUELOS ARCILLOSOS	REGULAR A DEFICIENTE
	M-3	3.00-4.00			SM	A-3(0)	ARENA FINA	EXCELENTE A BUENA
C-22	M-1	0.00-1.50	561309.3	9606346.5	CL	--	--	--
	M-2	1.50-3.00			SM	A-2-6(2)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
	M-3	3.00-4.00			SM	A-2-4(0)	GRAVA Y ARENA LIMOSA O ARCILLOSA	EXCELENTE A BUENA
C-23	M-1	0.00-3.00	561207.3	9606292.9	Pt	--	--	--

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.

### 5.1.6 Ensayo de densidades máxima y mínima.

Su finalidad es determinar las densidades secas máxima y mínima de suelos no cohesivos, no cementados, de tamaño máximo nominal hasta 80 mm., que contengan hasta un 12% en masa de partículas menores que 0,08 mm. y un IP igual o menor que 5.

El método se aplica ya que en esta clase de suelos, estén secos o saturados, la compactación por impacto no produce una curva bien definida de relación humedad-densidad.

Karl Terzaghi expresó el grado de compacidad de estos suelos en términos de la densidad relativa también denominado índice de densidad (ID), la cual se encuentra en función de las densidades máxima y mínima obtenidas en laboratorio.

**Tabla 5-7: Ensayos de densidades máxima y mínima**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION SUCS	INDICE DE DENSIDAD	
			ESTE	NORTE	SUCS	DENSIDAD MINIMA	DENSIDAD MAXIMA
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	--	--
	M2	2.00-5.00			GP	1.63	2.08
	M-3	5.00-8.00			SM	1.24	1.59
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL	--	--
	M-2	1.50-2.50			CL	1.59	2.04
	M3	2.50-6.00			SM	1.25	1.6

C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	--	--
	M-2	1.50-3.00			ML	1.61	2.07
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	1.24	1.59

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.

### 5.1.7 Ensayo de peso volumétrico de Suelo Cohesivo.

Determinar el peso volumétrico de masa ó densidad de un suelo cohesivo, por definición el peso volumétrico es la relación entre la masa y el volumen del suelo, según la relación; NTP 339.139 Determinación del Peso Volumétrico de Suelo Cohesivo

**Tabla 5-8: Ensayos de peso volumétrico de Suelo Cohesivo**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	PESO VOLUMETRICO
			ESTE	NORTE	SUCS	
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	1.962
C-17	M-1	0.00-1.50	561235.5	9606390.3	CL	2.06
C-18	M-1	0.00-1.50	561267.9	9606411.1	CL	1.899

**Nota:** los espacios en --, se debe a que el primer estrato es relleno, o material removido, motivo por el cual no se realizó ningún ensayo, pues es un material a ser retirado, durante la ejecución en obra, y solo se ensayó el terreno en estado natural.

## 5.2 Ensayos de Especiales.

Se ejecutaron los siguientes ensayos especiales con la finalidad de identificar los parámetros para el diseño y cálculo de capacidades potentes del terreno, basado en las siguientes normas:

### 5.2.1 Ensayo de compresión triaxial

Un ensayo de compresión triaxial es un método de medición de las propiedades mecánicas de muchos sólidos deformables, especialmente suelos (e.g., arena, arcilla y roca además de otros materiales granulares)

**Tabla 5-9: Ensayo de compresión triaxial**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	Densidad seca	Cohesion	Angulo de Friccion
			ESTE	NORTE	SUCS	(gr/cm <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)
C-12	M2	2.00-5.00	561318.2	9606299.2	GP	1.8	60.3	35.8
	M-3	5.00-8.00			SM	1.44	9.2	35.9
C-17	M-2	1.50-2.50	561235.5	9606390.3	CL	1.78	48.1	36.7
	M3	2.50-6.00			SM	1.4	8.0	34.2

Fuente: Elaboración propia

## 5.2.2 Ensayos de CBR.

Se ejecutaron ensayos de CBR con la finalidad de obtener el tipo de compactación a realizar en la obra.

**Tabla 5-10: Ensayo de CBR**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	ENSAYO DE CBR			
			ESTE	NORTE	SUCS	CBR AL 100 % DE LA MDS	CBR AL 95 % DE LA MDS	MDS	OCH
C-12	M-1	0.00-2.00	561318.2	9606299.2	CL	13.49	10.8	1.95	13.8

Fuente: Elaboración propia

## 5.3 Análisis Químicos.

Se ejecutó 06 análisis químico para conocer el contenido de Cloruros, Sulfatos y Sales solubles totales que atacan a la armadura y al concreto.

**Tabla 5-11: Ensayos de análisis químicos**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	ANALISIS QUIMICOS		
			ESTE	NORTE	SUCS	SALES SOLUBLES TOTALES	SULFATOS EN SUELOS	CLORUROS EN SUELOS FINOS
C-12	M2	2.00-5.00	561318.2	9606299.2	GP	1890	344.62	1134
	M-3	5.00-8.00			SM	1710	350.25	1440
C-17	M-2	1.50-2.50	561235.5	9606390.3	CL	26.4	347.41	2286
	M3	2.50-6.00			SM	1890	347.75	1530
C-18	M-2	1.50-3.00	561267.9	9606411.1	ML	3180	345.66	2016
	M-3	2.50-6.00			SP-SM	1560	342.97	1332

Fuente: Elaboración propia

En el siguiente cuadro se presenta los límites permisibles del contenido de cloruros, sulfatos y sales solubles totales en los suelos.

**Tabla 5-12: Elementos químicos nocivos para la cimentación**

Presencia en el suelo de:	p.p.m.	Grado de alteración	Observación
Sulfatos (*)	0 – 1,000 1,000 – 2,000 2,000 – 20,000 >20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona u ataque químico al concreto
Cloruros (**)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos
Sales solubles totales(**)	> 15,000	Perjudicial	

**Nota: (\*) Comité ACI 318 – 83. (\*\*) Experiencia existente.**

**Tabla 5-13: Tipo de cemento a usar**

Grado de ataque de los sulfatos	% de sulfatos solubles (SO <sub>4</sub> ) en la muestra de suelo (%)	Partes por millón de sulfatos en agua (p.p.m.)	Tipo de cemento	Relación agua / cemento máxima (concreto normal)
Despreciable	0.00 a 0.10	0 a 150	I	
Moderado	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II	0.50
Agresivo	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45
Muy agresivo	> 2.00	> 10,000	V* con puzolana	0.45

**Nota: PCA Asociación de Cemento Portland.**

De acuerdo con este resultado se determina que no existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al fierro; por lo tanto, se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I, con una buena densificación del concreto mediante un buen vibrado.

## 6.0 PERFIL DEL SUELO

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134, plasticidad de los fi nos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150.

En las excavaciones no son puntuales por tratarse de un proyecto lineal, motivo por el cual a lo largo de la trayectoria, se encontró distintos tipos de clasificación de suelos; existe una matriz arcillosa, conformada, por gravas arcillosas, arenas arcillosas; siendo estas las que predominan en todo el tramo explorado, en gran estado húmedo por la presencia de vegetación y las lluvias, la Napa freática a poca profundidad, varía de acuerdo a la estación por lo que se recomienda al proyectista mejorar el terreno a construir con material granular de préstamo.

De acuerdo a los perfiles estratigráficos inferidos; se determina que el subsuelo del área en estudio está conformado de la siguiente manera:

**Tabla 6-1: Registro del tipo de suelos por calicatas**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	OBSERVACION DE CAMPO	CLASIFICACION	COORDENADAS	
				SUCS	ESTE	NORTE
C-1	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561158.7	9606438.4
	M2	0.90-2.20	Arcilla arenosa de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M3	2.20-4.00	Arena limosa, grano fino, suelta, de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-2	M-1	0.50-0.90	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SM	561199.4	9606410.9
	M2	0.90-1.50	Limo arenoso, grano fino, suelta, de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	ML		
	M-3	1.50-4.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-3	M1	0.00-0.50	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561199.0	9606379.1
	M2	0.50-2.10	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SM		



	M3	2.10-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-4	M-1	0.00-0.30	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561218.0	9606359.4
	M2	0.30-210	Arena con presencia de limo y gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SP-SM		
	M-3	2.10-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-5	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561237.9	9606329.4
	M2	0.90-4.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
C-6	M1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561246.0	9606305.4
	M2	0.90-4.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
C-7	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561265.3	9606287.9
	M2	0.90 -3.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Limo arenoso suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	ML		
C-8	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561252.3	9606255.8
	M2	0.90 -3.00	Arena arcillosa de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SC		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, grano fino, con presencia de gravas, suelta, de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-9	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561275.6	9606239.5
	M2	0.90 -3.00	Arena limosa arcillosa con grava de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SC-SM		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-10	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561296.1	9606264.3
	M2	0.90 -3.00	Arena arcillosa con grava, de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SC		
	M-3	3.00-4.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GP-GM		
C-11	M-1	0.00-0.90	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561331.5	9606269.3
	M2	0.90 -1.50	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GP-GM		
	M-3	1.50-4.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		

C-12	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561318.2	9606299.2
	M2	2.00-5.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GP		
	M-3	5.00-8.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-13	M1	0.00-1.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561297.4	9606299.8
	M2	1.00-2.10	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
	M3	2.10-4.00	Grava bien graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GW-GM		
C-14	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561282.9	9606329.2
	M-2	2.00-3.00	Grava bien graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GW-GM		
	M-3	3.00-4.00	Arena fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-15	M-1	0.00-0.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561269.6	9606347.3
	M-2	0.50-1.50	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
	M3	1.50-4.00	Grava mal graduada de matriz arenosa cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	GP		
C-16	M-1	0.00-1.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561269.0	9606376.5
	M-2	1.00-2.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SC		
	M-3	2.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-17	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561235.5	9606390.3
	M-2	1.50-2.50	Arcilla arenosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M3	2.50-6.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-18	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561267.9	9606411.1
	M-2	1.50-3.00	Limo con presencia de arena y gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	ML		
	M-3	2.50-6.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SP-SM		
C-19	M1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561256.9	9606441.7

	M-2	2.00-3.00	Arcilla Arenosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SP-SM		
C-20	M-1	0.00-2.00	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561295.6	9606426.7
	M-2	2.00-3.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Limo arenoso fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	ML		
C-21	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561298.0	9606387.9
	M-2	1.50-3.00	Arena con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	CL		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-22	M-1	0.00-1.50	Arcilla de baja plasticidad compacta, color rojizo, en estado poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	CL	561309.3	9606346.5
	M-2	1.50-3.00	Arena limosa con presencia de gravas cementada (caliche); poco húmedo, de color rojizo, compacto y propenso a sufrir colapso, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
	M-3	3.00-4.00	Arena limosa, fina suelta de color verdoso, poco húmedo, con presencia de gravas redondeadas.	SM		
C-23	M-1	0.00-3.00	Turba material de relleno, compuesto de arcilla con restos orgánicos y raíces	Pt	561207.3	9606292.9

## 7.0 NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

Ubicación de la Napa Freática dentro de la profundidad de exploración, indicando la fecha de medición.

**No existe presencia de nivel freático en la zona explorada, al tratarse de una lomada, es la naciente de un pequeño cauce natural, el cual fue modificado al hacer el relleno en la zona.**

## 8.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Descripción de las características físico – mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluye memorias de cálculo en cada caso, en las que se indican todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En este numeral se incluye como mínimo:

### 8.1 Análisis de Capacidad de Carga Admisible y Asentamientos

Para el análisis de capacidad de carga se tomó en cuenta las cargas estáticas que serán transmitidas al material activo de fundación. Las dimensiones de la cimentación inicialmente fueron asumidas para luego ser verificadas mediante un cálculo de retro análisis.

**Tabla 8-1: Parámetros del ensayo de compresión triaxial**

CALICATA	MUESTRA	PROF. (M)	COORDENADAS		CLASIFICACION	Densidad seca (gr/cm3)	Cohesion (kPa)	Angulo de Friccion (°)
			ESTE	NORTE				
C-12	M2	2.00-5.00	561318.2	9606299.2	GP	1.8	60.3	35.8
	M-3	5.00-8.00			SM	1.44	9.2	35.9
C-17	M-2	1.50-2.50	561235.5	9606390.3	CL	1.78	48.1	36.7
	M3	2.50-6.00			SM	1.4	8.0	34.2

Debido a que estas estructuras están en contacto con el agua, y hay presencia de nivel freático, se tendrá que afectar por falla local.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga falla general  $f(\phi)$   
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga para falla local  $f(\phi')$

$$c' = \frac{2}{3}c \quad \phi' = 0 \quad tg\phi' = \frac{2}{3}tg\phi \text{ para falla local}$$

Por otro lado, se va uniformizar el tema de capacidad portante en dos, tipos de suelos, según la norma e 050.

- 1. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se emplea un ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) igual a cero.**

**Tabla 8-2: Parámetros obtenidos ensayo triaxial en suelos cohesivos**

MUESTRA	PROF. (M)	Clasificación	Densidad seca	Cohesion	Angulo de Friccion
		SUCS	(gr/cm3)	(kPa)	(°)
Suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso),	Variable ver, perfiles en planos, varia de 0.00 a 5.00 m	CL	1.78	48.1	36.7

A partir de esos valores, se considera ángulo de fricción igual a cero, según la norma en suelos cohesivos, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo.

**Tabla 8-3: Parámetros para calculo en suelos cohesivos**

MUESTRA	PROF. (M)	Clasificación	Densidad seca	Cohesion	Angulo de Friccion
		SUCS	(gr/cm3)	(kg/cm2)	(°)
Suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso),	Variable ver, perfiles en planos, varia de 0.00 a 5.00 m	CL	1.78	0.49	0

**2. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se emplea una cohesión (c) igual a cero.**

**Tabla 8-4: Parámetros para calculo en suelos friccionantes**

MUESTRA	PROF. (M)	Clasificación	Densidad seca	Cohesion	Angulo de Friccion
		SUCS	(gr/cm3)	(kPa)	(°)
suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas),	Variable ver, perfiles en planos, varia de 0.00 hasta los 30.00 m	SM	1.4	8.0	34.2

A partir de esos valores, se considera ángulo de fricción igual a cero, según la norma en suelos cohesivos, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo.

**Tabla 8-5: Parámetros para calculo en suelos friccionantes**

MUESTRA	PROF. (M)	Clasificación	Densidad seca	Cohesion	Angulo de Friccion
		SUCS	(gr/cm3)	(kg/cm2)	(°)
suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas),	Variable ver, perfiles en planos, varia de 0.00 hasta los 30.00 m	SM	1.40	0	34.2

A continuación, se presentan las formulaciones empleadas para el análisis de capacidad de carga y los resultados obtenidos.

### 8.1.1 Capacidad de Carga

La **Norma e.050 suelos y cimentaciones en el artículo 20 Capacidad de carga**, nos presenta una fórmula para hallar la capacidad portante para suelos arcilloso y granulares, como se muestra a continuación

La capacidad de carga ( $q_d$ ) es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros determinados mediante los ensayos in situ indicados en la Tabla 3 o los ensayos de laboratorio indicados en la Tabla 5.

- 1. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se emplea un ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) igual a cero.**

$$q_d = s_c i_c c N_c$$

- 2. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se emplea una cohesión ( $c$ ) igual a cero.**

$$q_d = i_q \gamma_1 D_f N_q + 0,5 s_\gamma i_\gamma \gamma_2 B' N_\gamma$$

Para las ecuaciones indicadas en los numerales se tiene:

$$N_q = \varepsilon (\pi \tan \phi') \tan^2 \left[ \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \right]$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \phi')$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

$\phi$  = Angulo de fricción

$c$  = cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.

$i_c$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la cohesión

$i_q$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la sobre carga (gDf)

$s_c$  = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la cohesión

$s_g$  = coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la fricción

$i_g$  = coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la fricción

$\delta_1$  = peso unitario volumétrico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación.

$\delta_2$  = peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación

$N_c$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión = 5.14

$N_q$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobre carga (gDf)

$N_g$  = coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción

$B'$  = ancho del "área efectiva"

$a^\circ$  = ángulo en grados que hace la carga con la vertical

*Referencia: Bowles, Joseph E. (1996) Foundation Analysis and Design. New York: Mc Graw – Hill Book Co.*

Determinado el valor de la capacidad de carga última ( $q_{ult}$ ), y considerando un **factor de seguridad (FS) igual a 3**, la capacidad de carga admisible ( $q_{adm}$ ) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{3}$$

### 8.1.2 Evaluación de Asentamientos Elásticos

Para estimar la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales en las cimentaciones proyectadas, se realizó un análisis de asentamientos elásticos que toma en cuenta las cargas aplicadas, las dimensiones de la cimentación proyectada, y los parámetros elásticos del suelo al nivel de cimentación.

Teóricamente, si la cimentación es perfectamente flexible, el asentamiento se puede calcular mediante la siguiente relación:



$$S_e = q_0(\alpha B) \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Dónde:

$q_0$ : Presión neta aplicada sobre la cimentación;

$\mu_s$ : Coeficiente de Poisson del suelo;

$E_s$ : Módulo de elasticidad promedio del suelo bajo la cimentación;

$B$ : B/2 para el centro de la cimentación y B para una esquina de la cimentación;

$I_s I_f$ : Factor de forma, y profundidad respectivamente.

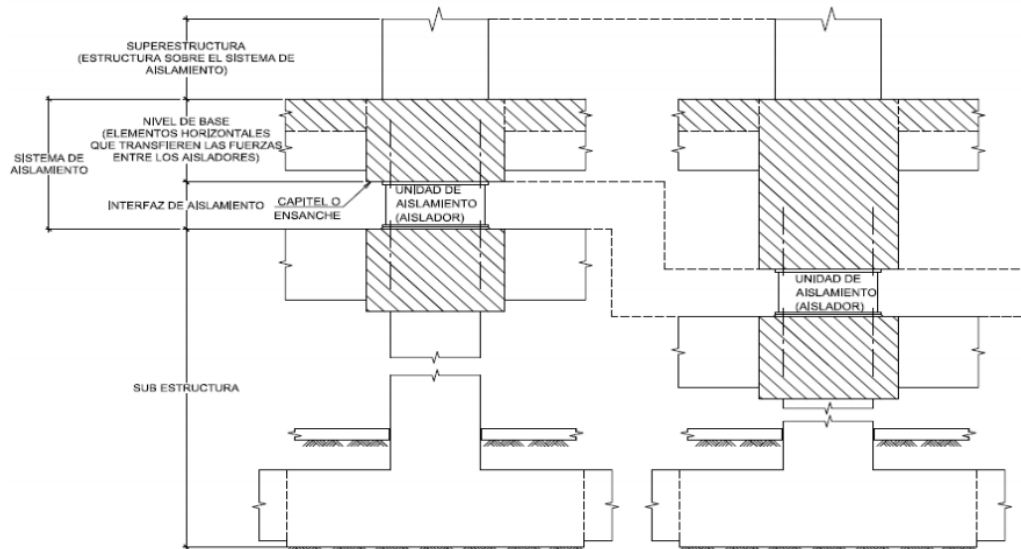
El asentamiento elástico de una cimentación rígida puede estimarse con:

$$S_{e(rigida)} = 0.93 S_{e(flexible, centro)}$$

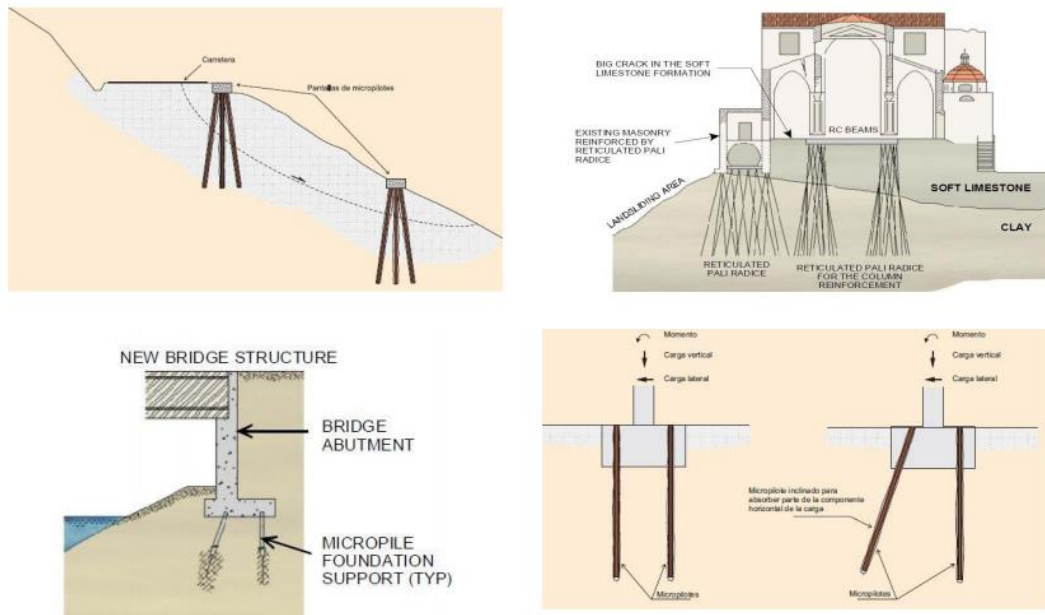
## 8.2 Cimentación en suelos cohesivos:

La estructura a edificar es un hospital, por lo tanto, se tendrá que usar aisladores, se considera esta sección debido a que la capa superficial es arcilla en un espesor variable de 0.0 hasta 5.00 m aproximadamente.

**Figura 8-1: Sistema de aislamiento sísmico**



**Figura 8-2: Aplicaciones más comunes**



**a) Memoria de cálculo.** Se utiliza cualquier método de diseño geotécnico sustentado en teorías y experiencias a largo plazo comúnmente empleadas en el Perú. El uso de cualquier otra metodología de diseño obliga a incluirla como anexo a la Memoria Descriptiva. Del ensayo triaxial se tiene:

$\phi$  = **Angulo de fricción; 00**

$c$  = **cohesión del suelo ubicado bajo la zapata; 0.49**

$\delta$  = **peso unitario volumétrico de suelo; 1.78**

**b) Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera;** se calculó tres tipos de capacidad portante, cuadrada, rectangular y corrida.

**c) Profundidad de cimentación (Df);** del plano se observa 1.50 m

**d) Cálculo de la carga de rotura por corte y cálculo del factor de seguridad (FS); 3**

**e) Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).;** en este caso al ser una estructura apoyada sobre el piso se calcula el asentamiento, **S=0.09 cm**

f) Presión admisible del terreno; **Qadm= 1.00 Kg/cm<sup>2</sup>**, como un promedio

**Tabla 8-6: Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos cuadrada**

		CIMENTACION CUADRADA							
		Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (kg/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )
OPCION 1	1.20	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>
	1.50	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>
	<b>2.00</b>	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>
	3.00	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>
	4.00	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>
	5.00	1.00	1.00	1.78	0.00	0.49	3.02	<b>1.01</b>	<b>0.09</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 8-7: Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos rectangular**

		CIMENTACION RECTANGULAR							
		Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )
OPCION 2	1.20	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>
	1.50	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>
	<b>2.00</b>	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>
	3.00	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>
	4.00	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>
	5.00	1.00	1.20	1.78	0.00	0.49	2.94	<b>0.98</b>	<b>0.08</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 8-8: Capacidad de carga y asentamiento suelos cohesivos corrido**

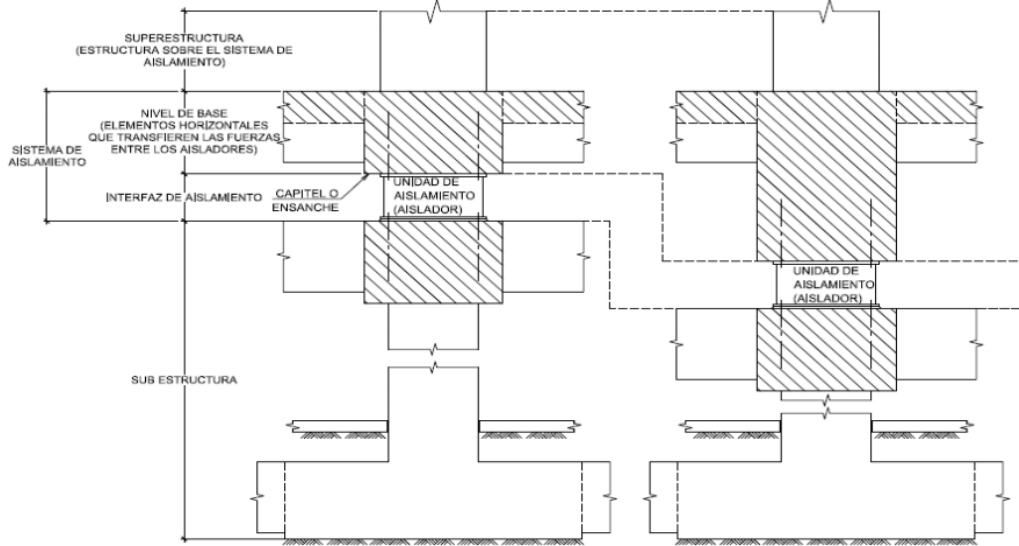
		CIMENTACION CORRIDA							
		Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )
OPCION 3	1.20	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>
	1.50	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>
	<b>2.00</b>	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>
	3.00	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>
	4.00	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>
	5.00	1.00	10.00	1.78	0.00	0.49	2.57	<b>0.86</b>	<b>0.07</b>

Fuente: Elaboración propia

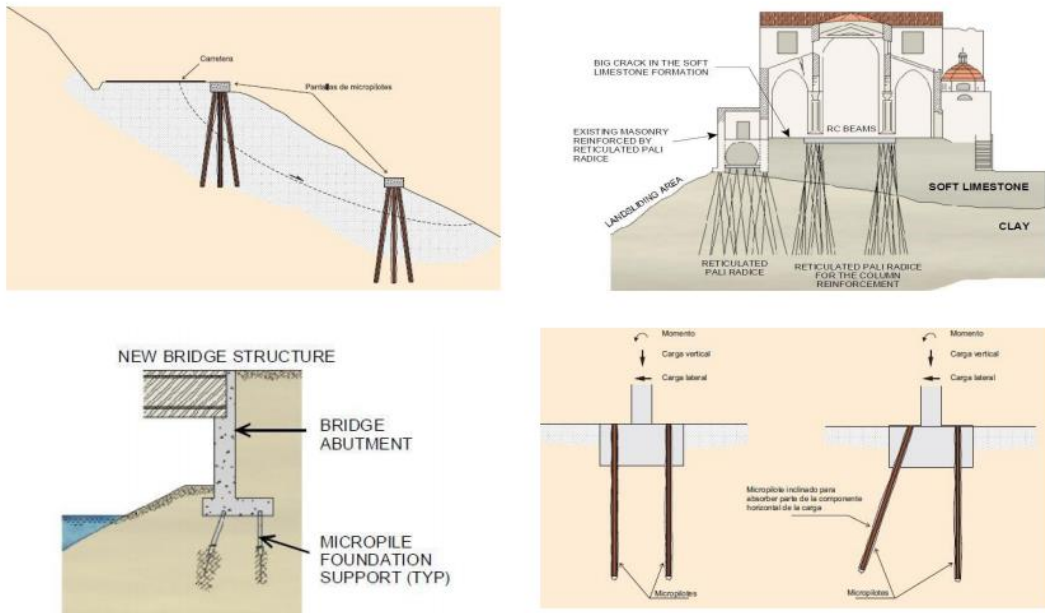
### 8.3 Cimentación en suelos friccionantes:

La estructura a edificar es un hospital, por lo tanto, se tendrá que usar aisladores.

**Figura 8-3: Sistema de aislamiento sísmico**



**Figura 8-4: Aplicaciones más comunes**



**a) Memoria de cálculo.** Se utiliza cualquier método de diseño geotécnico sustentado en teorías y experiencias a largo plazo comúnmente empleadas en el

Perú. El uso de cualquier otra metodología de diseño obliga a incluirla como anexo a la Memoria Descriptiva. Del ensayo triaxial se tiene:

**$\phi$  = Angulo de fricción; 34.2**

**c = cohesión del suelo ubicado bajo la zapata; 0**

**$\delta$  = peso unitario volumétrico de suelo; 1.40**

**b) Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera;** se calculó tres tipos de capacidad portante, cuadrada, rectangular y corrida.

**c) Profundidad de cimentación (Df);** del plano se observa 4.0 m

d) Cálculo de la carga de rotura por corte y cálculo del factor de seguridad (FS); 3

e) Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).; en este caso al ser una estructura apoyada sobre el piso se calcula el asentamiento, **S=0.16 cm**

f) Presión admisible del terreno; **Qadm= 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Tabla 8-9: Capacidad de carga y asentamiento suelo fricciónante cuadrada**

CIMENTACION CUADRADA								
Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
1.00	1.00	1.00	1.40	24.37	0.00	1.74	<b>0.58</b>	<b>0.05</b>
2.00	1.00	1.00	1.40	24.37	0.00	3.14	<b>1.05</b>	<b>0.09</b>
<b>3.00</b>	1.00	1.00	<b>1.40</b>	<b>24.37</b>	<b>0.00</b>	<b>4.53</b>	<b>1.51</b>	<b>0.13</b>
4.00	1.00	1.00	1.40	24.37	0.00	5.93	<b>1.98</b>	<b>0.17</b>
5.00	1.00	1.00	1.40	24.37	1.00	7.33	<b>2.44</b>	<b>0.21</b>
6.00	1.00	1.00	1.40	24.37	2.00	8.73	<b>2.91</b>	<b>0.25</b>
7.00	1.00	1.00	1.40	24.37	3.00	10.13	<b>3.38</b>	<b>0.29</b>
8.00	1.00	1.00	1.40	24.37	4.00	11.52	<b>3.84</b>	<b>0.33</b>
9.00	1.00	1.00	1.40	24.37	0.00	12.92	<b>4.31</b>	<b>0.37</b>
10.00	1.00	1.00	1.40	24.37	0.00	14.32	<b>4.77</b>	<b>0.41</b>

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 8-10: Capacidad de carga y asentamiento suelo friccionante rectangular**

	<b>CIMENTACION RECTANGULAR</b>								
	Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
<b>OPCION 2</b>	1.00	1.00	1.20	1.40	27.77	0.00	1.75	<b>0.58</b>	<b>0.05</b>
	2.00	1.00	1.20	1.40	27.77	0.00	3.15	<b>1.05</b>	<b>0.09</b>
	<b>3.00</b>	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>0.00</b>	<b>4.55</b>	<b>1.52</b>	<b>0.13</b>
	4.00	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>1.00</b>	<b>5.95</b>	<b>1.98</b>	<b>0.17</b>
	5.00	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>2.00</b>	<b>7.34</b>	<b>2.45</b>	<b>0.21</b>
	6.00	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>3.00</b>	<b>8.74</b>	<b>2.91</b>	<b>0.25</b>
	7.00	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>4.00</b>	<b>10.14</b>	<b>3.38</b>	<b>0.29</b>
	8.00	1.00	1.20	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>5.00</b>	<b>11.54</b>	<b>3.85</b>	<b>0.33</b>
	9.00	1.00	1.20	1.40	27.77	0.00	12.94	<b>4.31</b>	<b>0.37</b>
	10.00	1.00	1.20	1.40	27.77	0.00	14.33	<b>4.78</b>	<b>0.41</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 8-11: Capacidad de carga y asentamiento suelo friccionante corrida**

	<b>CIMENTACION CORRIDO</b>								
	Df (m)	B (m)	L (m)	$\delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\phi$	C(kg/cm <sup>2</sup> )	qu (kg/cm <sup>2</sup> )	qad (kg/cm <sup>2</sup> )	S (cm)
<b>OPCION 3</b>	1.00	1.00	10.00	1.40	27.77	0.00	1.82	<b>0.61</b>	<b>0.05</b>
	2.00	1.00	10.00	1.40	27.77	0.00	3.21	<b>1.07</b>	<b>0.09</b>
	<b>3.00</b>	1.00	10.00	1.40	27.77	1.00	4.61	<b>1.54</b>	<b>0.13</b>
	4.00	1.00	10.00	1.40	27.77	2.00	6.01	<b>2.00</b>	<b>0.17</b>
	5.00	1.00	10.00	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>0.00</b>	<b>7.41</b>	<b>2.47</b>	<b>0.21</b>
	6.00	1.00	10.00	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>1.00</b>	<b>8.80</b>	<b>2.93</b>	<b>0.25</b>
	7.00	1.00	10.00	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>2.00</b>	<b>10.20</b>	<b>3.40</b>	<b>0.29</b>
	8.00	1.00	10.00	<b>1.40</b>	<b>27.77</b>	<b>3.00</b>	<b>11.60</b>	<b>3.87</b>	<b>0.33</b>
	9.00	1.00	10.00	1.40	27.77	0.00	13.00	<b>4.33</b>	<b>0.37</b>
	10.00	1.00	10.00	1.40	27.77	0.00	14.40	<b>4.80</b>	<b>0.41</b>

Fuente: Elaboración propia

**En caso de usara plateas o losas de cimentación usar el siguiente calculo:**

BRAJA M., D. (2012). FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA (7a. ed.). MEXICO: INTERNATIONAL THOMSON

$$q_{\text{net}(perm)} = \frac{q_{u(\text{net})}}{FS}$$

La capacidad de carga permisible neta para losas construidas sobre depósitos de suelos granulares se puede determinar apropiadamente a partir de los números de penetración estándar. De la ecuación (5.64), para cimentaciones superficiales,

$$q_{\text{net}(kN/m^2)} = \frac{N_{60}}{0.08} \left( \frac{B + 0.3}{B} \right)^2 F_d \left( \frac{S_e}{25} \right) \quad [\text{Ecuación (5.64)}]$$

donde

$N_{60}$  = resistencia a la penetración estándar

$B$  = ancho (m)

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

$S_e$  = asentamiento (mm)

Cuando el ancho  $B$  es grande, la ecuación anterior se puede aproximar con

$$\begin{aligned} q_{\text{net}(kN/m^2)} &= \frac{N_{60}}{0.08} F_d \left( \frac{S_e}{25} \right) \\ &= \frac{N_{60}}{0.08} \left[ 1 + 0.33 \left( \frac{D_f}{B} \right) \right] \left[ \frac{S_e(\text{mm})}{25} \right] \\ &\leq 16.63 N_{60} \left[ \frac{S_e(\text{mm})}{25} \right] \end{aligned} \quad (6.12)$$

En el proyecto la platea es de aproximadamente 90\*50, por lo tanto es una platea de ancho grande.

El proyecto se ubica sobre un suelo de granular, (caliche), el cual es duro para hacer ensayos SPT, por lo cual se realizo el ensayo triaxial, y salió que era propenso a sufrir colapso; Por lo tanto, al ser un suelo arenoso con gravas y bolones, se va considera un numero de penetración promedio de  $N_{60}=25$ ; para un asentamiento permisible de 25 mm.

$$Q_{\text{net}} = Q_{\text{adm}} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 415.75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{adm}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4.24$$

Para el caso del coeficiente de balastro tenemos el siguiente cuadro:

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).

Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

**Modulo de Reacción del Suelo**  
**Datos para SAFE**

<b>Esf Adm (Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Winkler (Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Esf Adm (Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Winkler (Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Esf Adm (Kg/Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Winkler (Kg/Cm<sup>3</sup>)</b>
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		



## 9.0 EFECTO DEL SISMO

El área de estudio se encuentra en una región de alta actividad sísmica, donde la probabilidad de ocurrencia de un sismo de gran intensidad es muy alta. Según el "Mapa de Zonificación Sísmica del Perú", establecido en la Norma de Diseño Sismo – Resistente del Reglamento Nacional de Construcción (E030-2018), el área de estudio se encuentra en la Zona 2.

Las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular con la siguiente ecuación:

$$H = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

**Figura 9-1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (Norma E030-2016)**



Los parámetros sísmicos de la zona donde se ubica el proyecto se presentan a continuación.

## 9.1 Parámetros sísmicos

**Tabla 9-1: Parámetros Sísmicos**

Factor de Zona "Z"	Perfil Tipo de Suelo	Factor de Suelo "S"	Periodos	
			"T <sub>P</sub> " (s)	"T <sub>L</sub> " (s)
0,45	S2	1.05	0,6	2,0

**Fuente:** Elaboración propia

## 10.0 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO.

Luego del análisis de los perfiles encontrados el PR debe indicar los siguientes parámetros que se deben emplear para los diseños de las obras de sostenimiento:

- a. Peso unitario  $\delta$  (ton/m<sup>3</sup>)
- b. Cohesión  $c$  (kg/cm<sup>2</sup>):
- c. Angulo de fricción  $\phi$  (°)
- d. Coeficiente Activo Estático  $K_a$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

- e. Coeficiente Pasivo Estático  $K_p$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

- f. Coeficiente en Reposo Estático  $K_o$

$$K_o = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR}$$

$$K_o = 0,19 + 0,233 \cdot \log_{10} IP \quad (\text{Alpan, 1967})$$

$$K_o = 0,44 + 0,0042 \cdot IP \quad (\text{Holtz y Kovacs, 1981})$$

- g. Factor de Reducción del Empuje Pasivo  $R$

Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos <sup>(1)</sup> .	8
Dual <sup>(2)</sup> .	7
De muros estructurales <sup>(3)</sup> .	6
Muros de ductilidad limitada <sup>(4)</sup> .	4
Albañilería Armada o Confinada <sup>(5)</sup> .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

#### h. Coeficiente Activo Dinámico $K_{AE}$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

#### i. Coeficiente Pasivo Dinámico $K_{PE}$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta - \beta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

#### j. Coeficiente de Fricción bajo la cimentación $\tan \phi$

### 10.1 Parámetros para diseño suelos cohesivos:

**Tabla 10-1: Parámetros de diseño suelos cohesivos**

Parámetros para el diseño	simbolo	valor	Unidad
Peso unitario	$\delta$	1.78	gr/cm <sup>3</sup>
Cohesión	c	48.10	kpa
Angulo de fricción	$\phi$	36.70	°
Coeficiente Activo Estático	$K_a$	0.25	
Coeficiente Pasivo Estático	$K_p$	3.97	
Coeficiente de Fricción bajo la cimentación	$\tan(\phi)$	0.75	

### 10.2 Parámetros para diseño suelos friccionantes:

**Tabla 10-2: Parámetros de diseño suelos friccionantes**

Parámetros para el diseño	simbolo	valor	Unidad
Peso unitario	$\delta$	1.4	gr/cm <sup>3</sup>
Cohesión	c	0	kpa
Angulo de fricción	$\phi$	34.2	°
Coeficiente Activo Estático	$K_a$	0.28	
Coeficiente Pasivo Estático	$K_p$	3.57	
Coeficiente de Fricción bajo la cimentación	$\tan(\phi)$	0.68	

**Fuente:** Elaboración propia

## 11.0 RIESGO DE LICUACION DE SUELOS

La licuación de suelos granulares con predominio de arenas, ocurre cuando pierden toda capacidad de soporte, es decir los parámetros de resistencia del suelo tienden a ser nulos como consecuencia de las elevadas presiones del agua intersticial, esto por efecto de una acción dinámica rápida como la de un sismo. Para que ocurra el fenómeno de licuación en suelos granulares, se debe de cumplir las siguientes condiciones:

- Densidad relativa inferior a 50%.
- Diámetro de las partículas  $D_{10}$ , menores a 0.1mm.
- Coeficiente de uniformidad  $C_u$ , inferior a 5.
- Elevado grado de saturación.

**En el presente proyecto hasta la profundidad explorada de 6,00 m es material con presencia de gravas, se concluye que no existe riesgo de ocurrencia de licuación del suelo.**

## 12.0 RIESGO COLAPSABLES DE SUELOS

Los suelos colapsables son materiales cuyo volumen disminuye rápidamente al contacto con el agua, lo que trae asociado una pérdida rápida de resistencia y un desmoronamiento de su estructura interna.

El colapso es la disminución instantánea y espontánea de volumen que experimenta un suelo no saturado y sometido a sobrecarga al alcanzar cierto grado de humedad cercano a la saturación. El aumento de humedad en los suelos podría deberse fundamentalmente a riego de jardines, lluvias, inundaciones, ascenso de napa freática, filtraciones del sistema de agua potable y roturas accidentales de ductos durante terremotos.

En la zona de estudio hay la probabilidad de ocurrencia de colapso, ya que existe capas de material arenoso cementado (caliche), el cual, al contacto, con el agua pierde sus capacidades cementantes como se observa en la foto del Hospital regional de Tumbes, en donde hicieron todo el diseño para una cimentación en arcilla, el cual solo cubre la capa superficial y las capas internas son bancos de arena suelta y caliche

**Figura 12-1: Perímetro del Hospital Regional de Tumbes Colapsado**



Como se observa en la fotografagia, se presneta como el cerco perimetrico del hospital sufrio un colapso, como se obserav hay un alcantarilla que pasa, por esa zona y en epoca de lluvia se satura la zona y hace perder su capacidad portante, produciendose los asentamiento, producto del colapso de la zona.

**Figura 12-2: Hospital Regional de Tumbes Colapsado**



El diseño de cimentación, fue desarrollado, como si fuese arcilla, y no tomaron en cuenta que la arcilla es solo superficial y al fondo son bancos de arenas suelta, intercaladas con caliche.

**Figura 12-3: Perfil de la zona explorada**



Esta fotografía es a la entrada del nuevo terreno en donde está el terminal del gobierno regional, en donde se observa el perfil compuesto por una capa superficial de arcilla, luego una capa de arena cementada (caliche), luego una capa de arena fina suelta, intercalándose hasta la cota de fondo.

**Figura 12-4: Material extraído de la calicata 12**





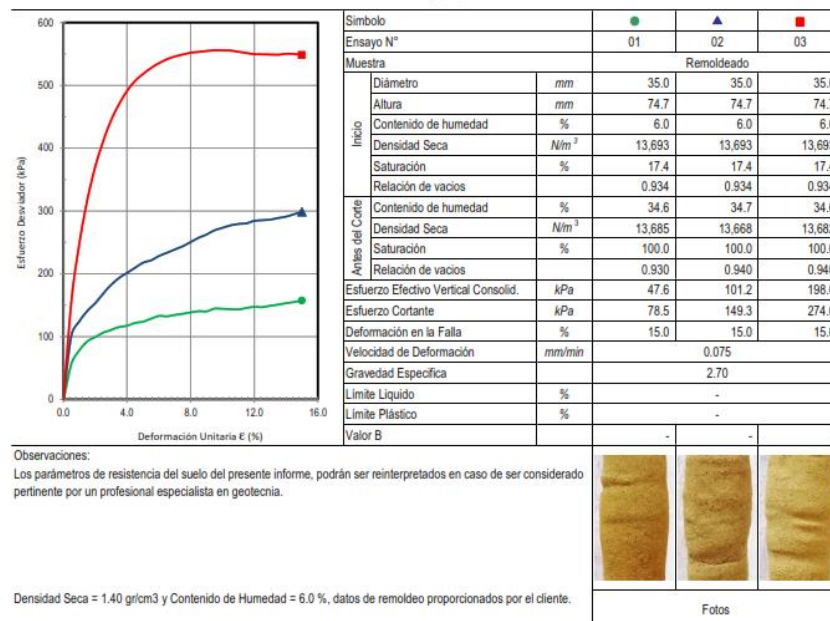
En esta fotografia se onserva la arcilla color rojiza extraido de la calicata N° 12, luego el arena cementada (caliche) de color rojo oscuro, con presencia de oxidos, y por ultimo una arena suelta color gris extraido del fondo de la calicata.

**Figura 12-5: Foto de la arena cementada, propenso a sufrir colapso.**



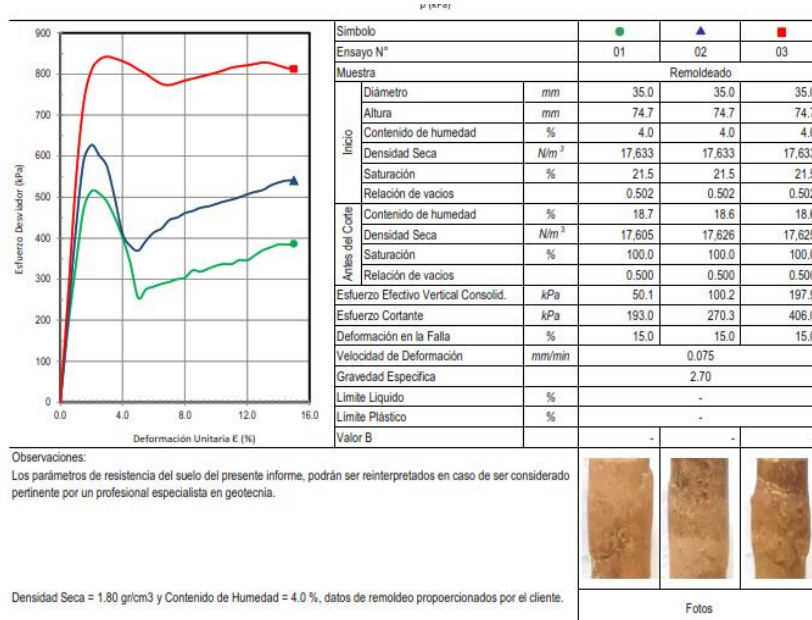
Del ensayo triaxial se tiene las curvas de esfuerzo deformación, en donde se observa el colapso, del material cementante.

**Figura 12-6: Grafica y foto esfuerzo deformación, arena.**

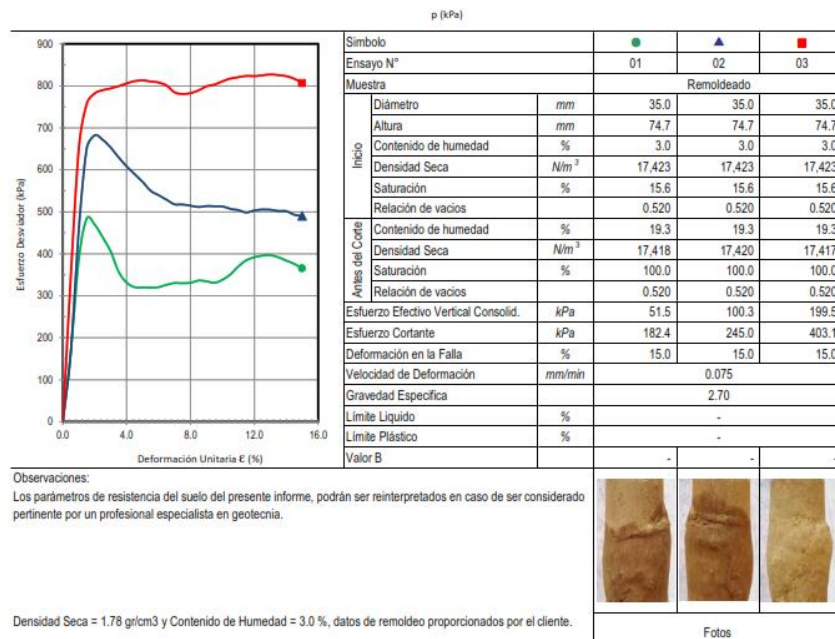


Como se observa en la gráfica el esfuerzo y deformación varia con el tiempo con un crecimiento; y de la imagen se ve el acomodo de la arena y se va consolidando verticalmente.

**Figura 12-7: Grafica y foto esfuerzo deformación, grava cementada.**



**Figura 12-8: Grafica y foto esfuerzo deformación, arena cementada.**

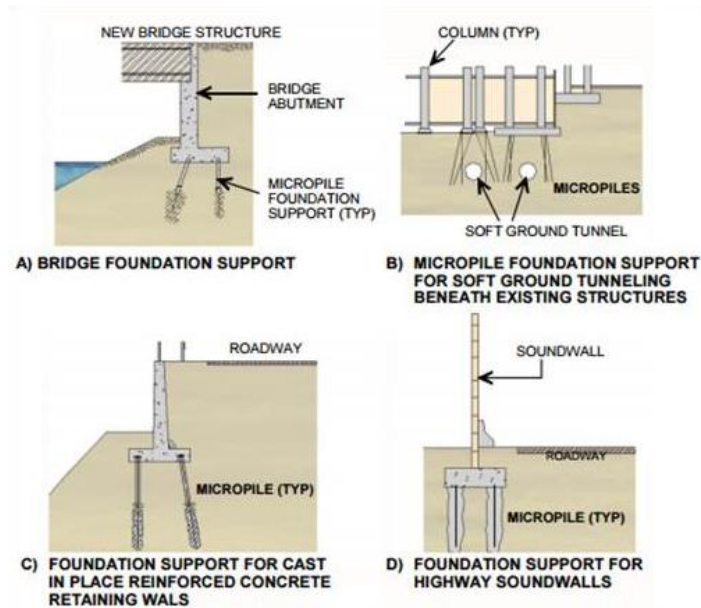


Como se observa en esta dos últimas graficas se observa como sufre un proceso de colapso, llegando a cierta carga y vuelve a subir luego del

reacomodo de las partículas; además de las fotos se observa que la falla se produce de una manera irregular y brusca debido al colapso.

**Motivo por el cual para evitar que se produzca el asentamiento por el colapso del suelo, se recomienda hacer unas cimentaciones profundas, y cimentar con pilotes o micropilotes, el cual se diseñara por fricción.**

**Figura 12-9: Soluciones con micropilotes.**



#### 35.4. Cimentaciones en áreas de suelos colapsables ( $I_c > 6$ )

35.4.1 Las obras construidas sobre este tipo de suelos están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto, no está permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables.

35.4.2 La cimentación y los pisos deben apoyarse sobre suelos no colapsables ( $I_c \leq 6$ ).

35.4.3 Los pisos no deben apoyarse directamente sobre suelos colapsables ( $I_c > 6$ ).

#### 35.5. Reemplazo de un suelo colapsable

Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del PR, poco profundos, deben ser retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al numeral 25.4. Rellenos Controlados o de ingeniería de la presente Norma.

De la norma e 050 también se tiene la profundidad de exploración mínima, que es la profundidad aproximada para hacer el reemplazo o mejoramiento del terreno mediante columnas de grava o reemplazo con material de afirmado.

**c) Profundidad "p" mínima a alcanzar en cada punto de exploración.**

**c-1) Cimentación Superficial**

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

**D<sub>f</sub>** = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno o desde el nivel del piso terminado, hasta el fondo de la cimentación, la que resulte menor. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y el fondo de la cimentación, excepto en el caso de cimentación con plateas o subsolados. Ver figura 1(c-1) (iii)

**h** = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno natural.

**z** = 1,5 **B**; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se puede adoptar una profundidad **z** menor a 1,5 **B**. En este caso la profundidad mínima de exploración es la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 3 m. Uno de los puntos debe llegar hasta el nivel más bajo de las estructuras soterradas más 3 m. En ningún caso **p** es menor de 3 m en el caso de estructuras sin sótano y de 6 m en el caso de estructuras con sótano, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, en cuyo caso el **PR** debe llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

## 13.0 DISEÑO DEL PAVIMENTO

Para el diseño del pavimento se empleará el método de la AASHTO, para lo cual se hará un cálculo manual, usando Monogramas

### 13.1 Método de diseño AASHTO

En el presente estudio utiliza como primer Método el Diseño propuesto por la AASHTO para diseñar el espesor del pavimento, en concordancia con los Términos de Referencia, dado a que sigue una metodología racional que se adecua a nuestros propósitos.

La Guía del diseño para el pavimento de concreto hidráulico se desarrolló al mismo tiempo que para los pavimentos de concreto asfáltico y se publicó en el mismo manual. El plan es basado en las ecuaciones empíricas obtenidas de la "AASHTO Camino de Prueba con Modificaciones Varias", basadas en la teoría y experiencia.

Las ecuaciones básicas desarrolladas por la "AASHTO Camino de Prueba para los Pavimentos Rígidos" están en el mismo formulario como aquellos para los pavimentos flexibles, pero con valores diferentes para las constantes de la regresión. Las ecuaciones fueron modificadas posteriormente para incluir muchas variables no consideradas en la AASHTO Camino de Prueba.

Las ecuaciones de la regresión son:

$$\text{Log}W_{18} = Z_R \times S_o + 7.35 \text{Log}(D+1) - 0.06 + \frac{\text{Log} \left[ \frac{(\Delta PSI)}{(4.5 - 1.5)} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \log \left( \frac{S'c \times Cd(D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times JD - \frac{18.42}{(Ec/k)^{0.25}}} \right)$$

Donde:

$W_{18}$  = Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple equivalente a 18 Kip (ESAL).

$Z_R$  = Desviación estándar normal (Que depende de la confiabilidad R).

$S_o$  = Desviación estándar total

D = Espesor (en pulgadas) de la losa de pavimento.

$\Delta PSI$  = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial de diseño ( $p_o$ ) y el índice de serviciabilidad terminal de diseño ( $p_t$ ).

$S'_c$  = Módulo de rotura (psi) del concreto de cemento Portland usado en un proyecto específico.

J = Coeficiente de transferencia de carga usado para adaptarse a las características de transferencia de carga de un proyecto específico.

$C_d$  = Coeficiente de Drenaje.

$E_c$  = Módulo de elasticidad (psi) del concreto de cemento portland.

k = Módulo de reacción de la subrasante (pci).

A continuación, se determinan cada uno de los parámetros señalados para proceder luego a la obtención del espesor del pavimento.

## 13.2 Parámetros de diseño

### 13.2.1 Numero previsto de aplicaciones de carga $W_{18}$ (ESAL)

Está determinado por el número de repeticiones de pasadas de un eje estándar de 18000 lb sobre la sección del pavimento a diseñar. Resulta de la conversión en el futuro de todos los ejes de carga en su equivalente del eje estándar.

Para la estimación de tráfico se usó un proyecto cercano de acuerdo a la sugerencia de la NORMA C.E. 010 PAVIMENTOS URBANOS aprobado con DECRETO SUPREMO N° 001-2010-VIVIENDA del REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

- c. En el caso de los pavimentos rígidos y bajo responsabilidad de la entidad encargada de otorgar la ejecución de las obras, se podrá considerar otras soluciones tales como: concreto con refuerzo secundario, concreto con refuerzo principal, concreto con fibras, concreto compactado con rodillo, etc.
- d. Los estacionamientos adyacentes a las vías de circulación tendrán de preferencia, las mismas características estructurales de estas. Alternativamente se podrán usar otros tipos de pavimentos sustentados con un diseño

Criterio en el Método Marshall de Diseño de Mezclas*	Vías locales	Vías Colectoras y Arteriales	Vías Expresas
	$EAL < 10^4$	$10^4 \leq EAL < 10^6$	$EAL \geq 10^6$
	Tránsito Liviano	Tránsito Mediano	Tránsito Pesado
Números de golpes en cada cara de la probeta	35	50	75
Estabilidad mínima, kN	3,4	5,44	8,16
Flujo, 0,25 mm (min - max)	8 - 18	8 - 16	8 - 14
Porcentaje de vacíos llenos de aire**, (min - max)	3 - 5	3 - 5	3 - 5
Porcentaje de vacíos, en el agregado mineral***, VMA (min - max)	Ver Tabla 32		
Porcentaje de vacíos llenos de asfalto, VFA (min - max)	70 - 80	65 - 78	65 - 75

Notas:

- \* Se debe considerar todos los criterios en el diseño de mezclas de pavimentación.
- \*\* Por encima de los 3000 m.s.n.m., se recomienda un valor de 2%.
- \*\*\* El porcentaje de vacíos en el agregado mineral se calcula sobre la base de las gravedades específicas bulk ASTM de los agregados.

De estos los denominados con el nombre genérico de camiones, son los que tienen incidencia en el diseño de espesores, según lo recomendado por la AASHTO y la Portland Cement Association (PCA).

Para los efectos de diseño se tomará  $EAL < 10^6$  repeticiones de carga, al construirse un hospital aumentará el flujo de vehículos.

### 13.2.2 Desviación estándar normal $Z_R$

La desviación estándar normal es un parámetro que depende de la confiabilidad  $R$ , que a su vez depende de varias consideraciones.

Una definición resumida de  $R$  se encuentra en la Guía AASHTO, que dice "La confiabilidad de un proceso de diseño-comportamiento de un pavimento, es la probabilidad de que una sección del pavimento, diseñada usando el proceso, se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y medio ambiente, durante el período de diseño"

Es decir que para definir la confiabilidad es preciso tener presente varios factores como son el mantenimiento, las condiciones ambientales, el tráfico y el período de diseño. Una vez establecida  $R$  se puede tomar un valor de  $Z_R$

**Tabla 13-1:** Desviación Estándar Normal correspondiente a diferentes niveles de confiabilidad

Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal $Z_R$
50	-0.00
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.34
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
Confiabilidad R (%)	Desviación Estándar Normal $Z_R$
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: AASHTO

En nuestro caso, considerando que podrían fallar el mantenimiento y el tráfico podría ser excedido, como también las condiciones ambientales sufran procesos extraordinarios, se tomará un R de 90%, correspondiéndole un  $Z_R$  de -1.282

### 13.2.3 Desviación standar total $S_0$

Depende de la precisión o extensión de la evaluación del factor tráfico para el futuro y de otras variantes asociadas con los modelos de comportamiento de pavimentos.

El rango de valores  $S_0$  estimado con la Carretera Experimental AASHTO y los modelos de comportamiento del pavimento original presentados en las Guías de Diseño previas en 1972 y 1981 para pavimentos rígidos es: 0.30 a 0.40.



El extremo más bajo corresponde a una evaluación de datos realizado con un programa poco extenso, mientras que el extremo más alto define a una valoración del tráfico con mayor tiempo y precisión.

En el estudio se ha realizado con un tiempo relativamente corto, por consiguiente, se tomará un valor incluso menor al límite inferior para  $S_0$ , es decir igual a 0.25

#### 13.2.4 **Perdida de serviciabilidad $\Delta PSI$**

Representa la pérdida de capacidad de servicio debido a las fallas de la estructura del pavimento y desgaste de la capa de rodadura. Numéricamente resulta de restar al índice de serviciabilidad inicial ( $p_0$ ) el índice de serviciabilidad Terminal o presente ( $p_t$ ),  $\Delta PSI = p_0 - p_t$ .

El AASHTO considera para pavimentos de concreto hidráulico un índice inicial de 4.5 y un índice Terminal de 2.5.

Por lo tanto la pérdida de serviciabilidad será 2.0, lo que quiere decir que la máxima posibilidad de deterioro de la capacidad de servir con eficiencia del pavimento será en esa magnitud, luego del cual se decidirá por una nueva obra.

#### 13.2.5 **Módulo de rotura del concreto $S'c$**

El módulo de rotura del concreto ( $S'c$ ) es representado por la resistencia del concreto a la flexión, que para efectos de diseño el procedimiento es mediante el criterio de fatiga, que controla el agrietamiento por la repetición de las cargas en el período de diseño.

El pavimento se diseña a flexión más NO a compresión, porque a estas condiciones (FLEXO COMPRESIÓN) son las más críticas, por efecto de la temperatura, por el efecto de las sub rasantes de suelos expansivos y por el efecto de las cargas en el pavimento apoyado en suelos flexibles, en ese sentido las pruebas que se deben realizar, son las pruebas de resistencia a la Flexión del concreto conocido como módulos de rotura ( $S_c$ ), el cual está regulado por la Norma ASTM C78 cuyos valores deben estar entre 42 y 50 Kg/cm<sup>2</sup> dependiendo del tipo de servicio que va dar el pavimento. El módulo de rotura se obtiene

mediante ensayos de carga sobre vigas. Estos ensayos son difíciles y consumen tiempo

Como en la zona no hay los equipos, existe una relación entre la resistencia a la compresión ( $f'c$ ) y la resistencia por flexión o flexo compresión ( $f'r$ ).

Diversas investigaciones han determinado que este módulo de rotura se encuentra entre 0.10 y 0.18 de la resistencia a compresión. Estos coeficientes dependen de la relación Agua / Cemento que por lo general son altos por las condiciones de la mano de obra y un mal control de obra, reduciendo la calidad del concreto.

Entonces si trabajamos con una resistencia de

- $f'c=210\text{Kg/cm}^2$  se tendría una resistencia  $f'r=0.18 \times 210 = 37.80\text{Kg/cm}^2 = 537 \text{ psi}$
- $f'c=245\text{Kg/cm}^2$  se tendría una resistencia  $f'r=0.18 \times 245 = 44.10\text{Kg/cm}^2 = 627 \text{ psi}$

Por lo tanto, la resistencia a la compresión mínima que debe tener un pavimento debe ser de  $245\text{Kg/cm}^2$ , cuyo módulo de rotura en el mejor de los casos es  $44.10 \text{ Kg/cm}^2$  superior a  $42 \text{ Kg/cm}^2$ .

### **13.2.6 Coeficiente de transferencia "J"**

Trata sobre la eficiencia de la transferencia de cargas entre losas adyacentes, que se produce cuando la rueda de un vehículo pasa de un lado hacia el otro, para evitar las deflexiones que pueden dar origen a los procesos de bombeo y erosión del material de base.

Con esta finalidad se realizan las juntas de contracción que dan origen a la trabazón de agregados, adicionalmente se pueden incluir también los dowels y las barras de amarre en las juntas longitudinales.

Cuando se han tomado las previsiones indicadas, el AASHTO recomienda usar la tabla. De donde para una pavimentación de concreto simple o reforzado, que contará con sardineles de concreto y dowels en las juntas, se escoge un coeficiente J igual a 3.0.

**Tabla 13-2:** Coeficientes de transferencia de cargas recomendado para varios tipos de pavimento y condiciones de diseño (AASHTO).

TIPO DE PAVIMENTO	BERMAS DE ASFALTO		SARDINELES DE CONCRETO	
	ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA		ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA	
	SI	NO	SI	NO
De concreto simple o reforzado, con junta	3.2	3.8 a 4.4	2.5 a 3.1	3.6 a 4.2
Pavimento de concreto continuamente reforzado, sin junta	2.9 a 3.2	N/A	2.3 a 2.9	N/A

### 13.2.7 Coeficiente de drenaje Cd

El coeficiente de drenaje Cd corresponde a las capacidades de evacuación del agua superficial a través de la estructura de la losa de concreto. Depende de la calidad de drenaje y del porcentaje de tiempo de retención de las aguas.

El AASHTO recomienda usar la tabla siguiente. De allí obtenemos para un porcentaje de tiempo mayor del 25% que la estructura del pavimento que estará sometido a niveles de humedad cercanos a la saturación y una calidad de drenaje, un Cd igual a 1.00.

**Tabla 13-3:** Coeficientes de drenaje recomendados para el diseño de pavimentos (AASHTO).

CALIDAD DE DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO EN QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ES EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANAS A LA SATURACION			
	Menos del 1	1 a 5	5 a 25	Mayor de 25
Excelente	1.25 a 1.20	1.20 a 1.15	1.15 a 1.10	1.10
Bueno	1.20 a 1.15	1.15 a 1.10	1.10 a 1.00	1.00
Regular	1.15 a 1.10	1.10 a 1.00	1.00 a 0.90	0.90
Pobre	1.10 a 1.00	1.00 a 0.90	0.90 a 0.80	0.80
Muy pobre	1.00 a 0.90	0.90 a 0.80	0.80 a 0.70	0.70

### 13.2.8 Módulo de elasticidad del concreto $E_c$

El valor típico del módulo de elasticidad del concreto se encuentra en el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.060 del Concreto, cuyo valor está dado por

$$E = 15000 \text{ RAIZ}(f'c)$$

- Si  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   $E = 217370 \text{ Kg/cm}^2 = 3'088,961 \text{ psi. } \leftrightarrow 3.089 \times 10^6 \text{ psi}$
- Si  $f'c = 245 \text{ Kg/cm}^2$   $E = 234787 \text{ Kg/cm}^2 = 3'336,460 \text{ psi. } \leftrightarrow 3.336 \times 10^6 \text{ psi}$
- Si  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$   $E = 250998 \text{ Kg/cm}^2 = 3'566,825 \text{ psi. } \leftrightarrow 3.567 \times 10^6 \text{ psi}$

### 13.2.9 Módulo de reacción de la subrasante $k$

La capacidad de soporte para soportar la exigencia de las cargas se evalúa mediante el coeficiente de reacción de la sub-rasante  $k$  llamado también el balasto de la sub-rasante. El mismo que se puede obtener por medio de ensayos de carga sobre placa que se realizan in situ. Pero también se pueden obtener de correlaciones con otras propiedades de la sub-rasante como son el Módulo Resiliente ( $M_r$ ) y el CBR.

Con esta finalidad la Guía AASHTO propone la siguiente ecuación de correlación:

- Suelos Finos C.B.R.  $\leq 7 \%$  :  $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 1,500 \text{ C.B.R.}$
- Suelos Finos C.B.R.  $> 7 \leq 15 \%$  :  $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 2,555 \text{ C.B.R.}^{0.64}$   
 $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 1,941 \text{ C.B.R.}^{0.6845}$   
 $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 3,205 \text{ C.B.R.}^{0.55}$   
 $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 3,000 \text{ C.B.R.}^{0.65}$
- Suelos Granulares C.B.R.  $> 15 \%$  :  $M_r (\text{lb/pulg}^2) = 4,326 \text{ Ln C.B.R.} + 241$

Para todos los casos :  $k = M_r / 19.4 (\text{lb/pulg}^3) (\text{pci})$

El instituto del Asfalto propone  $M_r (\text{Mpa}) = 10.3 \text{ CBR}$

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las características mecánicas de la subrasante para nuestro proyecto, teniendo como datos de parámetros del suelo **correspondiente a al calicata N° 02** donde el CBR calculado al 95% de la máxima densidad seca para una penetración de 0.1" del menor valor, es de 10.8%, pero por tratarse de una zona donde se considera una fluencia de tráfico de vehículos pesados, para poder una estructura de pavimento que esté de acuerdo a las condiciones del tráfico proyectado.

**Tabla 13-4:** Conversión de los CBR en su equivalente k

	<b>CBR (%)</b>	<b>Mr (lb/pul<sup>2</sup>)</b>	<b>K (lb/pul<sup>3</sup>) (pci)</b>
<b>Hospital Sagaro</b>	10.8	15000	773

A su vez cuando se colocan capas de base sobre la sub-rasante y se pueden adicionar geosintéticos para mejorar la resistencia o utilizar como elementos de filtro, los valores del k anterior serán mejorados. Asimismo, se presentarán pérdidas en la capacidad de soporte (Ls) por efectos ambientales

La Pórtland Cement Association recomienda usar la tabla siguiente para evaluar el mejoramiento del k del conjunto subrasante – subbase.

**Tabla 13-5:** Efecto de una Sub Base no tratado sobre el valor k de la subrasante

<b>VALOR k DE LA SUBRASANTE (pci)</b>	<b>VALOR k DEL CONJUNTO SUBRASANTE – SUBBASE (pci)</b>			
	Sub base 4 pul	Sub base 6 pul	Sub base 9 pul	Sub base 12 pul
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

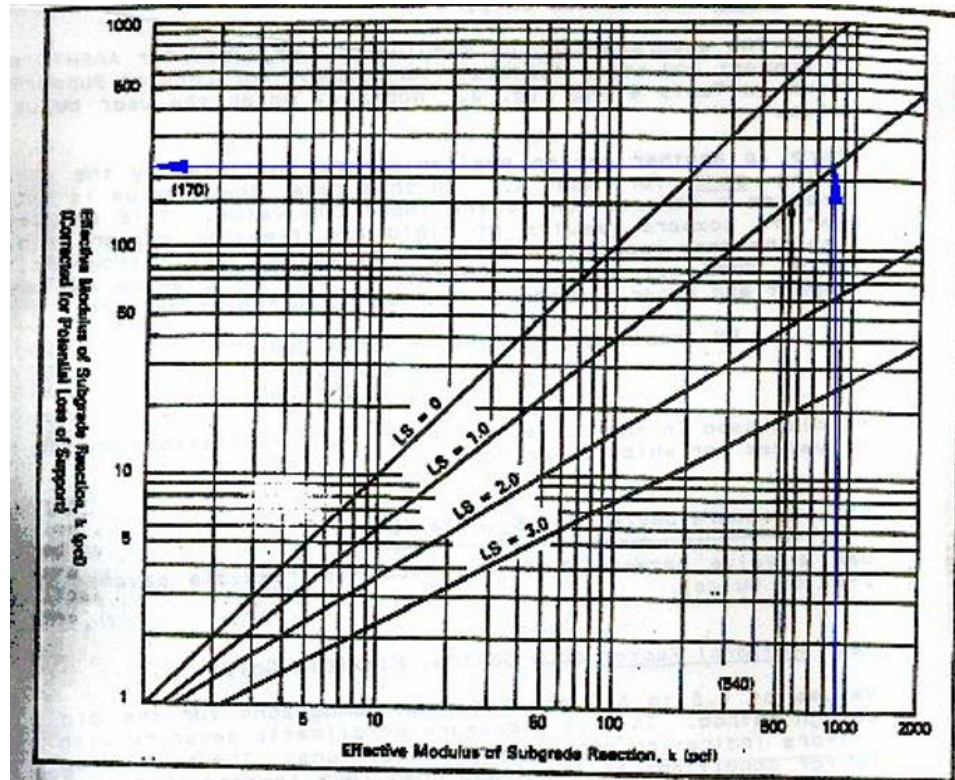
Como se observa, para una subrasante con un k=300 pci y una subbase de 8" el valor k del conjunto interpolando es 356.67, incremento de la capacidad de soporte es 19%. En este proyecto se colocará una subbase de similar espesor, pero el k de la subrasante es mayor a 300. Por estas consideraciones tomaremos un mejoramiento del 20% para calcular el nuevo k, que se realiza en el Cuadro N° 6.06

**Tabla 13-6:** Nuevo k por efecto de la sub base

	<b>k inicial</b> (lb/pul <sup>3</sup> )	<b>K mejorado</b> (lb/pul <sup>3</sup> )
<b>Hospital Sagaro</b>	773	919

Asimismo, el AASHTO considera para suelos naturales de grano fino de la subrasante cuyo módulo elástico es menor a 40,000 psi, pero que ha sido mejorado por una sub base, que la pérdida de soporte (Ls) está entre 1 a 3. Usando el coeficiente 1 en la Figura, con la flecha de color azul, se logra obtener los coeficientes k definitivos para la progresivas en la tabla.

**Figura 13-1:** Correlación del Módulo corregido k de la Subrasante y el Módulo definitivo afectado por el potencial de pérdida de soporte



**Tabla 13-7:** "K" definitivo aplicando la pérdida de soporte (Ls)

	<b>k inicial</b> (lb/pul <sup>3</sup> )	<b>K mejorado</b> (lb/pul <sup>3</sup> )
<b>Hospital Sagaro</b>	773	919

Para nuestro diseño se usará el valor de 108 pci = 108 lb/pul<sup>3</sup>

### 13.3 Diseño del espesor del pavimento

El espesor de la losa de concreto se obtiene usando la fórmula propuesta por el AASHTO. El proceso podría realizarse mediante la aplicación de programas de cómputo o mediante la utilización de nomogramas como las mostradas en las figuras.

Las flechas rojas indican el proceso de cálculo del espesor del pavimento, resultando una losa de concreto de 8".

#### DATOS DE DISEÑO

$K = 230 \text{ PCI}$  ("K" definitivo)

$E_c = 3.336 \times 10^6 \text{ PSI}$  (Módulos de elasticidad del concreto para  $f'_c=245 \text{ Kg/cm}^2$ )

$S_c = 44.0 \text{ Kg/cm}^2 = 627 \text{ PSI}$  (Módulo de rotura del concreto)

$J = 3$  (Coeficiente de transferencia de carga)

$C_d = 1$  (Coeficiente de drenaje)

#### Se obtiene la Línea de Empalme = 66

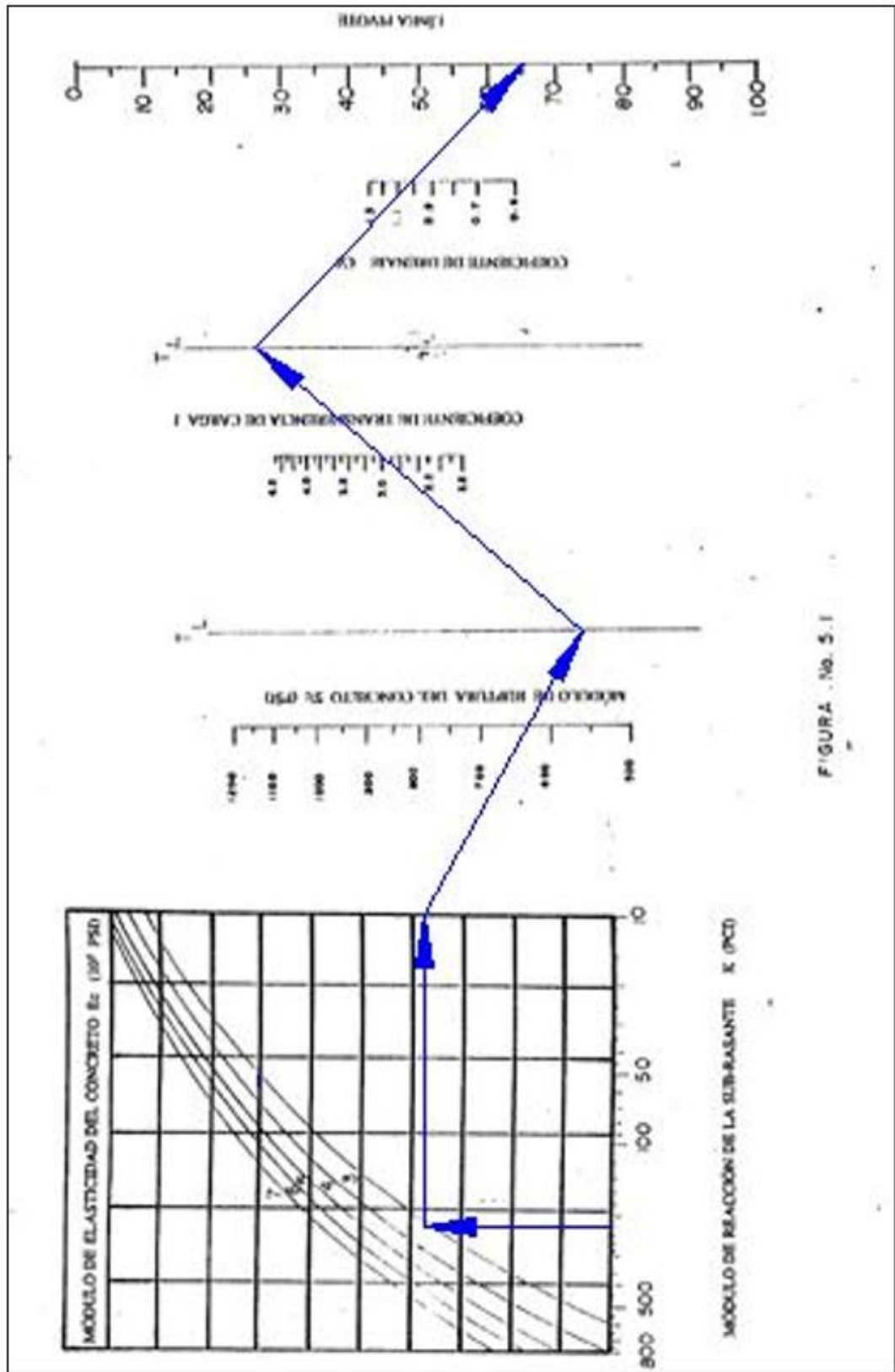
$\Delta \text{PSI} = 3.0$  (Perdida de serviciabilidad)

$R = 90\%$  (Confiabilidad)

$S_o = 0.25$  (Desviación standar total)

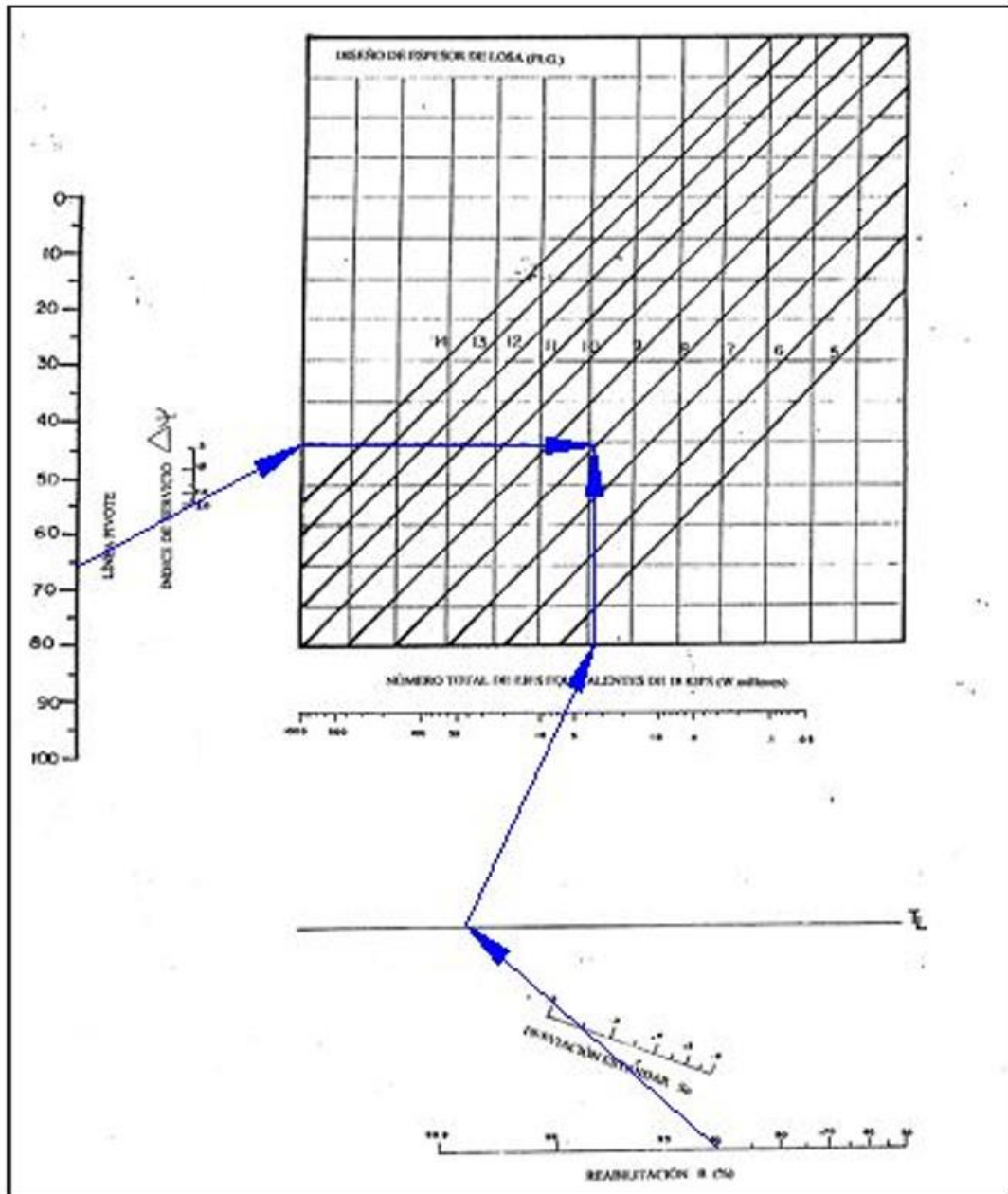
$\text{ESAL} = 10^6$

**Figura 13-2:** Carta de diseño para pavimentos de concreto hidráulico, basada en valores medios de cada parámetro (segmento 1). Fuente Guía AASHTO





**Figura 13-3:** Continuación - Carta de diseño para pavimentos de concreto hidráulico, basada en valores medios de cada parámetro (segmento 2)



Como resultado se obtiene una losa de pavimento de 8" de espesor de resistencia  $F'c=245 \text{ Kg/cm}^2$ .

De donde precisamos que el diseño básicamente es para un concreto de  $F'c=245 \text{ Kg/cm}^2$  sobre una sub rasante de  $\text{CBR} = 10.00\%$

### 13.4 Refuerzo del pavimento

Con la finalidad de evitar fisuras o grietas debido a la contracción del concreto por las altas temperaturas de la zona en estudio se considera el acero mínimo de temperatura necesario para este fin:

$$A_s = 0.0018 b \times d$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

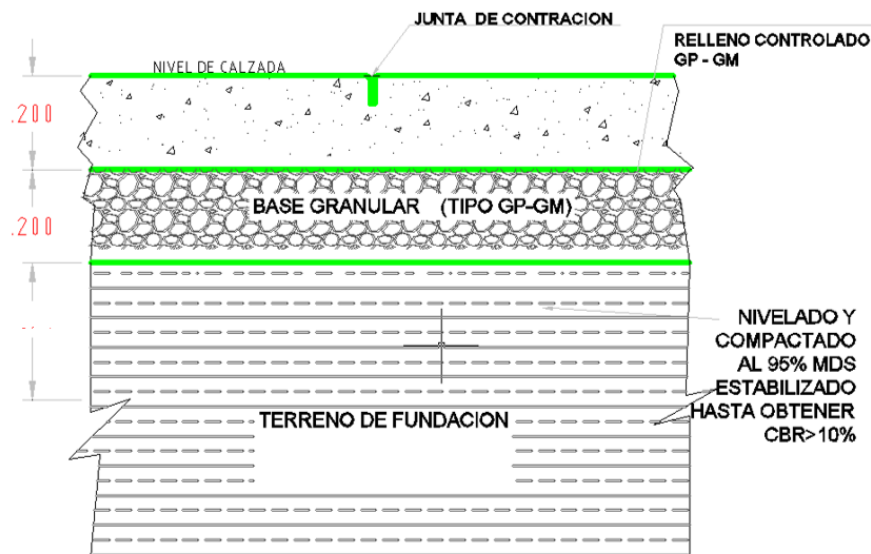
$$d = 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2.$$

Número de varillas (Usando  $\varnothing 3/8"$ ) =  $3.6/0.71 = 5$  var en 1m de losa  $\leftrightarrow$  varillas separados  $S=0.25\text{m}$ .

Sobre la base compactada como alternativa se coloca la losa de concreto de 0.20m. de espesor con una resistencia a la Compresión Axial de  $f'c=245 \text{ kg/cm}^2$ , la misma que llevaría un refuerzo de acero, consistente en una malla de fierro corrugado de  $3/8"$  y espaciado cada 0.25 m. colocado a 5 cm. Por debajo del nivel de piso terminado.

**Figura 13-4:** Estructura final del diseño del pavimento

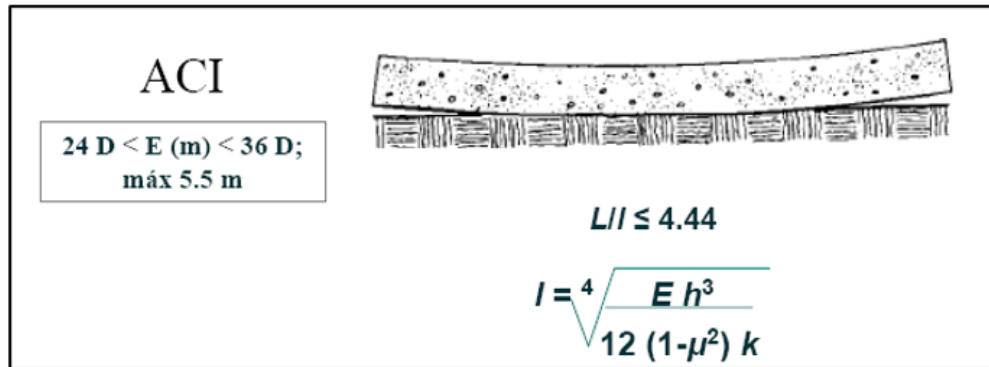


## 14.0 PROTECCIÓN DEL PAVIMENTO

### 14.1 Juntas transversales de contracción

Son las usadas para evitar los esfuerzos debidos a la disminución del volumen por la pérdida de agua.

**Figura 14-1:** La Separación está dado por recomendaciones del ACI 360 R



$L = 24$  a  $36$  (Espesor de la losa):

$L_{\min.} = 24 * 0.20 = 4.80\text{m.}$

$L_{\max.} = 36 * 0.20 = 7.20\text{m.}$

El uso de Dowells de acuerdo ACI 325.12 R viene dado por las siguientes recomendaciones

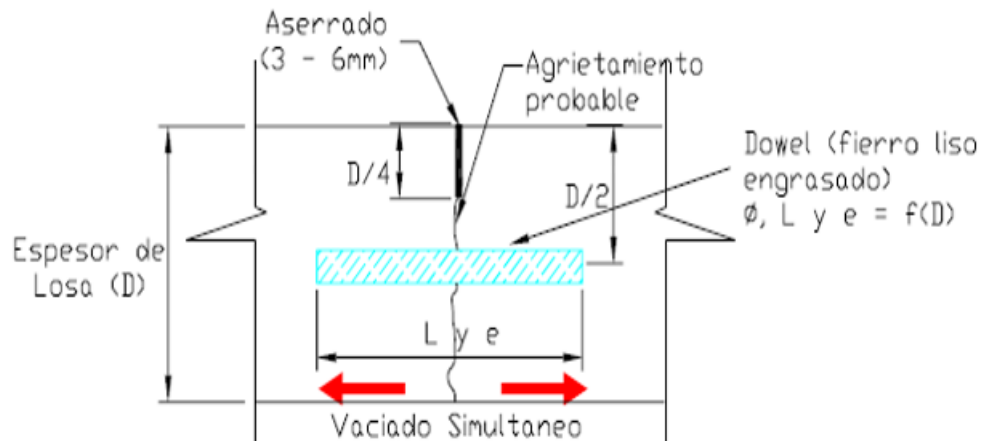
### Cuando Usar Dowels

•**FHWA (1998):**  
Tráfico  $> 5 \times 10^6$  ESAL.

•**ACI 325.12R (2002):**  
ADTT  $> 100$ .  
Espaciamiento entre juntas  $> 5$  m.  
Módulo  $k \leq 2$  kg/cc.  
Espesores de pavimento  $> 20$  cm.

Para nuestro caso tenemos un espesor de 20 cm, por lo tanto, se colocarán Dowells, además el mecanismo de transmisión de cargas será en base a la trabazón de los agregados

**Figura 14-2: Estructura Dowells**



Se construirán entre las juntas transversales de expansión, con paños de 4.00 metros a fin de obtener un satisfactorio control de agrietamientos. Las juntas transversales serán de una profundidad de ranura de 50 mm. Espesor de 6mm. Según se detalla en los planos de juntas empleando para ello, perfil de acero del espesor requerido colocado sobre el paño recién vaciado mediante el uso de cortadoras con discos diamantados aserrando el concreto después que el concreto ha fraguado, para luego convenientemente sellarlo con sellante elastomérico a base de poliuretano.

**Figura 14-3: Juntas de contracción**



## 14.2 Juntas transversales de dilatación

Son las usadas para evitar los esfuerzos debidos a la disminución del volumen.

$$\Delta L = L \times \Delta T \times F$$

$$\Delta L = 15 \text{ a } 20\text{mm} \quad \rightarrow \quad \Delta L = 15\text{mm.}$$

$$F = \text{Coeficiente de expansión térmica del concreto } (5.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F})$$

$$\Delta T = \text{Diferencia de Temperatura } (^{\circ}\text{F})$$

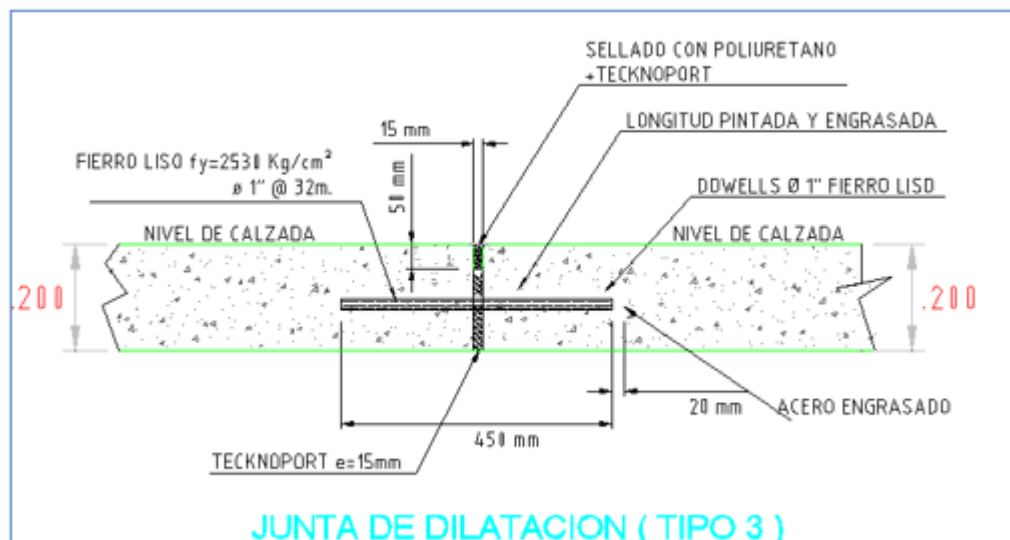
$$\text{Temperatura mínima} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C} = 59 \text{ }^{\circ}\text{F}$$

$$\text{Temperatura Máxima} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C} = 104 \text{ }^{\circ}\text{F} \quad \rightarrow \quad \Delta T = 45 \text{ }^{\circ}\text{F}$$

$$L = 0.015 / (5.5 \times 10^{-6} \times 45) = 60.60 \text{ m.}$$

Se considerará una junta de dilatación cada 20m.

**Figura 14-4: Juntas de dilatación**



Se construirán cada 20m. (06 paños de 4.0 m. en el sentido longitudinal), intercaladas con las juntas transversales de contracción a todo lo ancho de la losa, con barras pasadores lisas con la mitad engrasada embutida en un casquillo de PVC de manera que permita la expansión.

La armadura consistirá en fierro liso de 1" de 0.45 metros de longitud y espaciadas cada 0.30 metros. La primera varilla se colocará a una distancia mínima de 15 cm. del borde exterior del pavimento. Esta junta tendrá una abertura de 15mm.y una profundidad de 200mm., el mismo que luego de fraguado el concreto deberá ser debidamente rellenado con sellante elastomérico a base de poliuretano.

### 04.02.01 DISEÑO DE DOWEL PARA LA JUNTA TRANSVERSAL

Los Dowels, son dispositivos mecánicos que se utiliza para transmitir cargas de una losa a la vecina. La función fundamental del sistema de dowels a lo largo de las juntas transversales es garantizar la transmisión de cargas entre losas vecinas.

Espesor de la losa: **8.00 Pulg.** 20.32 cm.

SEGÚN LAS RECOMENDACIONES DE LA AASHTO

**TABLA 5.00.**  
Espesor para la selección de los pasadores de carga.

Espesor de Losa		Barras Pasajuntas					
		Diámetro		Longitud		Separación	
cm	in	mm	in	cm	in	cm	in
13 a 15	5 a 6	19	3/4	41	16	30	12
15 a 20	6 a 8	25	1	46	18	30	12
20 a 30	8 a 12	32	1 1/4	46	18	30	12
30 a 43	12 a 17	38	1 1/2	51	20	38	15
43 a 50	17 a 20	45	1 3/4	56	22	46	18



Con la Tabla 5.00, para un espesor de 7.00 pulg igual a 17.78 cm. De la tabla se obtiene en el rango de 6 - 8 pulg. Lo siguiente:

- 1.- Diámetro del pasador: 1 pulg el cual es comercial en el mercado
- 2.- Longitud Total del Dowel: 18 pulg = 45 cm.
- 3.- Separación entre centros de Dowel: 12 pulg = 30 cm.



**Colocar Dowels de  $\phi$  1" y L=45 cm @0.30m.**

LA RELACION ENTRE EL LARGO Y ANCHO DEL TABLERO DE LOSAS DEBE ESTAR DETRO DE LOS SIGUIENTES LIMITES

$0.71 < \frac{X}{Y} < 1.4$	
$0.71 < \frac{4.00}{3.65} < 1.4$	
$0.71 < 1.125 < 1.40$	

### 14.3 Juntas longitudinales

Son aquellas que se construyen paralelas al eje del camino con el fin de permitir los movimientos relativos de las diversas losas. La profundidad de la ranura será de 50mm. con espesores de 6mm., el cual será sellado con sellante elastomérico a base de poliuretano

A continuación, realizamos los cálculos de estimación

**4.03.01 DISEÑO DE BARRAS PARA LA JUNTA LONGITUDINAL.**

La seccion transversal por unidad de longitud de junta se puede calcular con base de la siguiente ecuacion.

$$A_s = \frac{B \times f \times W}{F_s}$$

Donde:

- As: Area del acero por unidad de longitud de junta cm<sup>2</sup>/m.
- B: Ancho del carril. B = 3.65 m.
- f : Coeficiente de friccion entre la losa del suelo (1.5). f = 1.50
- W: Peso de la losa por unidad de area. W = 480 kg/m<sup>2</sup>
- Fs: Esfuerzo del trabajo del acero kg/cm<sup>2</sup>. (0.50 Fy.) Fs = 0.50 fy = 2100 kg/cm<sup>2</sup>
- fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Espesor de la losa = 0.2000 m.
- Peso especifico del concreto = 2.40 tn/m<sup>3</sup>



As =	1.25 cm <sup>2</sup> /m	Ø 1/2"	As	Ø 5/8"
		1.27	1.251	1.98

diámetro Ø plg	Area As cm <sup>2</sup>
1/4"	0.32
3/8"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.98
3/4"	2.85
1"	5.08

Diametro de la barra = 1/2" Pugl. As-Ø1/2= 0.019  
As-Ø5/8= 0.729

Tomamos fierro de Ø 1/2"

CALCULANDO LA SEPARACIÓN ENTRE LAS BARRAS DE ACERO MEDIANTE LA FORMULA SIGUIENTE :

$$e = A_a / A_b$$

Ab : Area de acero de cada Bar = 1.27 cm<sup>2</sup>  
 Aa : Area de acero necesario = 1.25 cm<sup>2</sup>

$$e = 0.985 \text{ mts}$$

$$e = 0.75 \text{ mts}$$

CALCULANDO LA LONGITUD DE LA BARRA DE ACERO MEDIANTE LA SIGUIENTE FORMULA :

$$L = \frac{2 \times F_s \times A_b}{24.5 \times P}$$

Donde : 24.5 es el esfuerzo de trabajo del homigon en adherencia para calculo de la longitud de anclaje

L = 55 cm Como factor de seguridad le damos una longitudde 70 cm  
**L = 70 cm**

EL ACERO A UTILIZAR ES FIERRO Ø 1/2" DE LONG=0.70 mts ESPACIADAS CADA 0.75 mts.

**14.4 Juntas de expansión contra otra estructura**

Se emplearán en la zona de contacto de la nueva losa y losas de calles adyacentes, cunetas, veredas, sardineles u otras estructuras. Se construirán con un espesor de 15mm. Rellenado con un material no extrusivo, preferentemente un poliuretano. En el caso de estructuras antiguas llevaran uñas de anclaje como medida de seguridad.

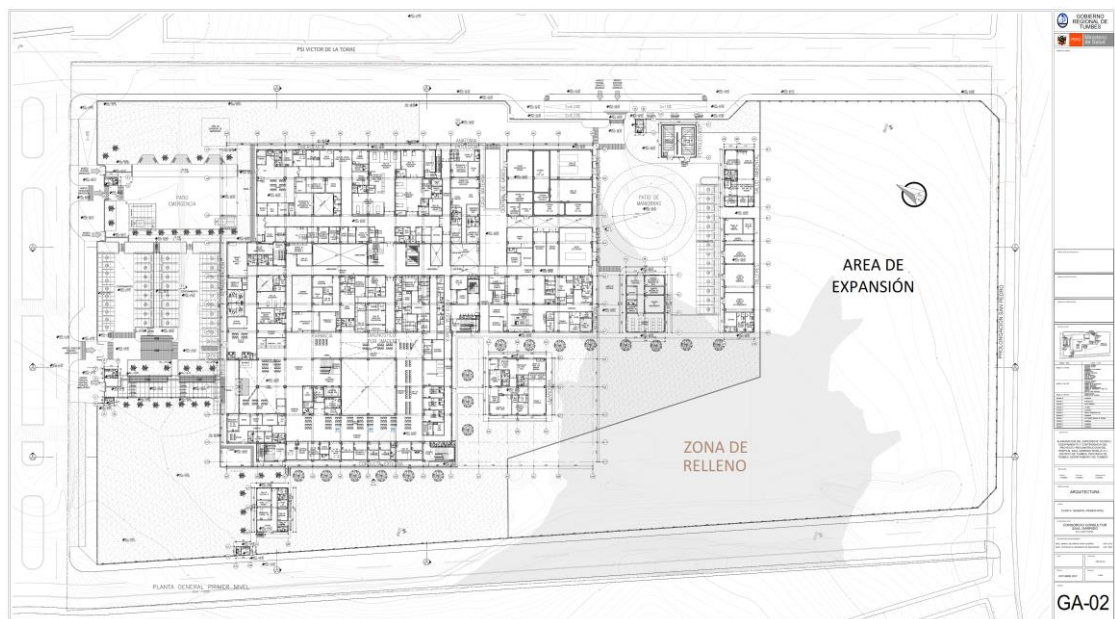
## 15.0 ESTABILIDAD DE TALUDES

Para nuestro proyecto solo no se analizará el tema de estabilidad de taludes ya que el terreno es prácticamente una superficie plana, y no se presentará problemas de estabilidad de taludes.

Figura 15-1: Fotografía panorámica, terreno plano del proyecto.

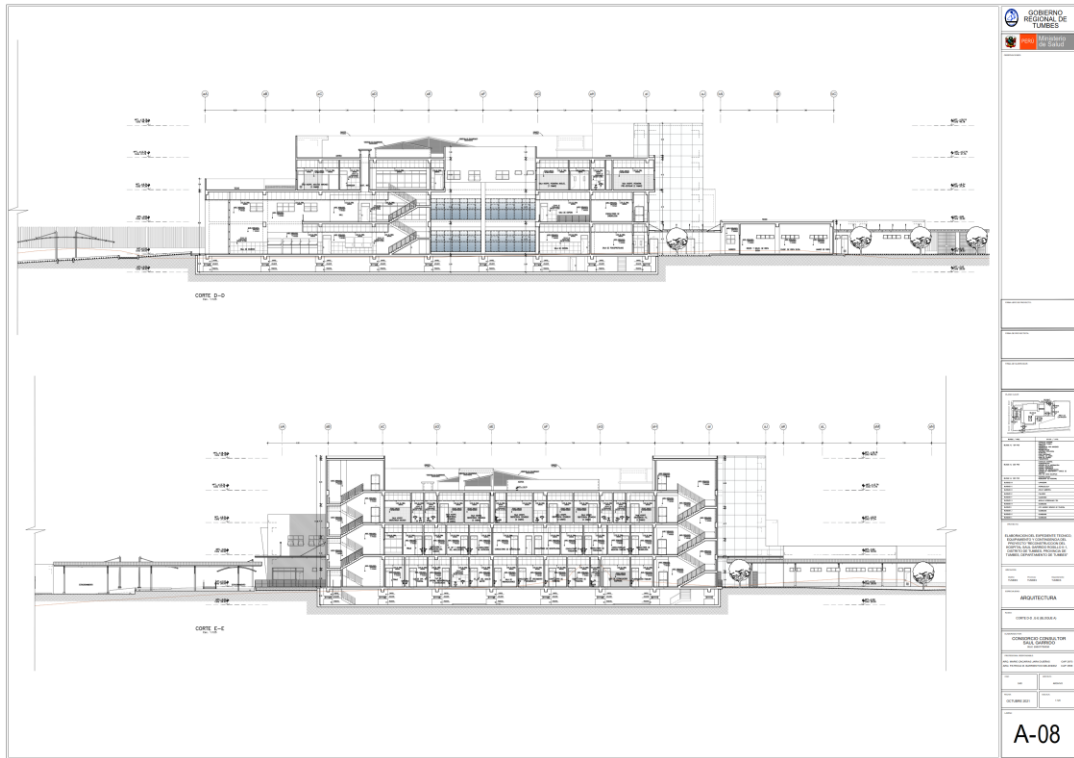


Figura 15-2: Distribución en planta del terreno plano.

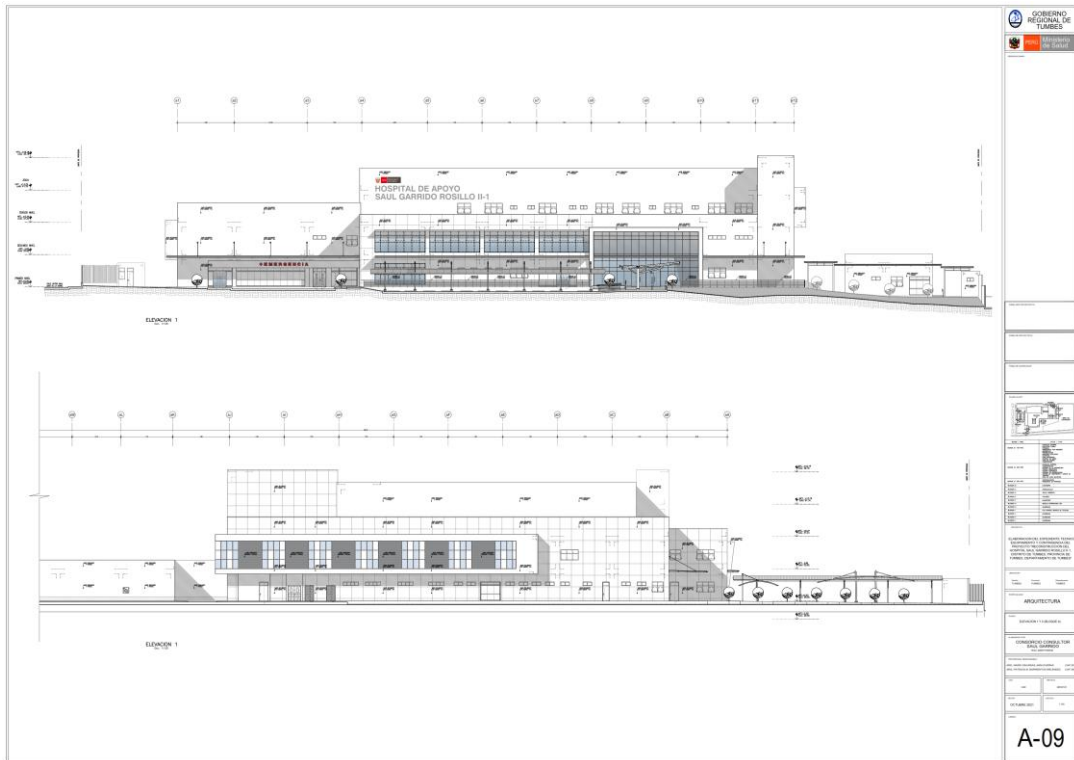




**Figura 15-3:** Corte del terreno, lineal.



**Figura 15-4:** Elevación del hospital Sagaro.



**Como se puede observar de las elevaciones, la pendiente del terreno, no es pronunciada es plano, la cimentación va ser con micropilotes, por lo tanto, no va existir problemas de estabilidad de taludes, motivo por el cual no es necesario hacer ningún calculo, pues por sentido común se tiene que no va presentar ningún problema.**

## **15.1 Medidas de estabilización**

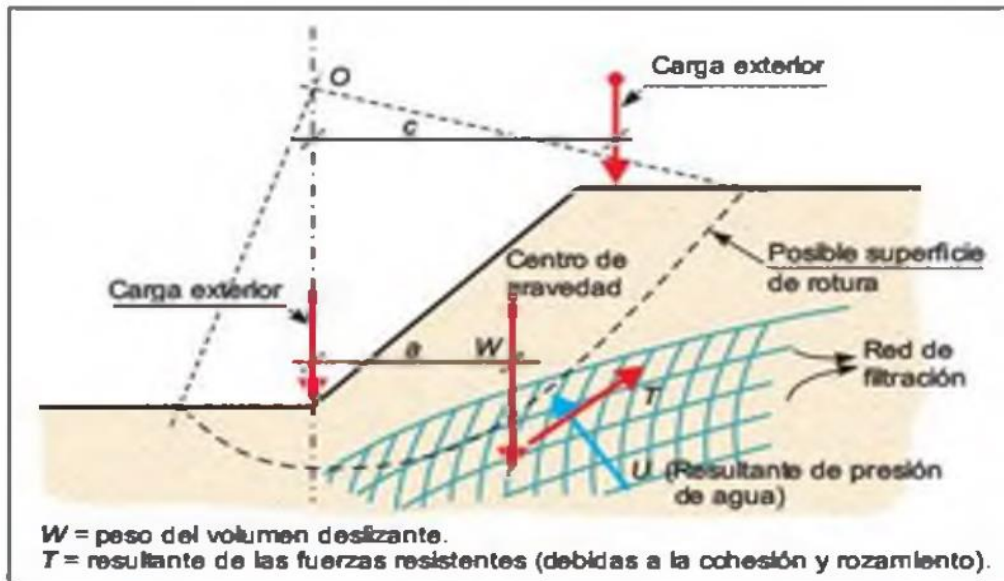
Cuando un talud ha sufrido rotura, o deformaciones que impliquen riesgo de inestabilidad, deben adoptarse medidas de estabilización. Igualmente, cuando por diferentes razones (constructivas, ambientales, económicas, etc.) se precise excavar un talud con mayor ángulo del correspondiente a la propia resistencia del terreno, es necesario adoptar medidas de estabilización.

Para diseñar y aplicar estas medidas es necesario conocer:

- Las propiedades y el comportamiento geomecánico del terreno.
- El mecanismo y tipología de las roturas, incluyendo la velocidad y dirección del movimiento y la geometría de la rotura.
- Los factores geológicos, hidrogeológicos y de otro tipo influyentes en la inestabilidad, que de terminan las causas de la misma y, por tanto, las medidas más adecuadas para la estabilización, siendo de especial importancia los datos referentes a situación de niveles freáticos, presiones de agua y permeabilidad de los materiales.

Para ello deben llevarse a cabo los estudios geológicos e hidrogeológicos correspondientes y efectuarse las investigaciones de detalle y reconocimientos in situ que, complementados con ensayos de laboratorio, permitirán la definición de las propiedades y parámetros geotécnicos de los materiales. Es también necesario el conocimiento de los factores ambientales y los relacionados con la acción humana.

**Figura 15-5:** Esquema de fuerzas actuantes en el problema de estabilidad de un talud (Oteo, 1995)



Para el diseño de las medidas de estabilización deben tomarse en consideración:

- Los medios económicos y materiales disponibles.
- La urgencia de intervención.
- La magnitud y dimensiones de la inestabilidad.

El aumento del coeficiente de seguridad de un talud se consigue disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras que tienden a la rotura o aumentando las fuerzas estabilizadoras (Figura 9.49). En todos los casos las actuaciones afectan a los factores que controlan básicamente el equilibrio de un talud: el peso de los materiales, sus propiedades resistentes y el agua. Estos conceptos elementales deben tenerse siempre presentes y aplicarlos correctamente. Por ejemplo, la eliminación de peso en la cabecera de un talud es siempre buena para la estabilidad, pero si se elimina un volumen muy pequeño ( $< 5\%$ ), la repercusión sobre el coeficiente de seguridad es prácticamente nula. Cuando se refuerza el pie de un talud con un muro de gaviones, por ejemplo, éste debe estar cimentado adecuadamente, para poder desarrollar su resistencia en la base; tampoco deben excavar zanjales o cunetas profundas por delante del pie de un muro de contención, ya que se impide el desarrollo de un empuje pasivo.

Al diseñar las medidas correctoras ha de considerarse el coeficiente de seguridad que se debe alcanzar. Si bien en el diseño de un talud permanente puede ser

adecuado un valor de 1,5 (que puede ser de 1,3 en taludes provisionales), en la corrección de un talud inestable se parte de un valor menor de 1,0 y puede ser suficiente alcanzar un valor de 1,2 o 1,25, salvo que se trate de excavaciones que obliguen a valores superiores.

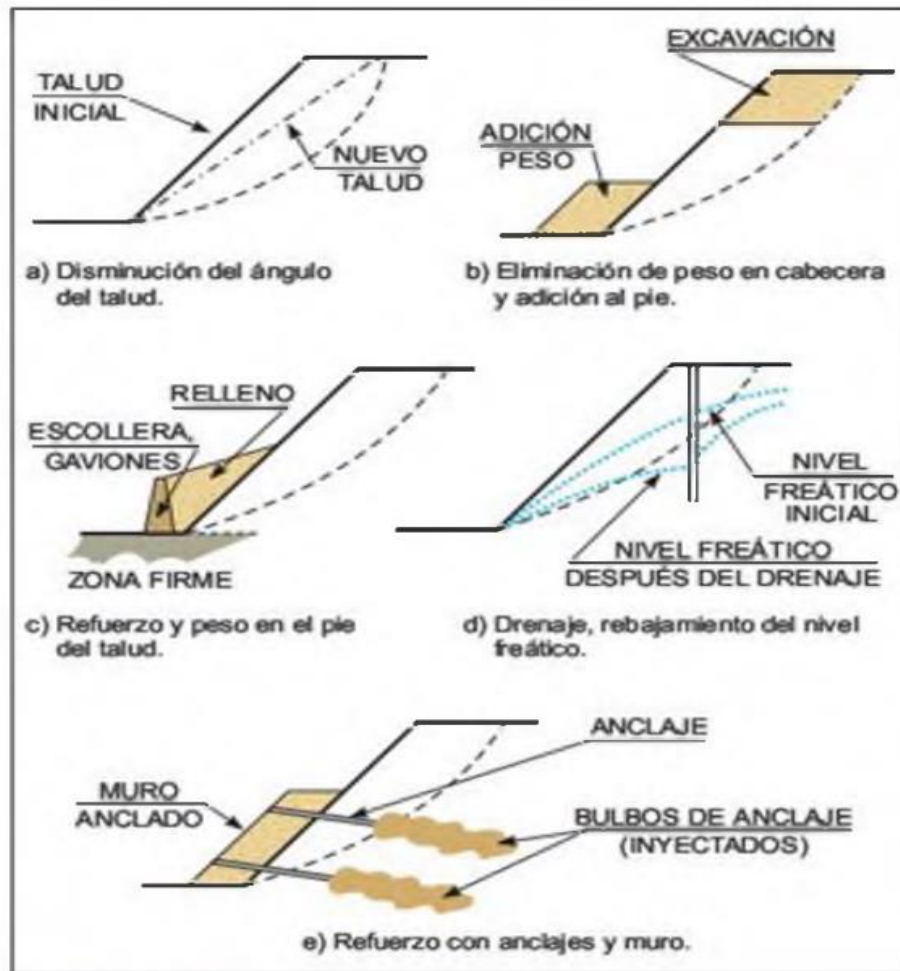
Es conveniente, antes de corregir una inestabilidad, realizar un análisis a posteriori, lo que permite obtener el orden de magnitud de los parámetros geotécnicos «reales» y deducir la posición del nivel freático que originó la inestabilidad, dentro de una incertidumbre que puede ser muy pequeña si se conoce el tipo de formación geológica, la geometría, algunos datos geotécnicos, etc. Este análisis debe hacerse tanteando valores de la cohesión y del rozamiento, geometría de la superficie de rotura, condiciones hidrogeológicas en que tuvo lugar la rotura, etc., para un coeficiente de seguridad  $F \ll 1,0$ . En el siguiente paso se realizan nuevos análisis aplicando las posibles soluciones (cambios de geometría, rebajamiento del nivel freático, elementos resistentes, etc.) hasta conseguir el coeficiente de seguridad requerido.

Si en la zona puede haber actividad sísmica, ha de tenerse en cuenta su influencia.

Las medidas estabilizadoras pueden consistir en:

- Modificación de la geometría del talud.
- Drenajes.
- Aumento de la resistencia del terreno mediante la introducción en el talud de elementos estructurales resistentes.
- Construcción de muros u otros elementos de contención.

**Figura 15-6:** Métodos para aumentar el coeficiente de seguridad de taludes en suelos (Vallejo, 1999)



## 15.2 Condiciones hidrogeológicas

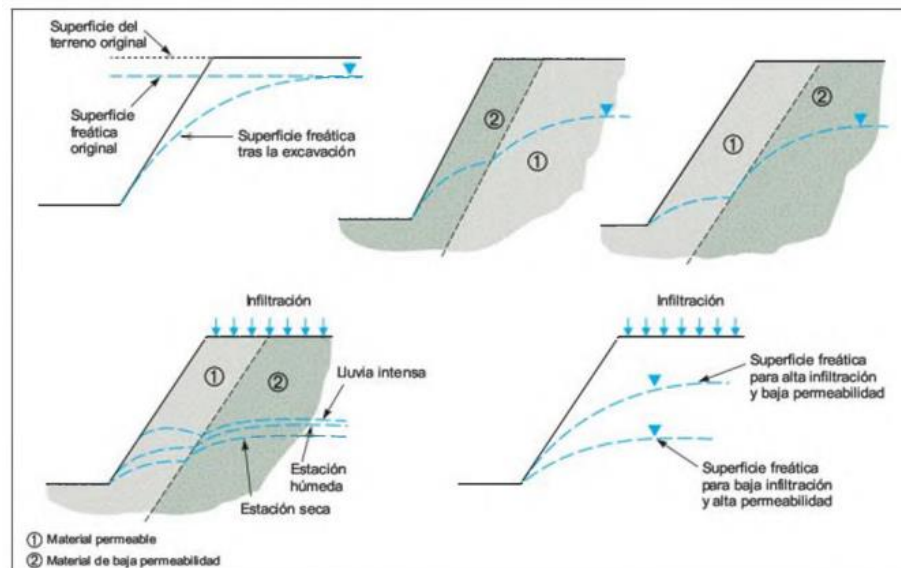
La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones antrópicas, cuando se realizan excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos).

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva.
- La presión ejercida sobre grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación.
- Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

La forma de la superficie freática en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de con tomo. En macizos rocosos, la estructura geológica tiene una gran influencia en la disposición del nivel freático y, por tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de materiales permeables e impermeables.

**Figura 15-7:** Esquema del nivel freático en un talud según la distribución de los materiales (Vallejo, 1999)



## 16.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente estudio de ingeniería de cimentaciones y Mecánica de Suelos con fines de Cimentación tiene carácter Definitivo para los intereses del proyecto "RECONSTRUCCIÓN DEL HOSPITAL SAUL GARRIDO ROSILLO II-1, DISTRITO DE TUMBES, PROVINCIA DE TUMBES, DEPARTAMENTO DE TUMBES", las recomendaciones vertidas son suficientes para la planeación de la parte constructiva del proyecto.
- Se realizará 2 cuadros de resumen de acuerdo a la norma E.050, se encuentra en el Item 2; en el terreno se apoyará, en el primer estrato es en suelos cohesivos, en donde se apoyará estructuras pequeñas y el segundo estrato material friccionante; en donde se apoyará las estructuras principales.
- **Se recomienda el uso de micropilotes, para evitar el proceso de colapso de la zona, en donde se apoyara las estructuras principales, y en la zonas donde se ubicara las estructuras secundarias se hará un mejoramiento de terreno por material de reemplazo o columnas de grava.**
- Diseñando por el Método de la ASTTHO considerando la fatiga del pavimento, se obtuvo un espesor de losa de 8" para un concreto de  $F'c=245 \text{ Kg/cm}^2$  sobre una sub rasante de  $\text{CBR} = 10.8\%$
- Por lo tanto, el pavimento de concreto armado propuesto es a base de concreto, de  $E=8"$  (20 cm), cuyo comportamiento supera al de una armadura colocada por temperatura
- Dado el tráfico medio se proyecta un pavimento de concreto reforzado por temperatura con juntas de contracción sin dowels, donde la transferencia de cargas será obtenida mediante la trabazón entre junta y junta, solo se usará dowels en las juntas de dilatación.
- No existe de la Napa Freática.
- No se analizará el tema de estabilidad de taludes ya que el terreno es prácticamente una superficie plana, y no se presentará problemas de estabilidad de taludes.
- Existe probabilidad de colapso, por tener material gravoso y arenoso, cementado; la capa de arena es suelta de baja densidad, que con presencia de filtraciones puede producir dicho colapso.
- No se va producir licuación de suelos, pues hay presencia de gravas, y no es una arena fina.

- Usar cemento portland, tipo I
- Escarificar y eliminar todo tipo de suelo que contenga materia orgánica.
- Mejorar el suelo con material granular seleccionado de cantera hasta una profundidad mayor al fondo de cimentación, este último, deberá cumplir con los requisitos mínimos de granulometría, plasticidad, densificación y lineamientos mínimos de control para colocación de obra, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo de Proctor Modificado en todo su espesor.
- El concreto a utilizar para todos los elementos estructurales, previamente debe ser diseñado por un especialista en Concreto, empleando los agregados existentes en la zona, cumplan con la normativa A.S.T.M. aplicable para dichos fines.
- Utilizar un aditivo impermeabilizante en el concreto de las cimentaciones.
- El agua a ser utilizada para la mezcla del concreto, debe cumplir con la norma E-060.
- Para el presente proyecto se recomienda construir obras hidráulicas en zonas donde no haya presencia de material de relleno.
- Evitar construir el proyecto en época de invierno que dificulta el compactado de los rellenos y provoca pérdidas al estado.
- Se debe construir un sistema adecuado de drenaje alrededor de los terrenos donde se proyectan estructuras para evitar las filtraciones de agua y que estas puedan dañar los cimientos.
- Hacer el replanteo de los niveles del terreno, cuando se ejecute la obra, a partir del plano de terrazas y/o explanaciones.
- Para el diseño de la cimentación del proyecto deberá tener en cuenta todas las conclusiones y recomendaciones antes descritas, dada la importancia de la obra.
- Las excavaciones verticales requeridas para alcanzar los niveles inferiores y sus cimentaciones no deben permanecer sin sostenimiento. El tipo de sostenimiento, diseño y construcción son responsabilidad del constructor de la obra.



- Antes de efectuar el proceso constructivo, el fondo de la cimentación deberá ser compactado previo humedecimiento, con el fin de densificar el material y reducir los asentamientos.
- Se evitará la infiltración de agua superficial que pueda afectar los suelos de cimentación después de la construcción, ya que puede producirse la reducción de la capacidad portante del terreno de fundación.
- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.

## 17.0 REFERENCIAS

Diseño de Cimentaciones, 2015. 3ra Edición. J.E. Alva Hurtado.

Maggiolo O. (1969), "Características del Suelo de Cimentación de Lima Central (y Alrededores), Aspectos Geológicos Generales y el Comportamiento de los Suelos ante los Sismos en relación con las Estructuras", I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Lima, Perú.

Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismoresistente, Lima, Enero, 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. Norma Técnica Peruana E.050 – Suelos y Cimentaciones, Lima, Junio, 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. Norma Técnica Peruana E.060 – Concreto Armado, Lima, Junio, 2016.

Soil Mechanics in Engineering Practice, 1996. 3rd Edition, k. Terzaghi, R. Peck y G. Mesri.

Guía de orientación para elaboración de expedientes técnicos de proyectos de Saneamiento.

# **ANEXOS**