

Análisis de los Asentamientos generados en el Suelo subyacente al Edificio A4 del Tecnológico de Costa Rica

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Alonso Poveda Montoya, Ing. Gustavo Rojas Moya, Ing. José Andrés Araya Obando, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

ANGEL
HUMBERTO
NAVARRO
MORA (FIRMA)

Firmado digitalmente
por ANGEL
HUMBERTO NAVARRO
MORA (FIRMA)
Fecha: 2021.10.05
12:42:46 -06'00'

Ing. Ángel Navarro Mora.
En representación del Director

WILLIAM
ALONSO
POVEDA
MONTTOYA
(FIRMA)

Firmado
digitalmente por
WILLIAM ALONSO
POVEDA MONTTOYA
(FIRMA)
Fecha: 2021.10.06
14:34:48 -06'00'

Ing. Alonso Poveda Montoya.
Profesor Guía

GUSTAVO
ADOLFO
ROJAS MOYA
(FIRMA)

Firmado
digitalmente por
GUSTAVO ADOLFO
ROJAS MOYA
(FIRMA)
Fecha: 2021.10.06
14:49:10 -06'00'

Ing. Gustavo Rojas Moya.
Profesor Lector

JOSE ANDRES
ARAYA
OBANDO
(FIRMA)

Firmado
digitalmente por
JOSE ANDRES ARAYA
OBANDO (FIRMA)
Fecha: 2021.10.07
10:46:51 -06'00'

Ing. José Andrés Araya Obando.
Profesor Observador

Abstract

This research studies the floor-structure interaction through the collection of field samples in the underlying soil to Building A4 at Tecnológico de Costa Rica due to cracking appearances on the second floor of the building and according to the information investigated, this behavior is possibly to the existence of differential settlements. Firstly, field samples have been obtained through the SPT test -projection of the allowable capacity of the soil by stratigraphy- and extraction of unaltered blocks for processing through laboratory testing such as: Granulometry, with 57.1% of the material passing the 200 mesh, Humidity Content (40.76%), Atterberg Limits which allows us through the plasticity card and SUCS to characterize the soil and finally, Unidimensional Consolidation test. Jointly, the plasticity card indicated the presence of clays/slimes with high plasticity and high potential for expansion. With help from the Consolidation test, settlements of 2.194 mm are observed for a sample of 19.999 mm in length, with an 8 kg load applied. The goal of carrying out these processes is to identify the presence of soils with some grade of expansion, know the relationship of voids in the ground as well as settlements, preconsolidation load and consolidation coefficients.

Starting off the specific objectives of the investigation, it is modeled a wall with help from SAP2000 software to determine the behavior of the soil pressures, based on the real dimensions of the building and which will be subject to various gravitational loads, transmitted through to the foundations. These loads are counterbalanced by efforts from the soil, where displacements are allowed in the supports of the structure. The displacements are determined through iterations, in order to know which is the displacement (settlement) that must happens to approach the cracking moment of the beams.

Considering the above, results are obtained through the tests performed which demonstrate that the settlements generate efforts -settlement- capable of significantly impacting the structural and service conditions. Finally, solutions are proposed to counteract the effects of the settlements from a geotechnical and structural standpoint.

Keywords: cracking moment, differential settlements, consolidation, stress, allowable capacity, preconsolidation loads, consolidation time.

Resumen

La presente investigación estudia la interacción suelo estructura mediante la recopilación de muestras de campo en el suelo subyacente al Edificio A4 del Tecnológico de Costa Rica debido al agrietamiento que presentan los muros del segundo nivel de la edificación y según la información investigada, su comportamiento puede ocurrir debido a la existencia de asentamientos diferenciales. Primeramente, se han obtenido muestras de campo mediante el ensayo SPT -proyección de la capacidad admisible del suelo por stratigrafía- y extracción de núcleos inalterados para procesarlos mediante pruebas de laboratorio, tales como: Granulometría con 57.1 % del material pasando el tamiz 200, Contenido de Humedad al 40.76 %, Límites de Atterberg que nos permite por medio de la carta de plasticidad y la clasificación SUCS caracterizar el suelo y finalmente, la Consolidación Unidimensional. Unido a esto, la carta de plasticidad indica la presencia de arcillas/limos de alta plasticidad y un potencial expansivo alto. Con ayuda del ensayo de Consolidación se observa una consolidación de 2.194 mm de una probeta de 19.999 mm para una carga de 8 kg. El objetivo de realizar estos procesos es identificar la presencia de suelos con algún grado de expansión, conocer la relación de vacíos del suelo, carga de preconsolidación y coeficientes de consolidación.

Partiendo del objetivo general de la investigación, con ayuda del software SAP 2000 se realiza un modelo, basándose en las dimensiones reales de la edificación la cual estará sometida a cargas gravitacionales transmitidas a la cimentación. Estas cargas son contrarrestadas por esfuerzos del suelo, donde se permiten desplazamientos en los apoyos de la estructura. Los desplazamientos son determinados por medio de iteraciones, con el fin conocer cual es el desplazamiento (asentamiento) que debe suceder, para aproximarse al momento de agrietamiento de las vigas.

Considerando lo anterior, los ensayos demuestran que los suelos expansivos por su naturaleza generan algún tipo de esfuerzo -asentamientos- capaz de afectar la edificación tanto la condición estructural, como la condición de servicio. Finalmente, se proponen soluciones para contrarrestar los efectos de los asentamientos desde el punto de vista geotécnico y estructural.

Palabras claves: momento de agrietamiento, asentamientos diferenciales, consolidación, esfuerzo, capacidad admisible, carga de preconsolidación, tiempo de consolidación.

Análisis de los Asentamientos generados en el Suelo subyacente al Edificio A4 del Tecnológico de Costa Rica

JOSE DANIEL BECERRIL VARGAS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Septiembre del 2021

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**

Índice

Índice de figuras	5
Índice de cuadros	7
Resumen Ejecutivo	9
Objetivos	11
Introducción	12
Antecedentes	12
Justificación del problema	12
Marco teórico	13
Propiedades de Suelos Finos	13
Suelos Expansivos	14
Suelos Colapsables	18
Ensayos de Campo y Laboratorio de Suelos	19
Esfuerzos de los Suelos	39
Capacidad Portante	43
Asentamientos	51
Estado Límite de Servicio	56
Análisis Estructural	57
Técnicas de Mejoramiento de Suelos	64
Alcances y limitaciones	68
Alcances	68
Limitaciones	69
Metodología	71
Resultados	78
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	78
Determinación del Contenido de Humedad	79
Granulometría	80

Límites de Consistencia	82
Consolidación Unidimensional	85
Análisis Suelo-Estructura	91
Análisis de los resultados	98
Conclusiones	104
Recomendaciones	105
Referencias	108
Apéndices	112
Anexos	137

Índice de figuras

1.	Grupos de minerales presentes en arcillas como suelo fino	14
2.	Característica típica de un suelo expansivo ante la ausencia de agua	15
3.	Expansión progresiva debajo del centro de la estructura	17
4.	Identificación de cambios en un suelo colapsable	19
5.	Densidad relativa de arenas de acuerdo a los resultados del ensayo SPT	20
6.	Representación matemática de los valores C_N propuestos más representativos .	21
7.	Correlaciones tradicionales de SPT para determinar Ángulo de Fricción	23
8.	Curva de Distribución Granulométrica	25
9.	Carta de plasticidad	26
10.	Diagrama de clasificación de Suelos, según SUCS mediante Límites de Atterberg	27
11.	Proceso de consolidación	30
12.	Variación del volumen durante la consolidación	30
13.	Curva Tiempo-Deformación usando el método del tiempo logarítmico	33
14.	Curva Tiempo-Deformación usando el método del tiempo en raíz cuadrada . .	34
15.	Curva de compresibilidad	36
16.	Modelización del suelo	38
17.	Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo	40
18.	Comportamiento esfuerzo-deformación unitaria.	41
19.	Relación de la consistencia de las arcillas, números de golpes N y la resistencia a la compresión inconfina da	44
20.	Capacidad admisible del suelo vs de golpes del ensayo de SPT	45
21.	Valores del módulo de deformación E_o y coeficiente de balasto k_{s30}	49
22.	Nomograma de relación entre el Coeficiente de balasto, el tipo de suelo y el índice portante del CBR.	50
23.	Tipos generales de asentamientos	52
24.	Perfil de asentamientos	53
25.	Asentamiento total admisible	56
26.	Distorsión angular límite para distintas condiciones	57
27.	Grietas debido a movimientos verticales en un punto.	58
28.	Grietas debido a movimientos verticales en dos o más puntos.	59
29.	Grietas debido a movimientos verticales en un eje del pórtico.	60

30.	Dimensiones necesarias para determinar el momento de agrietamiento	63
31.	Descripción de la grieta	64
32.	Mejoramiento de suelos	65
33.	Equipo de aplicación Jet Grouting	66
34.	Métodos de mejoramiento de suelos	67
35.	Curva de Distribución Granulométrica	73
36.	Carta de plasticidad	73
37.	Equipo para realizar Ensayo de Consolidación Unidimensional	75
38.	Métodos de mejoramiento de suelos	77
39.	Curva granulométrica	81
40.	Contenido de humedad vs cantidad de golpes en la copa Casagrande	83
41.	Carta de plasticidad	84
42.	Curva de consolidación 1	85
43.	Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo	85
44.	Curva de consolidación 2	86
45.	Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo	86
46.	Curva de consolidación 2	87
47.	Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo	87
48.	Curva de consolidación 4	88
49.	Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo	88
50.	Curva de compresibilidad	90
51.	Distribución de cargas gravitacionales	91
52.	Representación gráfica real de los elementos en tres dimensiones. Fines ilustrativos	92
53.	Modelo realizado para un eje de la estructura, sin muros	94
54.	Momentos resultantes de las vigas y estructura sin muros	95
55.	Modelo realizado para un eje de la estructura, con muros	96
56.	Momentos resultantes de las vigas y estructura con muros	97

Índice de cuadros

1.	Propiedades típicas del suelo versus el potencial expansivo	16
2.	Valores de ER/60 normalizados	22
3.	Factor de corrección según longitud de varilla	22
4.	Relación de la cantidad de golpes (N) con el Peso Específico Seco para suelos finos.	24
5.	Clasificación de suelos según coeficiente de uniformidad	25
6.	Clasificación de suelos según coeficiente de curvatura	26
7.	Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad	27
8.	Grado de plasticidad de suelos	28
9.	Relación entre el grado de expansión del suelo y el porcentaje de cambio de volumen	42
10.	Grados de expansividad según límites líquido	43
11.	Factores de reducción ϕ para la capacidad soportante de los suelos	43
12.	Valores orientativos del coeficiente de balasto k_{30}	47
13.	Coeficiente de balasto k_{30} , propuestos por Terzaghi	48
14.	Criterios de coeficiente de balasto según la capacidad admisible del suelo.	49
15.	Criterios de capacidad admisible según tipo de suelo	50
16.	Causas de asentamientos	55
17.	Descripción de daños debido al agrietamiento de elementos estructurales	61
18.	Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad	74
19.	Penetraciones exploratorias realizadas y su profundidad respectiva	78
20.	Número de golpes para la penetración 1	78
21.	Número de golpes para la penetración 2	79
22.	Capacidad admisible vs número de golpes corregido	79
23.	Contenido de humedad para la muestra del SPT 1	80
24.	Contenido de humedad para la muestra del SPT 2	80
25.	Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 0,00 - 0,90m$	80
26.	Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 0,90 - 1,80m$	80
27.	Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 1,80 - 3,15m$	81
28.	Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 0,00 - 0,90m$	82
29.	Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 0,90 - 1,80m$	82

30.	Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 1,80 - 3,15m$	82
31.	Determinación de Límites de Atterberg según ASTEL LTDA (1977)	83
32.	Clasificación SUCS según Límites de Atterberg	83
33.	Datos obtenidos de la carta de plasticidad y clasificación SUCS	84
34.	Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})	89
35.	Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})	89
36.	Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})	89
37.	Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})	89
38.	Tiempos de consolidación para cada incremento de carga, en segundos	91
39.	Resumen de aproximación de cargas gravitacionales en la edificación	92
40.	Módulo de agrietamiento del concreto $f'c$ (210) y vigas 60x30 cm	93
41.	Módulo de agrietamiento del concreto $f'c$ (210) y vigas 65x22.5 cm	93
42.	Módulo de agrietamiento del concreto $f'c$ (245) y vigas 60x30 cm	94
43.	Módulo de agrietamiento del concreto $f'c$ (245) y vigas 65x22.5 cm	94
44.	Asentamientos utilizados versus los asentamientos diferenciales máximos permisibles según C.C.C.R, modelación de los marcos.	95
45.	Momento de agrietamiento para cada viga versus la obtenida mediante iteraciones, modelación de los marcos.	96
46.	Asentamientos utilizados versus los asentamientos diferenciales máximos permisibles según C.C.C.R, modelación de los muros.	96
47.	Momento de agrietamiento para cada viga versus la obtenida mediante iteraciones, modelación de los muros.	97

Resumen Ejecutivo

El agrietamiento en los elementos de una edificación, ya sea en muros, columnas, vigas o entrepisos es generado por diversos factores: capacidad estructural de los elementos, comportamientos generados por los suelos que soportan la edificación, las cargas vivas presentes en la estructura, así como daños generados por motivos externos como por ejemplo, un terremoto. En el año 2019, mediante una inspección al Edificio de Matemáticas del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR) para valorar su condición estructural, se evidencia la presencia de agrietamiento en los muros del segundo nivel. Esto, despierta el interés por analizar lo que sucede y el porqué se da dicho comportamiento; por lo cuál, el Ingeniero Hugo Navarro menciona que el comportamiento de las grietas no es normal y sugiere que se modele la edificación, colocándole una fuerza en la parte inferior reflejando un empuje del suelo, para determinar si el comportamiento de la edificación se da ante los esfuerzos generados por el empuje del suelo. Por tanto, y como recomendación del Ingeniero, surge la necesidad de modelar la edificación colocándole cargas que simulen la capacidad soportante del suelo, por medio del coeficiente de balasto y permitir a los apoyos de la estructura un desplazamiento, para entender el comportamiento. Como se mencionó anteriormente, la presencia de grietas en una edificación, se puede dar debido al asentamiento del terreno y según el patrón que presenta la estructura, es probable que existan asentamientos diferenciales, exclusivamente en una área del total sobre la cual se asienta la edificación.

Para conocer los asentamientos diferenciales presentes en el terreno, hay que tener presente que no es posible determinarlos debajo de la estructura, ya que requiere realizar ensayos destructivos y no se cuenta con el equipo necesario. Además, los alcances de la investigación se refieren a un estudio correlacional, por lo cual mediante diferentes autores y los ensayos realizados en campo y laboratorio se lleva a cabo la demostración del tema en interés. Se realizarán pruebas en campo, como la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y densidad, así como los ensayos de contenido de humedad, límites de Atterberg y su clasificación granulométrica según SUCS en laboratorio. Además, se realizará un ensayo más complejo; como lo es Consolidación Unidimensional. Estos ensayos serán realizados bajo las normas de "American Society for Testing and Materials" (ASTM). Así, como el uso de Excel para interpretación y control de datos obtenidos. Con información suministrada por la Oficina de Ingeniería. Además, por medio de fuentes bibliográficas que indiquen de acuerdo con las condiciones constructivas del edificio

como se degrada a lo largo de los años una edificación con ciertas características específicas y generar rangos del estado actual de los materiales. El uso del software SAP 2000 para el análisis estructural según los desplazamientos permitidos. Además, es posible conocer las gráficas del momento y determinar cual es el momento de agrietamiento para cada respectivo asentamiento dado.

Con ayuda de fuentes bibliográficas, existen diversas maneras para el tratamiento de suelos, lo cual es nuestro mayor problema por solucionar. Sin embargo, como se ha mencionado, al existir una estructura, las soluciones van a darse desde los alrededores del terreno. Además, recordemos que la presencia de asentamientos diferenciales ocurre por la existencia de suelos característicos con cierto grado de expansión, es por esto que para contemplar la técnica de mejoramiento más apropiada, es necesario tomar en consideración varios factores, entre estos: el estado actual de la estructura, los años de construcción, tipo suelo, cargas gravitacionales, el uso que se le da a la estructura, así como los factores aledaños que pueden o afectan el comportamiento de la edificación. Las técnicas de mejoramiento logran una mejor respuesta del terreno ante las cargas que son distribuidas por medio de los cimientos, además que dan una mayor estabilidad al terreno y la no variabilidad de su comportamiento ante factores como; el agua, que genera acciones de contracción y expansión en los suelos.

Los ensayos realizados permiten una aproximación a lo que sucede en sitio, y con esto conocer el comportamiento que el suelo tiene con la edificación. Los parámetros que son explicados a lo largo de la investigación, permiten ampliar los conocimientos con respecto a los asentamientos diferenciales y las consecuencias que estos tipos de suelos podrían tener en un proyecto de construcción. Esta investigación, permite aplicar los conocimientos sobre la relación entre el suelo y una edificación, por consiguiente, es necesario conocer parámetros tales como: las propiedades físicas y mecánicas del suelo, la capacidad soportante del suelo, la capacidad estructural de los elementos, los asentamientos permisibles según el Código de Cimentaciones de Costa Rica y las técnicas de mejoramiento, para contrarrestar las consecuencias que generan a lo largo de la vida útil de una edificación.

Objetivos

Objetivo general

Analizar los asentamientos del sitio donde se ubica el edificio de matemáticas con el fin de determinar las causas del agrietamiento presentes en la estructura.

Objetivos específicos

- Realizar un estudio geotécnico, mediante pruebas en campo y ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas de los diferentes suelos.
- Realizar una estimación y análisis de los asentamientos que se generan en el sitio de estudio a partir de los resultados obtenidos en el estudio de suelos.
- Modelar estáticamente un eje de muros de la edificación permitiendo desplazamientos en los apoyos, para determinar el comportamiento de dicha estructura.
- Proponer posibles soluciones que mejoren el comportamiento de la estructura y su funcionamiento a partir de los resultados obtenidos.

Introducción

Antecedentes

En el año 2019 mediante el proyecto “Universidad Segura y Resiliente (USR)” de la Escuela de Seguridad Laboral se inspeccionaron edificaciones del Instituto Tecnológico de Costa Rica con ayuda de un índice de evaluación el cual le asigna una calificación a la estructura y así clasificar su grado de funcionamiento estructural y no estructural. Además, en dicho índice se discuten las condiciones de seguridad laboral existentes y que estas cumplan con todos los protocolos de emergencia. Por tanto, el objetivo principal de dicho proyecto es analizar el estado actual de las edificaciones y verificar que cumplan con los requisitos mínimos de funcionamiento según los índices.

Según (USR, 2019), durante la etapa de inspección del edificio de Matemáticas se evidencia la presencia de grietas de 1 mm de espesor y se consideran muy leves (Day, 2000) en uno de los ejes de muros del segundo nivel. Analizando dicha grieta, y según información consultada sobre deformaciones en edificaciones de dos niveles, se observa un comportamiento particular; ya que, las grietas comienzan con un azimut de 180° en el centro de la viga corona que está apoyada a dos columnas, seguidamente cuando la grieta entra en contacto con el muro cambia a un azimut de 135° hacía una de las columnas. Unido a lo anterior, se detecta el mismo comportamiento en otros ejes de muros, pero con una disminución en la abertura de las grietas, en este momento, es donde comienza el cuestionamiento de el porqué se da este comportamiento, siendo la presencia suelos expansivos una opción viable al problema presente, y esto se concluye tomando en cuenta tipo de estructura, suelo y cimientos.

Justificación del problema

En noviembre de 2019, gracias a la ayuda del Ingeniero Gustavo Rojas y del Ingeniero Hugo Navarro de la Escuela de Ingeniería en Construcción se analizan las grietas observadas en el edificio de Matemáticas, por medio de fotografías. El Ingeniero Navarro nos menciona que el comportamiento de las grietas no es normal y sugiere que se modele la edificación, colocándole una fuerza en la parte inferior reflejando un empuje del suelo, para determinar si el comportamiento de la edificación se da ante los esfuerzos generados por el empuje del suelo. Por tanto,

y como recomendación del Ingeniero, surge la necesidad de modelar la edificación colocándole cargas que simulen la capacidad soportante del suelo, permitiéndole a los apoyos de la estructura un desplazamiento para entender el comportamiento. Cabe rescatar que, la presencia de grietas en una edificación, se puede dar debido al asentamiento del terreno, esto afecta la capacidad de agrietamiento del concreto y cuando este factor se presenta, surge la necesidad de demostrar su comportamiento y como el suelo afecta una estructura. En conclusión, se plantea analizar el comportamiento suelo-estructura y determinar que la causa de las grietas se debe al factor mencionado.

Marco teórico

Propiedades de Suelos Finos

Los suelos cohesivos se forman principalmente por meteorización física y química; presentes en suelos finos, limos y arcillas. La característica diferenciante de la arcilla es la cohesión, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es baja; es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios. Como se ha mencionado, la expansión y retracción es dependiente de la variación en la humedad. Arancibia (2003) indica que la composición mineral del suelo, lo cual implica el tipo de mineral arcilloso, así como medio químico son propiedades importantes incluido el tamaño y forma. Generalmente, el mineral arcilloso montmorillonita tiene el mayor efecto en su comportamiento, y esto sobre otros minerales como la illita y la caolínita.

Las propiedades ingenieriles de los suelos cohesivos varían considerablemente con la densidad -presenta mucha variación comparado con suelos granulares-. En estos suelos las partículas tienen forma de placa, por lo que pueden acomodarse fácilmente cuando las placas están paralelas o muy sueltas si las placas están perpendiculares con muchos vacíos incorporados. En los suelos cohesivos se utiliza el contenido de humedad por encima de la densidad; debido a esto se utilizan los límites de Atterberg, que son contenidos de humedad definidos para las consistencias del suelo.

Según (Solano, 2017) algunos de los principales minerales que componen las arcillas en función del número de capas fundamentales de su estructura son:

	GRUPO CAOLÍN	GRUPO DE LA ILITA	GRUPO DE LAS ESMECTITAS
Estructura	1:1 (Tetraédrica : Octahédrica)	2:1 (Tetraédrica : Octahédrica)	2:1 (Tetraédrica : Octahédrica)
Enlace	iónico estable	Entre hojas elementales O-K-O, menos estable	Entre hojas elementales O-Na-O, débil e inestable
Plasticidad	Baja	Alta	Muy alta
Absorción de agua	Baja	Alta	Muy alta - La presencia de cationes débilmente hidratados favorece la penetración de moléculas de agua
Retracción y expansión ante variaciones de humedad	Poca	Mayor	Muy alta - Poseen la propiedad de incorporar agua de hidratación desde 0 hasta el 100% de humedad
Comentarios	Cuando está bien ordenada aparece formando columnas seudo hexagonales	Por su estructura posee similitudes con las micas, principalmente con la muscovita	Entre las esmectitas, la montorillonita es el mineral más frecuente
	Muestra un alto grado de desorden	Composición variable	
	La halloysita pertenece a este grupo		

Figura 1. Grupos de minerales presentes en arcillas como suelo fino

Fuente: Solano, 2017

Suelos Expansivos

En Costa Rica existen diversos tipos de suelos, y estos se destacan según la zona o las condiciones a los cuales está sometido. El Código de Cimentaciones menciona algunos de los principales materiales y características según tipo de suelo. Entre estos, se encuentran las arcillas expansivas, limos de baja resistencia, rellenos artificiales, suelos granulares finos de baja densidad y suelos tixotrópicos. En el caso de estudio, se analizará con detalle las arcillas expansivas, por tanto, se conoce que la resistencia varía según el grado de saturación del suelo, lo que se traduce en una disminución de la resistencia conforme el contenido de humedad aumenta, y en caso contrario, un aumento en la resistencia es inversamente proporcional a una disminución del contenido de humedad. Además, el territorio costarricense se caracteriza por poseer solo dos estaciones meteorológicas; época lluviosa y época seca lo que implica que un suelo específico presenta diferentes comportamientos según la época del año. La presencia de suelos colapsables o suelos propensos a cambios por asentamientos, se puede determinar a través de ensayos de laboratorio, como se mostrará en la sección de Ensayos de Laboratorio.

Los suelos expansivos sufren un aumento en su volumen cuando se presentan incrementos en el contenido de humedad, y se recupera cuando vuelve al contenido de humedad estable, posteriormente sufre retracciones y desecaciones. Unido a esto, los movimientos verticales en las cimentaciones se reflejan en la aparición de grietas en diferentes elementos.

Las partículas que componen estos suelos son de tamaño pequeño, donde; a mayor intensidad de expansión menor tamaño de partículas. Las arcillas son un tipo de suelo que por el tamaño de las partículas, la plasticidad y la composición mineorológica (presencia de Montmorillonita) es más activa en temas de expansión.

Aquellos suelos que presenten una composición porcentual mayor a un 30% de Montmorillonita, se pronostica que es un material con propiedades expansivas, a diferencia de materiales que en su composición exista mayor presencia de Illita y Caolinita que son menos susceptibles a movimientos ascendentes. Una de las maneras de identificar visualmente un suelo expansivo, es por medio de grietas que se forman superficialmente, debido a la desecación ante la ausencia de agua. La figura 2 muestra este comportamiento:

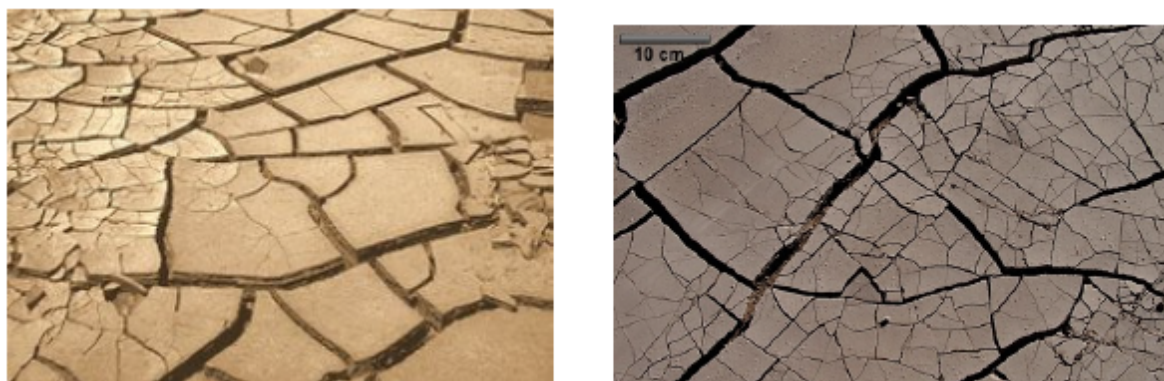


Figura 2. Característica típica de un suelo expansivo ante la ausencia de agua
Fuente: Viviescas, 2010.

Características de los suelos expansivos

Como se mencionó con anterioridad, estos suelos son gobernados por 3 grandes componentes: contenido de humedad, tamaño y tipo de partículas. Day (1998) muestra un cuadro el cual compara las propiedades típicas del suelo versus su grado de expansivo.

Adicionalmente, existen otros parámetros que ayudan a identificar dichos suelos, los cuales son: tipo de suelo, densidad seca, contenido de humedad, magnitud de la presión de carga y cantidad de material no expansivo (gravas).

Cuadro 1. Propiedades típicas del suelo versus el potencial expansivo

Potencial expansivo	Muy bajo	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
Índice de expansión	0 - 20	21 - 50	51 - 90	91 - 130	> 130
Contenido de arcilla	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	35 - 100
Índice de plasticidad	0 - 10	10 - 15	15 - 25	25 - 35	> 35
% expansión 2.8 kPa	0 - 3	3 - 5	5 - 10	10 - 15	> 15
% expansión 6.9 kPa	0 - 2	2 - 4	4 - 7	7 - 12	> 12
% expansión 61 kPa	0	0 - 1	1 - 4	4 - 6	> 6

Fuente: Day, 1998.

Ensayos de laboratorio para suelos expansivos: El ensayo utilizado para determinar la expansión y verificarlo, es el índice de expansión mediante las normas ASTM. Además, es posible realizar otros ensayos como lo son granulometría por hidrómetro, así como los límites de consistencia, los cuales permiten clasificar los suelos y estimar sus expansiones. Un ejemplo de expansividad, es cuando los suelos tienen alto contenido de arcillas y altos índices de plasticidad.

Presiones de sobrecarga: Las presiones son aquellas que se dan aplicadas al suelo, por medio de una estructura, y según las cargas impuestas son más o menos susceptibles a los efectos de expansión. Por ejemplo, para edificaciones cargadas livianamente al no contrarrestar los esfuerzos impuestos por el suelo expansivo, existe la presencia de daños y grietas; tal es el caso de edificaciones construídas con materiales de baja capacidad.

Movimientos en los suelos expansivos

Como se ha mencionado, la expansión se da básicamente por una hinchazón o una contracción en el suelo. Para el caso de estructuras que abarcan una gran área de construcción, como lo son pavimentos y losas de cimentación existen dos movimientos, según Day (1998), los cuales son:

Expansión y encogimiento cíclico: Depende altamente del contenido de humedad del suelo, las cuáles se expandirán cuando hay alta presencia de agua, y se reducen ante la no presencia de líquidos, generando un movimiento ascendente y descendente de la edificación. La magnitud del movimiento depende de la variación en la humedad en sitio, pero pueden existir otras causas como lo son; influencia de drenajes, irrigaciones y raíces de árboles que extraen el agua del suelo, contrayéndolo.

Expansión progresiva debajo del centro de la estructura: Esta expansión se da cuando hay una alta concentración de agua por debajo de la estructura cercana a la parte central (sea el caso de un muro entre dos columnas) y afecta los suelos expansivos. Según (Viviescas, 2010) el agua a una temperatura mayor a la que la rodea, tiende a migrar al suelo más frío, siguiendo el principio de la energía térmica y la transferencia de calor llamada osmosis termal; normalmente ocurre en verano, debido a que el suelo subyacente a la edificación aumenta de temperatura, porque recibe la luz solar directamente, provoca una transferencia térmica hacia zonas más frías, como lo son el centro/debajo de la edificación.

Dada esta transferencia, la humedad acumulada por debajo de la edificación tenderá por medio de capilaridad del material a ascender debido a la evaporación. Sin embargo, la cimentación se comporta como una barrera acumulando agua; esta acumulación de agua, altera la propiedad de humedad del suelo y ante la presencia de suelos expansivos resultarán fuerzas progresivas en el centro de la estructura, que provocan la aparición de grietas.

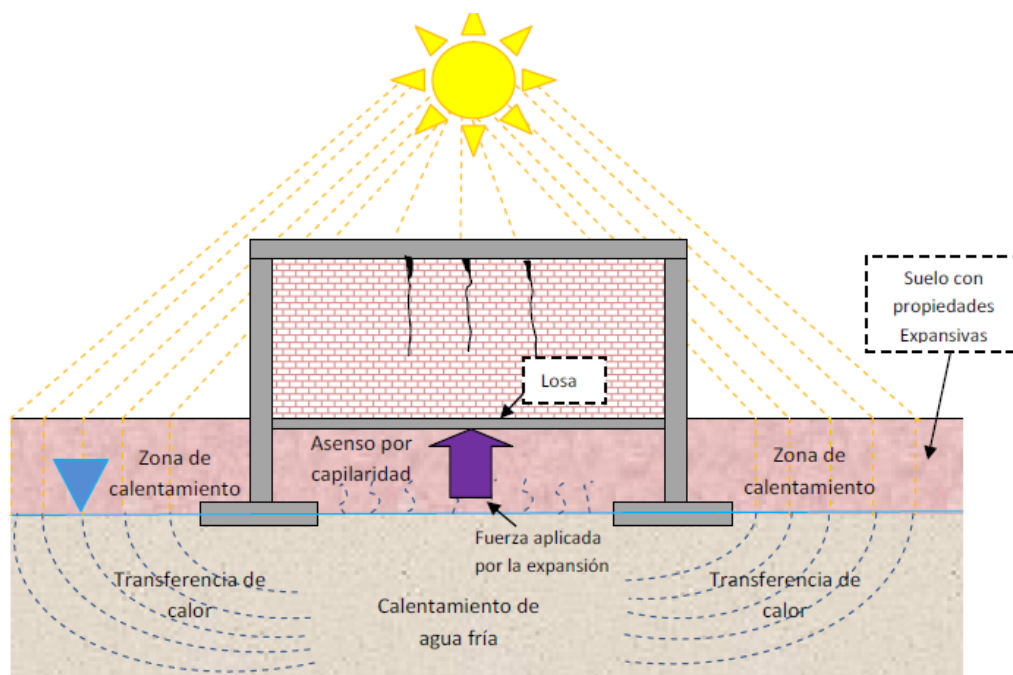


Figura 3. Expansión progresiva debajo del centro de la estructura
Fuente: Viviescas, 2010.

Suelos Colapsables

Conocer las principales características físicas de los suelos, es de suma importancia en el estudio geotécnico, ya que interpretando correctamente los resultados se puede predecir un futuro comportamiento de un terreno bajo cargas cuando el suelo presenta variación en su contenido de humedad.

Day (2000) afirma que "los suelos no saturados son susceptibles a una gran reducción de su volumen de manera repentina ante un incremento en el contenido de humedad del material". Una condición presente en estos suelos se conoce como un material metaestable; lo que significa una aparente estabilidad del suelo en condiciones naturales, pero cuando hay un incremento en la humedad, existe la posibilidad de un eventual colapso, convirtiéndolos en suelos con mucha inestabilidad. Además, el colapso es definido como un asentamiento brusco y espontáneo, con ocurrencia en terrenos que están normalmente cargados, y que en algún momento sufren de inundaciones o aumentos en el contenido de humedad.

Para entender mejor lo que sucede en estos suelos, se debe profundizar en la estructura molecular, la cual es floja y donde las partículas que lo componen están unidas únicamente en los extremos, debido a la acción de los meniscos de agua capilar, lo cual genera presiones de poro negativas o de succión. Esta cohesión aparente, en términos generales, permite que haya una pérdida brusca del volumen de agua, que se traduce en una subsidencia superficial (asentamientos), más una pérdida de resistencia y un desarmado de la estructura interna.

Estos suelos, según su composición mineral y su microestructura, son capaces de absorber agua con un cambio de volumen importante. Donde; los poros pueden estar llenos de agua (suelos saturados) y/o llenos de agua y aire (suelos parcialmente saturados). El proceso se explica a continuación:

1. Las moléculas de agua penetran la red cristalina.
2. Los enlaces son débiles entre las cadenas de silicatos, por lo que se disminuyen o se anulan.
3. La red cristalina no es capaz de producir reacciones químicas, ya que pasa a ocupar un mayor volumen aparente.
4. Después de dicho proceso, las moléculas de agua pueden salir, lo que produce una retracción o disminución de volumen.

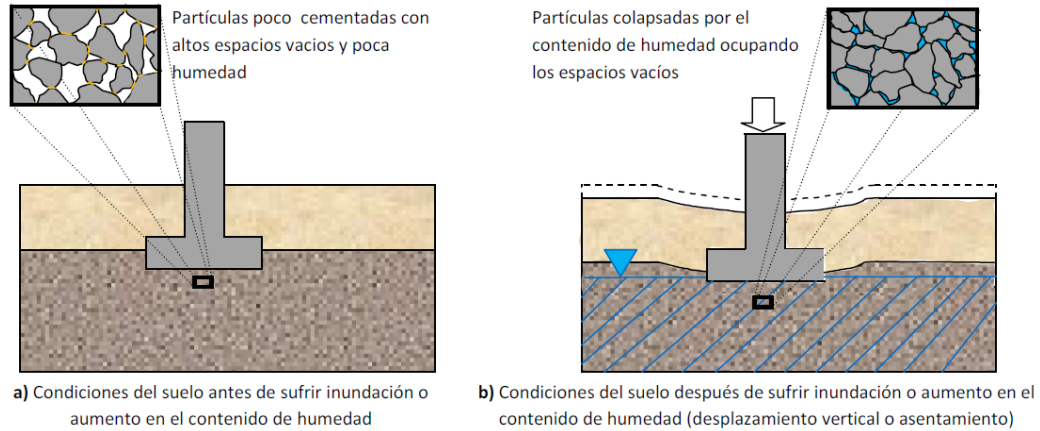


Figura 4. Identificación de cambios en un suelo colapsable

Fuente: Viviescas, 2010.

Ensayos de Campo y Laboratorio de Suelos

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar se emplea para conocer la resistencia y su capacidad para deformarse. Es importante tener presente que el ensayo arroja mejores resultados ante la presencia de suelos arenosos, ya que en suelos arcillosos los resultados son de interpretación ambigua. El SPT consiste en hincar un muestreador con el fin de conocer los golpes necesarios para penetrar la profundidad establecida.

Por medio del ensayo de SPT, es posible determinar el estado y la consistencia del suelo. Existen algunas correlaciones entre la penetración estándar (SPT) y la densidad relativa de la arcilla. A continuación la Figura 5, permite interpretar los resultados del ensayo en campo:

**Relative Density of Sands according
to Results of Standard Penetration
Test**

No. of Blows N	Relative Density
0–4	Very loose
4–10	Loose
10–30	Medium
30–50	Dense
Over 50	Very dense

Figura 5. Densidad relativa de arenas de acuerdo a los resultados del ensayo SPT
Fuente: Terzaghi and Peck. Descriptors of Soil from SPT N Values. ASTM D-1586

Factores de corrección para el valor de N_{SPT}

Los factores que afectan el valor N están relacionados con: equipo utilizado en la prueba, el procedimiento de montaje y operación. Según (OfiGeo, 2016) el nivel freático solo afectara a los resultados obtenidos en arenas limosas y limos (poco permeables) que se encuentren bajo nivel freático. Este dato debe corregirse ya que el resultado dado por un suelo de este tipo es mayor que una arena o limo seco y esto se debe a que la baja permeabilidad impide que el agua pueda emigrar cuando se produce el impacto del martillo. Fueron Terzaghi y Peck (1948) los que indicaron que dicho valor ($N > 15$) debe ser corregido. A continuación se muestran algunas correcciones que son tomadas en cuenta ante la influencia de factores externos para determinar valores de N más aproximados:

$$N' = 15 + 0,5 \cdot (N - 15) \quad (1)$$

Donde:

N : Número de golpes necesarios para la penetración, que sea mayor a 15 para la corrección intergranular.

Factor de corrección por esfuerzo efectivo C_N : Cuando la profundidad de una penetración aumenta hay un incremento de la presión del suelo sobre el tubo muestreador. Dicho valor de C_N normaliza los valores N , el cual aumenta de forma inversa a la profundidad del ensayo:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2)$$

Donde:

N_1 : Número de golpes normalizado por esfuerzo vertical efectivo.

N : Número de golpes necesarios para la penetración, que sea mayor a 15 para la corrección intergranular.

C_N : Factor de corrección por esfuerzo vertical.

Los valores para C_N se pueden averiguar mediante la aplicación de las siguientes fórmulas matemáticas, utilizando valores de esfuerzos efectivos y fórmulas propuestas por cada autor.

Autor	Factor de correlación C_N	Unidades de σ'_v
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{1 + \sigma'_v}$	psi
Bazaraa (1967)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1 + 2 \cdot \sigma'_v} & \sigma'_v \leq 5 \\ \frac{4}{3.25 + 0.5 \cdot \sigma'_v} & \sigma'_v > 1.5 \end{cases}$	ksf
Peck, Hanson and Thombum (1974)	$C_N = 0.77 \cdot \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}$	tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \cdot \log_{10} \sigma'_v$	tsf
Tokimatso and Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	kg/cm ²
Liao and Whitman (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$	tsf o kg/cm ²

Figura 6. Representación matemática de los valores C_N propuestos más representativos
Fuente: OfiGeo, 2016.

Factor de corrección por eficiencia C_E : Dicho factor, se relaciona con la energía que da el martillo en caída libre al tubo muestreador durante el ensayo; la cual se disipa principalmente por fricción en los mecanismos de movimiento: poleas, engranajes, excentricidad

del martillo, entre otros.

$$N_{60} = \frac{ER}{60} \cdot N \quad (3)$$

Donde:

ER: Porcentaje de golpeo.

A partir de ensayos se ha estimado el valor para ER/60 tal como lo especifica la norma UNE EN ISO 22476-3:2.006, a continuación:

Cuadro 2. Valores de ER/60 normalizados

ER/60	Profundidad (m)	Valor
80/60	> 10	1.33
75/60	6 - 10	1.25
65/60	2 - 6	1.10

Fuente: Norma UNE-EN-ISO 22476-3:2006

Alternativamente, esto podría trabajarse con el mayor factor multiplicador (1.33) y luego imponer una condición por la longitud de la varilla de penetración, tal como se muestra a continuación:

Cuadro 3. Factor de corrección según longitud de varilla

Longitud de varilla	Factor de corrección
> 10 m	1.0
6 a 10 m	0.95
4 a 6 m	0.85
< 4 m	0.75

Fuente: Norma UNE-EN-ISO 22476-3:2006

Correlaciones para el SPT

Existen tres datos importantes que se obtienen por medio de la ejecución del Ensayo de Penetración Estándar; ángulo de fricción, cohesión y densidad del suelo. El ángulo de fricción es un propiedad de los materiales granulares, y está relacionado con el ángulo de reposo posible para la pendiente de un conjunto de dicho material. La cohesión es la cualidad que tienen las partículas de un suelo para mantenerse unidas entre sí en virtud de las fuerzas internas. Por último, la densidad se refiere al peso por volumen del suelo.

Según (Wolf, 1989) el ángulo de fricción máximo se puede calcular de la siguiente manera:

$$\phi = 27,1 + 0,3 \cdot N' - 0,00054 \cdot (N')^2 \quad (4)$$

Donde:

N' : Número de golpes corregido.

Además es posible determinar el ángulo de fricción mediante las siguientes ecuaciones postuladas por diferentes autores a través de los años:

Autor	Año	Ecuación
Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25 N145$
Peck et al.	1953	$\phi' = 26,25(2 - (e^{-\frac{N145}{62}}))$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20 N172}$
Schertmann	1970	$\phi = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N160}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway)	1999	$\phi' = 27 + 0,30 * N172$
JRB (Japan Road Bureau)	1986	$\phi' = 15 + 15\sqrt{N172}$
Hatanaka & Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{12,5N45} + 20$

Figura 7. Correlaciones tradicionales de SPT para determinar Ángulo de Fricción

Fuente: Rodríguez, 1999.

La cohesión en arcillas según algunos autores puede determinarse como:

$$C_u \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 29 \cdot (N')^{0,72} \quad (5)$$

Normalmente, las propiedades físicas de un suelo se determinan, ya sea cualitativamente considerando sus tres estados naturales; sólido, líquido (contenido de agua) y gaseoso (gases acumulados en el subsuelo). O bien, se puede determinar su peso específico seco (cuantitativamente) que se define como la relación del peso seco con respecto al volumen total. Naranjo Dranichnikov (2012) determinaron ciertos valores del peso específico seco mediante los resul-

tados obtenidos en el Ensayo de Penetración Estándar.

Cuadro 4. Relación de la cantidad de golpes (N) con el Peso Específico Seco para suelos finos.

N_{SPT}	Peso Específico Seco (g/cm^3)
> 30	> 2
15 - 30	2.08 - 2.24
8 - 15	1.92 - 2.08
4 - 8	1.76 - 1.92
2 - 4	1.60 - 1.76
< 2	1.44 - 1.60

Fuente: Naranjo Dranichnikov, 2012.

Ensayo de Granulometría

Para realizar el análisis de un suelo, es necesario conocer sus características. Como se ha mencionado en el presente documento, los suelos se clasifican en suelos granulares y suelos finos, en nuestro caso nos enfocaremos en los suelos con características limosas y arcillosas. Los limos están compuestos por partículas muy finas, de poca o nula plasticidad. Una característica de los limos cuando están sueltos y saturados es que son inadecuados para soportar cargas a través de la cimentación, por lo tanto, no se consideran buenos para colocar cimentaciones. Normalmente, por su apariencia fina tienden a confundirse con las arcillas, ya que, en muchas ocasiones presentan partículas arcillosas, que modifican su comportamiento en temas como resistencia, consistencia y capacidad de carga. Por otro lado, las arcillas al humedecerse se vuelven plásticas, pierden plasticidad y presentan contracción al secarse. Este fenómeno genera que al aplicarse una carga se comprima lentamente, sensible a los cambios volúmetricos y pierda resistencia.

Para determinar las proporciones de los diferentes tamaños de granos presentes se utiliza la norma ASTM D-422 y existen dos métodos; vía seca y vía húmeda. Los resultados del análisis granulométrico se presenta en gráficas semilogarítmicas como la curva de distribución granulométrica, la cual incluye los resultados de laboratorio, según tamaño de partícula y porcentaje que pasa cada tamiz.

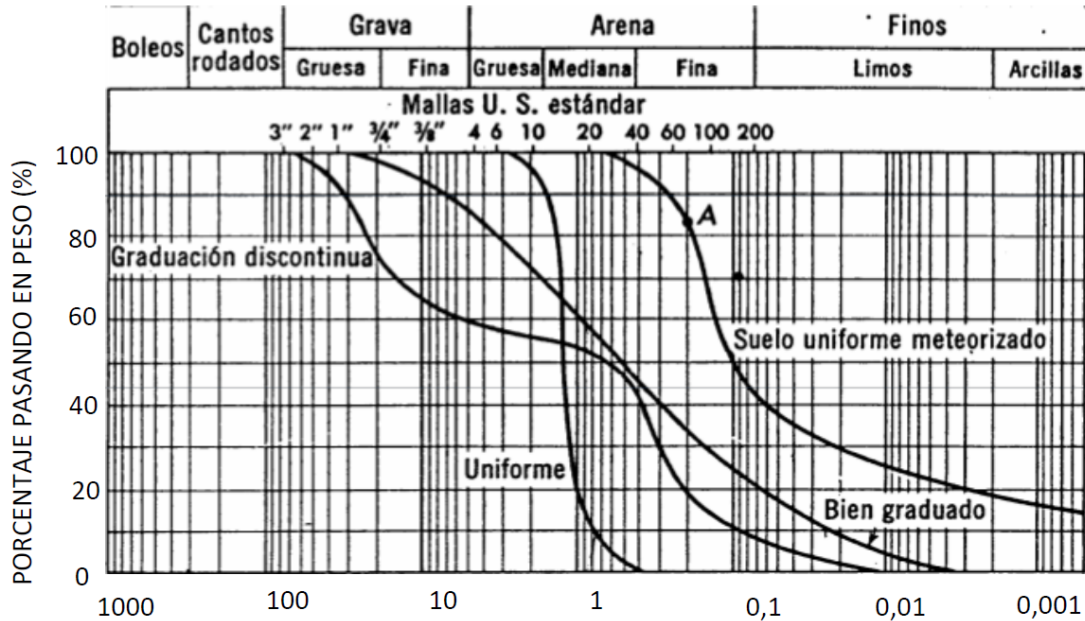


Figura 8. Curva de Distribución Granulométrica
Fuente: Solano, 2017.

Con ayuda de esta gráfica es posible conocer diámetros efectivos que existen en una muestra de suelo determinada, por medio de los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de uniformidad (C_u): Definido originalmente por Terzaghi y Peck, permite determinar en laboratorio, el tipo de graduación del suelo, usando el criterio basado en el intervalo de tamaños y en la forma de la curva granulométrica.

Cuadro 5. Clasificación de suelos según coeficiente de uniformidad

Coeficiente de uniformidad (C_u)	
$C_u < 3$	Suelo muy uniforme (P)
$C_u \leq 4$	Suelo uniforme
$C_u > 4$	Suelo bien graduado (grava) (W)
$C_u > 6$	Suelo bien graduado (arenas) (W)

Fuente: Solano, 2017.

- Coeficiente de curvatura (C_c): Funciona como herramienta para la interpretación de la graduación del suelo. Además, brinda información sobre el equilibrio entre diversos tamaños.

Cuadro 6. Clasificación de suelos según coeficiente de curvatura

Coeficiente de curvatura (C_c)	
$1 < C_c < 3$	Suelo bien graduado (arenas y gravas) (W)
$C_u > 4$	Suelo uniforme (P)

Fuente: Solano, 2017.

Límites de consistencia

La consistencia de un suelo se refiere a la adhesión que presentan las partículas del suelo y su resistencia ante fuerzas que pretenden deformar o romper dicha adhesión. Como se mencionó anteriormente, los suelos pueden variar según la condición de humedad presente, así estos pueden estar en un estado: sólido, semisólido, plástico o líquido. Para determinar el límite líquido, se debe proceder a realizar el ensayo estipulado según lo mencionado por Casagrande; donde, concluye que cada golpe de la copa se traduce en una resistencia de $1 \frac{gr}{cm^2}$ aproximadamente. Por tanto, según lo mencionado en la norma ASTM D-4318. Por otro lado, el límite plástico se refiere al contenido de humedad con base en el peso seco necesario para pasar de un estado semisólido a un estado plástico. El procedimiento para determinar dichos límites se muestra en la metodología del presente documento. Para interpretar los resultados de los límites de Atterberg, se utiliza la carta de plasticidad de la figura 9.

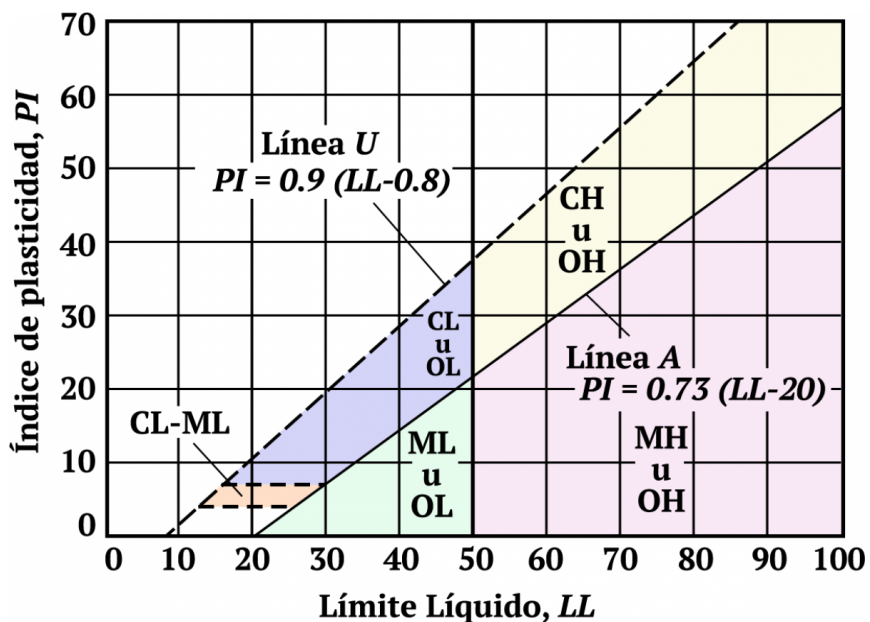


Figura 9. Carta de plasticidad

Fuente: Rico y Del Castillo, 2005.

El índice de plasticidad representa la consistencia plástica del suelo, lo cuál es una característica especialmente útil. Además, mediante dicha carta de plasticidad es posible determinar la clasificación SUCS del suelo y esto, reforzado con el diagrama que se muestra a continuación permite una clasificación más aproximada. Según Dante (s.f), es posible clasificarlo de la siguiente manera:

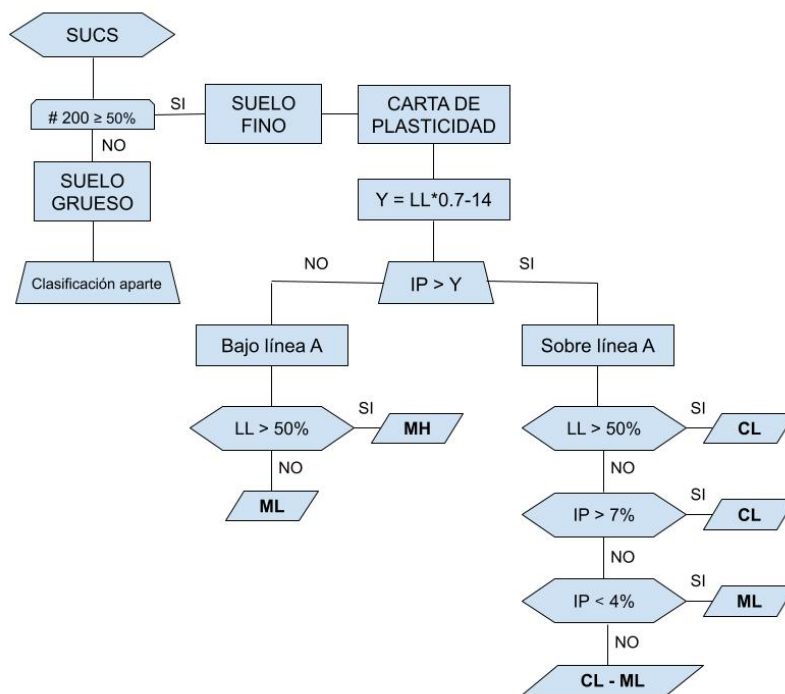


Figura 10. Diagrama de clasificación de Suelos, según SUCS mediante Límites de Atterberg
Fuente: Bosch, D.

Unido a lo anterior, el potencial expansivo de un suelo se puede medir utilizando el índice de plasticidad, para esto existe una relación entre el potencial de expansión (capacidad de expansión) y el índice de plasticidad:

Cuadro 7. Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad

Potencial de expansión	Índice de plasticidad
Bajo	0 - 15
Medio	10 - 35
Alto	20 - 55
Muy alto	> 35

Fuente: Arancibia, 2003.

Por tanto, los Límites de Atterberg y el Índice de Plasticidad no solo dependen de la fracción fina, sino que también de su naturaleza mineralógica. La plasticidad es una característica de la fracción más fina o arcillosa de un suelo y está relacionada con la existencia de una capa de agua absorbida.

Cuadro 8. Grado de plasticidad de suelos

Índice de plasticidad	Grado de plasticidad
$0 < I_p < 5$	Suelos no plásticos
$5 < I_p < 30$	Suelos poco plásticos
$30 < I_p < 50$	Suelos plásticos
$50 < I_p >$	Suelos muy plásticos

Fuente: Sáez, 2010.

De manera general, la expansividad de un suelo se encuentra relacionada con su índice de plasticidad. El índice de plasticidad se refiere al rango que existe entre el límite líquido y límite plástico y representa el intervalo para pasar del estado semisólido al líquido (Máis, 2016). La ecuación que permite obtener este valor es la siguiente:

$$IP(\%) = LL - LP \quad (6)$$

Donde:

IP: Índice de Plasticidad

LL: Límite Líquido

LP: Límite Plástico

Según (Arancibia, 2003) que el suelo se expanda en el medio natural depende de varios factores. El primer factor, se refiere a la diferencia entre la humedad antes de la construcción (humedad en sitio) y la humedad después de la construcción (humedad en equilibrio). Para entender esto se tiene; sí la humedad de equilibrio es mayor a la humedad en sitio y el suelo es expansivo, se evidencia un levantamiento del suelo, levantamiento de la estructura, presiones de expansión y/o presencia de fisuras o grietas; caso contrario sucede, cuando la humedad de sitio es mayor a la humedad de equilibrio, el suelo se contrae. El segundo factor, hace referencia al grado de compactación del suelo debido a que una compactación elevada o una presión previa por sobrecarga, puede generar expansión del suelo en caso de aumentar el contenido de agua. Finalmente, el último factor se refiere a la carga que es transmitida al suelo, cuánto mayor sea la carga aplicada, mayor será la expansión.

La respuesta que se obtiene de un suelo depende de la materia sólida presente en un volumen unitario y su volumen relativo (tamaño medio de los huecos). Debido a esto, existen problemas que deben ser analizados:

- Problemas de deformabilidad: las cargas generan esfuerzos normales y tangenciales, lo que genera que las partículas se desplacen y/o cambien de volumen.
- Problemas asociados al contenido de agua: dichas deformaciones inducidas por las cargas, necesitan tiempo para producirse (expulsión o aborción de agua), siendo este proceso lo que genera los asentamientos por consolidación.

Consolidación Unidimensional

Según (Poliotti Sierra, s.f.) las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo, dependen no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino además es importante considerar la manera en que está cargada la estructura y la estratigrafía, por ejemplo. Los suelos sometidos a esfuerzos externos experimentan deformaciones que pueden ser o no dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo se presentan generalmente en materiales elásticos, donde el esfuerzo y la deformación es proporcional e independiente al tiempo.

Las deformaciones del suelo, generadas por la aplicación de cargas externas (ver Figura 11) dan como resultado una disminución del volumen total de la masa del suelo y principalmente del volumen de vacíos, por consiguiente, ocurre una variación en la relación de vacíos del suelo (ver Figura 12). Si dichos vacíos están llenos de agua como se ha mencionado anteriormente es un suelo saturado, y como al fluido lo consideramos incompresible, la única forma de que exista una disminución en la relación de vacíos, es necesario que disminuya el volumen de líquidos (flujo de líquido hacia estratos permeables). A diferencia de esto, si el suelo presenta vacíos de aire y agua (suelo parcialmente saturado), donde si únicamente posee vacíos de aire, entonces se da una disminución por compresión de los gases presentes.

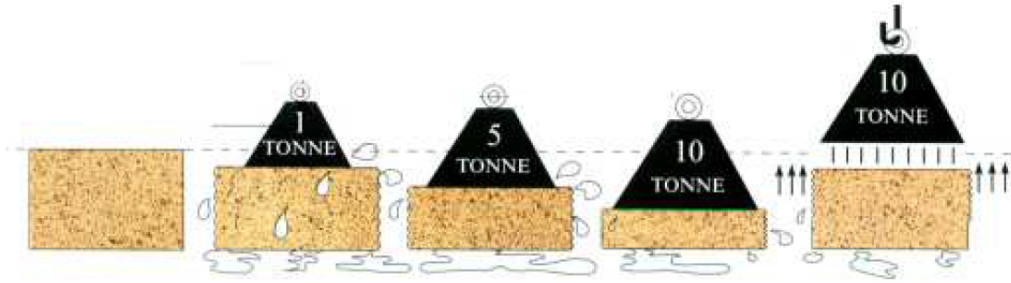


Figura 11. Proceso de consolidación

Fuente: Poliotti Sierra, s.f.

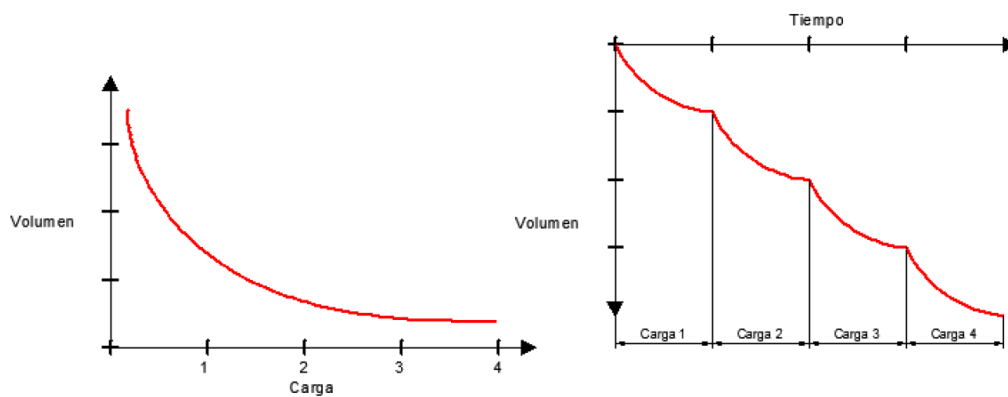


Figura 12. Variación del volumen durante la consolidación

Fuente: Poliotti Sierra, s.f.

Cuando un depósito saturado se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de cargas aplicadas se genera un exceso de presión intersticial (presión neutra). Por lo tanto, la disipación de la presión intersticial del agua hacia el exterior se denomina consolidación y como consecuencia se dan las siguientes dos características:

- Reducción del volumen de poros o vacíos, afecta el volumen total, se producen asentamientos. En el proceso de consolidación unidimensional se considera la posición relativa de las partículas sobre un mismo plano horizontal, por lo tanto, el movimiento de partículas se da solo verticalmente.
- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y en consecuencia se da un aumento en la resistencia del suelo.

En suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja por lo que el flujo del agua y la disipación del exceso de presión neutra, es muy lenta. Es por esta razón que el asentamiento

se puede generar a lo largo de años. El proceso de consolidación es importante estudiarlo en suelos de permeabilidad baja y lo que se pretende conocer es:

- El asentamiento total de la estructura.
- El tiempo a la cual se produce dicho asentamiento.

Con el ensayo de consolidación unidimensional es posible determinar algunas propiedades importantes, como lo es conocer el grado de consolidación de muestras de suelo, que se define de la siguiente manera:

$$U_v = \frac{e_o - e}{e_o - e_f} \quad (7)$$

Además, es necesario calcular e_o y e_f los cuales según lo mencionado en la norma ASTM D-2435 se calculan como se muestra:

$$e = \frac{H - H_s}{H_s} \quad (8)$$

$$e_o = \frac{H_o - H_s}{H_s} \quad (9)$$

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s} \quad (10)$$

Donde:

e_o : Relación de vacíos inicial.

e_f : Relación de vacíos final.

H_o : Altura inicial del espécimen.

H_f : Altura final del espécimen.

H_s : Altura de los sólidos.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en someter a un esfuerzo determinado de compresión axial una muestra inalterada del suelo. La muestra inalterada puede ser extraída por medio de bloques, por ejemplo, y esto es necesario porque la consolidación depende de la estructura del suelo.

Por medio de este ensayo se determinan mediciones necesarias para realizar gráficas que permiten interpretar el comportamiento del suelo ante las cargas impuestas. Dichas gráficas son las curvas de consolidación y la curva de compresibilidad. Esta última es posible utilizando los valores de relación de vacíos explicado en los párrafos anteriores.

Además, con ayuda de las curvas de consolidación y compresibilidad se determinan parámetros necesarios para estimarse los cálculos de tiempos de consolidación (C_v) y asentamientos (C_c ; C_r). Además, es posible determinar para un estrato de suelo específico el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{lab}^{lab}}{t_{ensayo}} \quad (11)$$

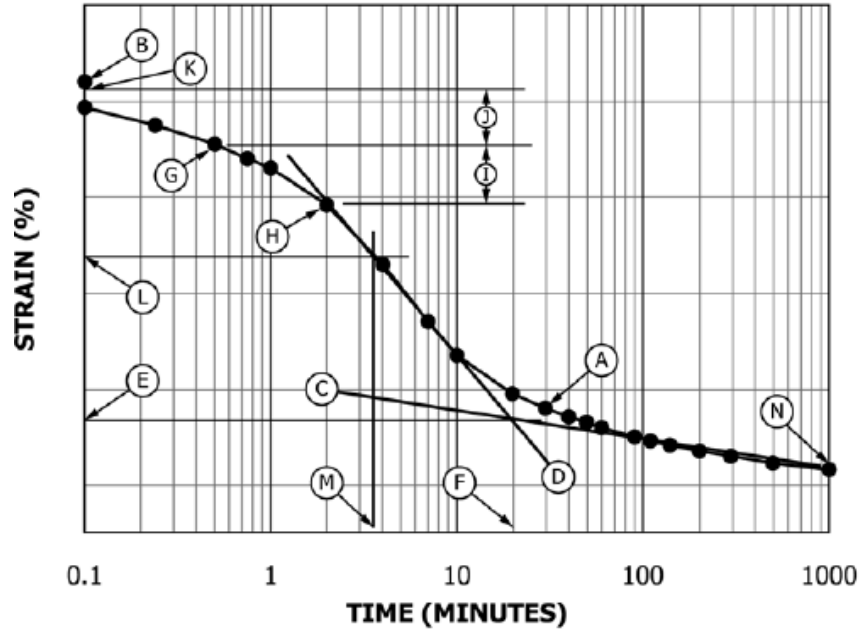
Donde:

C_v : Coeficiente de consolidación

t_{ensayo} : tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación determinado en el ensayo

T_v : factor de tiempo para el % de consolidación obtenido de la curva teórica, para distintas condiciones de drenaje. Según la norma ASTM D-2435 según el método que se utilice (Casagrande o Taylor) los valores serán; $T_{50} = 0.197$ y $T_{90} = 0.848$, respectivamente.

H_{lab} : máxima distancia que recorre el agua en el ensayo



- A – STRAIN-TIME BASED ON DATA POINTS AND INTERPRETED CURVE
- B – STRAIN AT TIME = 0 MINUTES
- C – LINEAR FIT OF ENDING PORTION OF MEASURED CURVE
- D – LINEAR FIT OF STEEPEST PORTION OF MEASURED CURVE
- E – STRAIN AT INTERSECTION OF LINES 'C' AND 'D' CORRESPONDING TO 100% CONSOLIDATION
- F – TIME AT INTERSECTION OF LINES 'C' AND 'D' CORRESPONDING TO 100% CONSOLIDATION
- G – FIRST DATA POINT SELECTED FOR INTERPRETATION OF 0% CONSOLIDATION
- H – SECOND INTERPRETATION POINT CORRESPONDING TO FOUR TIMES LATER THAN POINT 'G'
- I – INCREMENT OF STRAIN BETWEEN POINTS 'H' AND 'G'
- J – INCREMENT OF STRAIN EQUAL TO 'I'
- K – INTERPRETED STRAIN AT THE START OF CONSOLIDATION
- L – STRAIN AT 50% CONSOLIDATION EQUAL TO MEAN OF 'K' AND 'E'
- M – TIME CORRESPONDING TO 50% CONSOLIDATION
- N – STRAIN AND TIME FOR LAST READING OF INCREMENT

Figura 13. Curva Tiempo-Deformación usando el método del tiempo logarítmico

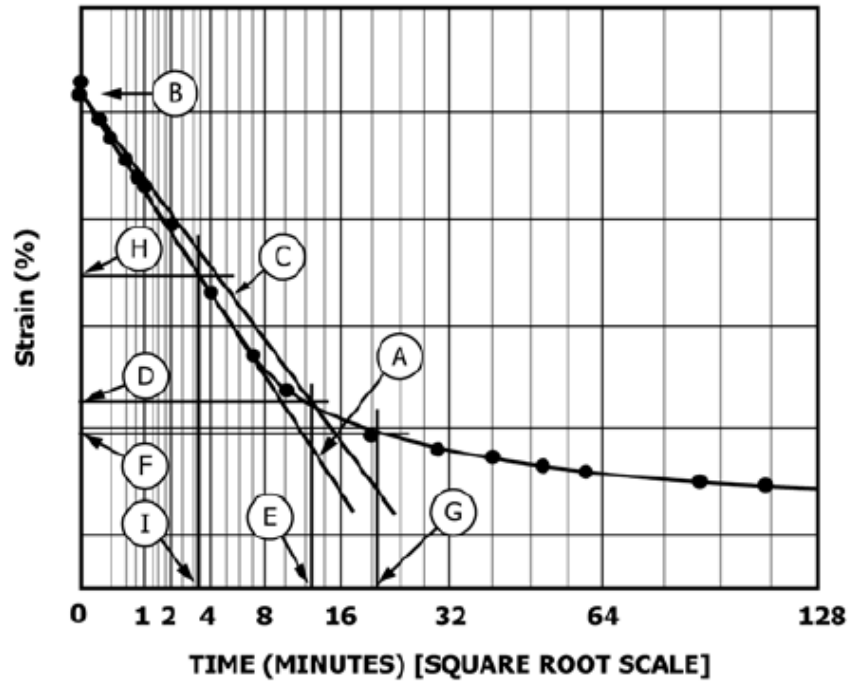
Fuente: Norma ASTM D-2435

Para conocer el tiempo necesario para que complete total o parcialmente el proceso de consolidación se realiza por medio de dos métodos, ambos tomados como base de las curvas teóricas de consolidación y de la comparación de esas curvas con las curvas obtenidas en los ensayos.

- Método de Casagrande
- Método de Taylor

El método utilizado para determinar el tiempo de consolidación es el Método de Taylor.

Método de Taylor: Taylor propuso un método para obtener el tiempo de consolidación para un porcentaje de consolidación al 90% a partir de la siguiente curva:



- A – STRAIGHT LINE FIT THROUGH EARLY TIME DATA
- B – EXTENSION OF LINE 'A' TO TIME = 0 MINUTES
- C – CONSTRUCTION LINE WITH SLOPE = 1.15 TIMES THAT OF LINE 'A'
- D – STRAIN AT INTERSECTION OF CURVE THROUGH DATA AND LINE 'C'
- E – TIME AT INTERSECTION OF CURVE THROUGH DATA AND LINE 'C'
- F – STRAIN CORRESPONDING TO 100% CONSOLIDATION
- G – TIME CORRESPONDING TO 100% CONSOLIDATION
- H – STRAIN CORRESPONDING TO 50% CONSOLIDATION
- I – TIME CORRESPONDING TO 50% CONSOLIDATION

Figura 14. Curva Tiempo-Deformación usando el método del tiempo en raíz cuadrada

Fuente: Norma ASTM D-2435

La manera para calcular dicho valor se explica adecuadamente en la sección de resultados y también, con ayuda de la siguiente ecuación muy similar a la anterior, pero de igual forma para averiguar el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{T_{90} \cdot H_2^{lab}}{t_{90}} \quad (12)$$

Donde:

H_{lab} : es la máxima distancia que recorre el agua en el ensayo. Normalmente, si se permite el drenaje del agua por ambas caras, este valor suele ser la mitad de la máxima distancia.

Cálculo de tiempos de consolidación: Para estimar cuanto tiempo tarda en consolidar un estrato en un determinado grado de consolidación se considera que $C_{vinsitu} = C_{vlab}$, por lo tanto el coeficiente a partir de las curvas de laboratorio permite determinar los tiempos de consolidación, mediante la ecuación:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v} \quad (13)$$

Cálculo de asentamientos

Es importante conocer la conformación geotécnica del perfil del terreno y sus características en lo que se refiere a las propiedades de deformabilidad para el cálculo de asentamientos, se mencionan a continuación:

- **Estratigrafía:** disposición y espesor de capas de diferentes suelos compresibles que se pueden diferenciar bajo el nivel de desplante.
- **Condiciones de drenaje:** distinción entre capas permeables e impermeables (cohesivas y granulares).
- **Estado de esfuerzos inicial:** es la determinación de los esfuerzos efectivos verticales iniciales a partir de los pesos unitarios.
- **Relación de vacíos (e):** es el valor de índice de vacíos en el centro de cada una de las capas en que se subdivide el estrato compresible para la estimación de asentamientos.
- **Presión de preconsolidación (σ_{pc}):** esfuerzos a partir del cual se tiene deformación plástica (deformación en el suelo).
- **Índice de compresión (C_c):** pendiente de la curva de consolidación en la rama virgen.
- **Coefficiente de consolidación (C_v):** parámetro de los suelos que mide su velocidad de consolidación.
- **Coefficiente de deformación volumétrica (m_v):** coeficiente de deformabilidad obtenido de la curva edométrica.
- **Módulo estático de deformación (E_0):** pendiente de la curva esfuerzo - deformación unitaria en el rango elástico.

- **Relación de Poisson (μ):** relación entre la deformación unitaria horizontal y la deformación unitaria vertical producida por un esfuerzo vertical.
- **Coefficiente k_0 :** coeficiente de empuje horizontal en reposo.

El proceso de consolidación se traduce en una disminución de volumen a medida que se aplica una carga. El ensayo de consolidación brinda la información suficiente para calcular la magnitud de un asentamiento, y esto se puede realizar mediante la curva que se expresa como la relación de vacíos versus la carga en escala logarítmica.

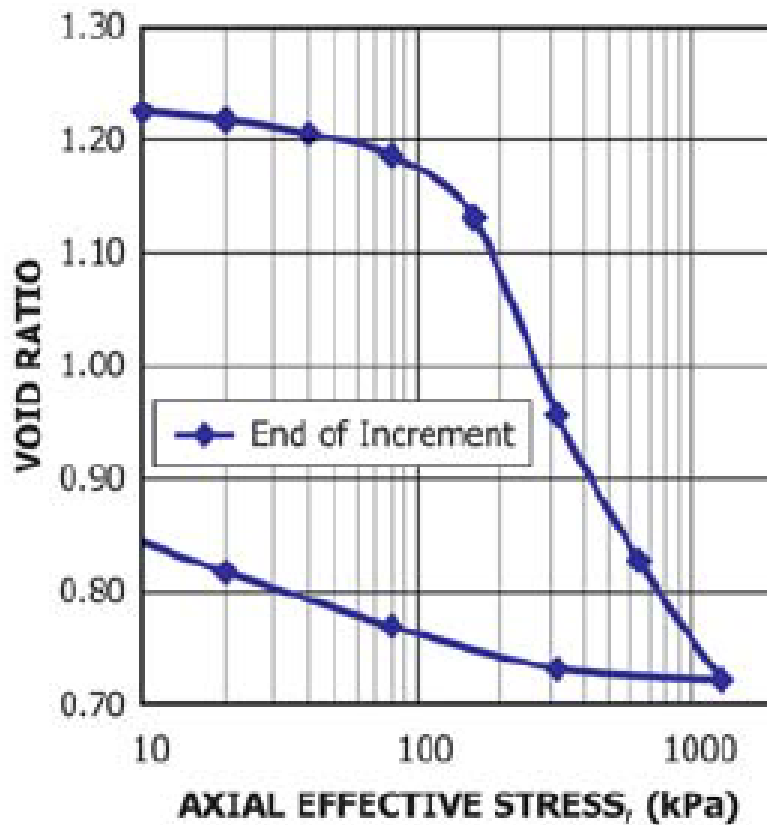


Figura 15. Curva de compresibilidad
Fuente: Norma ASTM D-2435

Por medio de la curva de compresibilidad es posible obtener el coeficiente de compresibilidad y se puede dividir en tres tramos:

- **Tramo A :** llamado tramo de recompresión, es aquel en el cual las presiones aplicadas al espécimen son menores o iguales a las presiones a las cuales en suelo ya ha sido sometido.

- Tramo B : llamado tramo recto o virgen, es donde el suelo experimenta presiones en las cuales nunca ha sido sometido.
- Tramo C : llamado tramo de descarga, donde se disminuye la presión hasta hacerla nula.

Según (Poliotti Sierra, s.f.) los asentamientos varían si la carga bajo la cual se encuentra el suelo previo a la aplicación de la sobrecarga, es menor o igual a la mayor presión a la cual ha sido sometido el suelo a lo largo de su historia. Unido a esto, es necesario conocer los siguientes conceptos:

- Carga de preconsolidación : máxima carga o presión efectiva a la cual ha sido sometido un suelo durante su historia.
- Suelo normalmente consolidado : es aquel cuya carga o presión efectiva actual es igual a la carga de preconsolidación.
- Suelo preconsolidado : es aquel cuya carga o presión efectiva es menor que la carga de preconsolidación.

Con ayuda de la curva de compresibilidad es posible, mediante el método de Casagrande averiguar el valor de preconsolidación del suelo. Este valor es indispensable para entender el comportamiento del suelo ante la aplicación de sobrecarga.

Cálculo de asentamiento: Según la norma ASTM D-2435 es posible relacionar los resultados obtenidos en laboratorio con la situación en campo. Para ello, se sabe que al momento de aplicar una carga hay una disminución de la altura, por la disminución en la relación de vacíos (expulsión de agua). Además, por la siguiente relación es posible determinar los asentamientos:

$$\Delta e = \Delta V_v \quad (14)$$

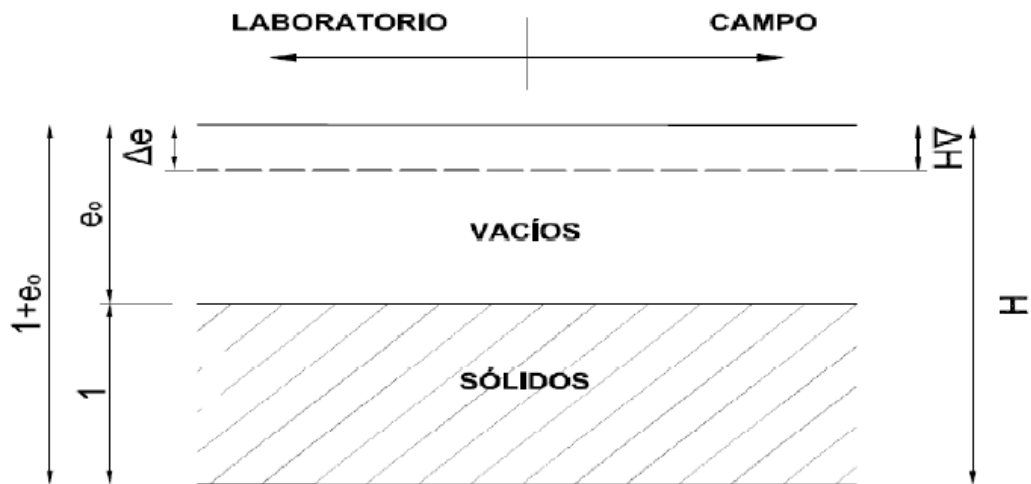


Figura 16. Modelización del suelo

Fuente: Poliotti Sierra, s.f.

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (15)$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H \quad (16)$$

Por medio de dichas relaciones, es posible llegar al valor de asentamiento (S) como;

$$S = \Delta H \quad (17)$$

Unido a lo anterior, el Código de Cimentaciones de Costa Rica utiliza ecuaciones diferentes para determinar los asentamientos y es por medio de la siguiente relación:

$$\delta_c = \sum \cdot m_v \cdot \Delta \sigma \cdot H \quad (18)$$

O bien, expresada de la siguiente forma, para un estrato de espesor ΔZ :

$$\delta_c = \sum \cdot \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \cdot \Delta Z \quad (19)$$

Donde:

m_v : coeficiente de deformación volumétrica dado por la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma \cdot (1 + e_0)} \quad (20)$$

Δe : variación de la relación de vacíos bajo el incremento de presión vertical $\Delta \sigma$ inducido a la profundidad Z por la carga superficial a partir del esfuerzo en sitio.

ΔZ : espesores de los estratos en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes. La sumatoria de los ΔZ corresponden al espesor H .

Por otro lado, los incrementos de la presión vertical $\Delta \sigma$ inducidos por la carga superficial se pueden calcular por medio de diversas teorías de cálculo de distribución de los esfuerzos con la profundidad, por ejemplo: Boussinesq (1883), Westergaard (1938), Fadum (1941), Newmark (1942) o métodos similares.

Esfuerzos Efectivos de los Suelos

Según (Alva) el suelo es una estructura semejante a un esqueleto de partículas sólidas, formando un sistema intersticial de vacíos. Dichos vacíos, están llenos de agua o llenos de aire. El comportamiento de un suelo se determina mediante la interacción de la estructura del suelo y el fluido de los vacíos. La mayoría de daños en estructuras son provocados principalmente por: tipo de suelo, clima, vegetación y espesor de la fundación. Para entender como evaluar los esfuerzos que actúan en un suelo, es necesario conocer su propio peso, así como la acción de carga externa generada por una obra ingenieril.

Unido a lo anterior, los suelos presentan características que generan problemas y deben considerarse al momento de identificar un suelo (Solano, 2019):

- El suelo es inisotrópico, no posee un relación lineal de esfuerzo - deformación.
- Posee "memoria". El comportamiento depende de los esfuerzos a los cuáles ha estado sometido a lo largo de su historia, tiempo y medio físico.
- El suelo es distinto en cada sitio.
- Los estudios de suelos se hacen a partir de muestras obtenidas in situ.
- Los suelos son susceptibles a cambios, por lo que el comportamiento medido en laboratorio puede ser diferente al presente in situ.

El estado de esfuerzos que resulta en cada cara de una masa de suelo definida se caracteriza por una componente de esfuerzo normal (σ) y dos de cortante (τ) en las 3 direcciones de referencia x, y, z.

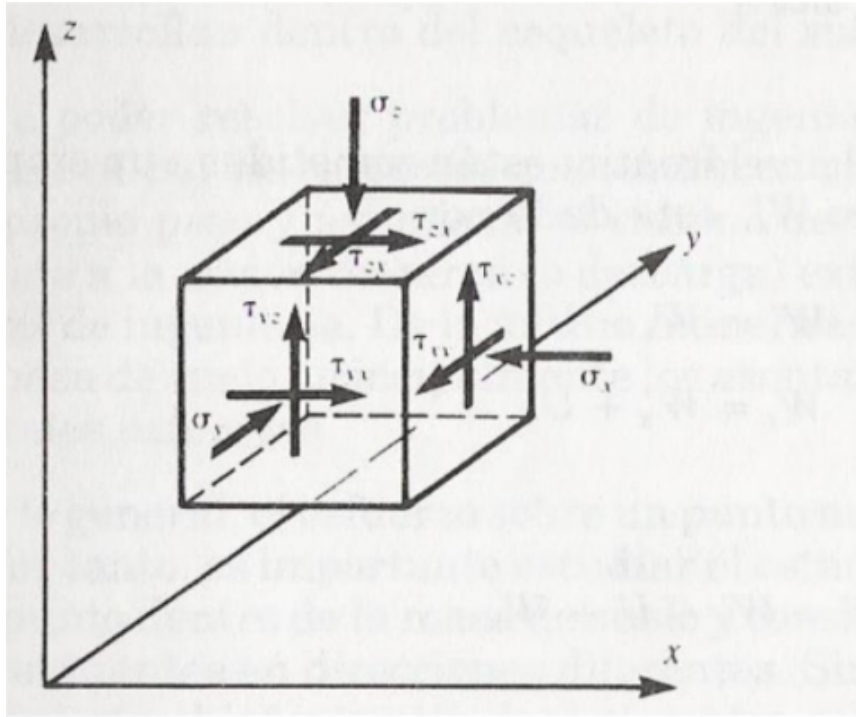


Figura 17. Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo
Fuente: Calameo.

La aplicación de cargas debido a obras de ingeniería civil, dependen del espesor y la uniformidad de la masa del suelo, las propiedades esfuerzo-deformación, así como el tamaño y forma del área cargada.

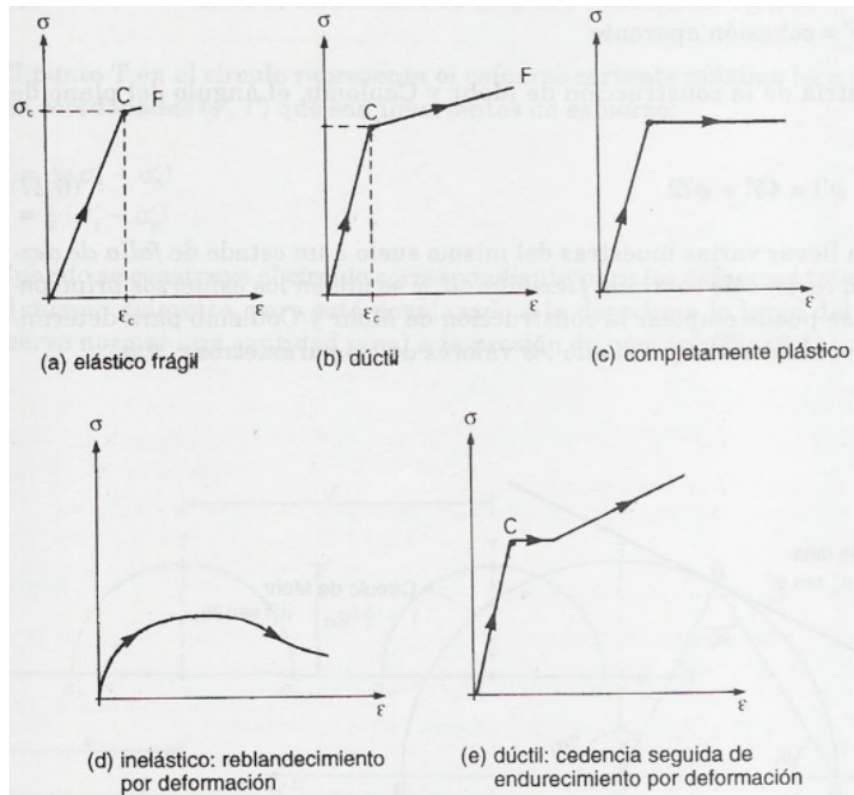


Figura 18. Comportamiento esfuerzo-deformación unitaria.

Fuente: Calameo. <https://es.calameo.com/read/0047495691895ad87b8f7>

La comprensibilidad de un suelo sujeto a cargas o descargas, se debe a su capacidad de deformación de vacíos, que usualmente se debe al desplazamientos de agua. Además, la resistencia de un suelo es su capacidad última de resistencia a la carga.

La comprensibilidad y la resistencia dependen de la diferencia entre el esfuerzo total debido a la carga externa (edificación) y la presión de poros. A dicha diferencia se le llama, esfuerzo efectivo, y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma' = (\sigma - \mu) \quad (21)$$

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Terzaghi (1923), como se mostró en la ecuación anterior. Además, según Lambe y Whitman (1969), el esfuerzo efectivo se define mediante los siguientes principios:

1. El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.
2. El esfuerzo efectivo controla la comprensibilidad y resistencia de un suelo.

En su estado natural, estos suelos son capaces de soportar grandes magnitudes de esfuerzo vertical, donde se obtiene como resultado una pequeña compresión vertical y por ende, asentamientos casi despreciables. No obstante, ante un incremento de la humedad, el fenómeno de asentamientos toma gran valor.

Grado de Expansión: Para determinar la expansión del suelo se realiza el ensayo de Consolidación Unidimensional, según la norma ASTM D-2435. Según el (CCCR, 2009) el objetivo principal se define como "la capacidad para medir parámetros de deformación, calcular asentamientos y expansión en suelos arcillosos (cohesivos)". Además, existe una prueba llamada comúnmente "prueba de expansión libre". Dicha prueba consiste en colocar una muestra en el anillo de consolidación que represente la humedad en sitio, donde se colocan piedras porosas por arriba y abajo (secadas al aire). Después se deja pasar agua a través de las piedras, para medir la expansión vertical como función del tiempo. La diferencia de altura de la muestra es proporcional al aumento de volumen. A continuación, se muestra un cuadro que relaciona el grado de expansión y el porcentaje del cambio de volumen del suelo.

Cuadro 9. Relación entre el grado de expansión del suelo y el porcentaje de cambio de volumen

Grado de expansión	Cambio de volumen (%)
Bajo	0 - 1.5
Medio	1.5 - 5
Alto	5 - 25
Muy alto	> 25

Fuente: Arancibia, 2003.

Por otro lado, el Manual de Carreteras Chileno en la sección 2.504.406 menciona que siempre que hayan sospechas de presencia de suelos expansivos, se deben realizar ensayos para determinar el comportamiento, y su influencia en la estructura. Para esto, se hace uso del Cuadro en el cual se correlaciona la expansividad de un suelo con los límites de consistencia.

Cuadro 10. Grados de expansividad según límites líquido

Grado de expansión	Límite líquido
No hay hinchamiento	0 - 20
Bajo hinchamiento	20 - 35
Hinchamiento medio	35 - 50
Alto hinchamiento	50 - 70
Hinchamiento muy alto	70 - 90
Hinchamiento extra alto	> 90

Fuente: Solano, 2017.

Capacidad Soportante

Capacidad de soporte admisible

Para la determinación de la capacidad de soporte, para un sistema de cimentación convencional superficial pueden utilizarse los factores de reducción, mencionados en el Código Sísmico de Costa Rica, para la última capacidad soportante. Por medio de esta metodología se indica que para soportar las cargas últimas y sus combinaciones, el suelo deberá satisfacer la siguiente relación:

$$q_{um\acute{a}x} \leq \phi \cdot q_{\acute{u}lt} \quad (22)$$

Donde:

$q_{um\acute{a}x}$: Esfuerzo máximo transmitido al suelo por la cimentación con las cargas últimas (kPa).

$q_{\acute{u}lt}$: Capacidad de soporte última del suelo (kPa).

Los factores ϕ se estiman como se muestra a continuación:

Cuadro 11. Factores de reducción ϕ para la capacidad soportante de los suelos

Combinaciones 6-1 y 6-2	$\geq 0,25$	0.5
	< 0.25	0.6
Combinaciones 6-3 y 6-4	$\geq 0,25$	0.67
	< 0.25	0.83

Fuente: CFIA, 2003.

Como parte de las propiedades mecánicas que se determinan en un suelo, es necesario conocer la resistencia, para así tener una noción de su comportamiento futuro. Este proceso consiste en conocer la respuesta del suelo ante diferentes cargas a través de la cimentación.

Las cimentaciones superficiales para que tengan un buen desempeño deben presentar dos características; 1) ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta y 2) no puede experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo (Das, 2011). Existen una serie de parámetros que determinan la capacidad soportante del suelo, algunos de estos son:

- Cohesión
- Ángulo de fricción
- Peso específico del suelo
- Profundidad de la cimentación
- Geometría de la cimentación

La cohesión del suelo es la adherencia de las partículas del suelo debido a la atracción de las fuerzas moleculares que están presentes, mientras que el ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, la forma y tamaño; por ejemplo, gravas). Al utilizar estimaciones estadísticas, los parámetros del suelo pueden diferir mucho, por esto es necesario que al momento de utilizar una tabla los valores interpolados sean de fuentes confiables.

Relation of Consistency of Clay, Number of Blows *N* on Sampling Spoon, and Unconfined Compressive Strength

Consistency	<i>q_u</i> in tons/ ft ²					
	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
<i>N</i>	< 2	2–4	4–8	8–15	15–30	> 30
<i>q_u</i>	< 0.25	0.25–0.50	0.50–1.00	1.00–2.00	2.00–4.00	> 4.00

Figura 19. Relación de la consistencia de las arcillas, números de golpes *N* y la resistencia a la compresión inconfiada

Fuente: Terzaghi and Peck. Descriptors of Soil from SPT *N* Values. ASTM D-1586-18.

La ecuación propuesta por Peck, Hanson y Thornburn es de las más utilizadas para determinar la capacidad de soporte admisible (*q_a*) de un suelo es la siguiente:

$$q_a = 1000 \cdot N_{\text{corregido}} \quad (23)$$

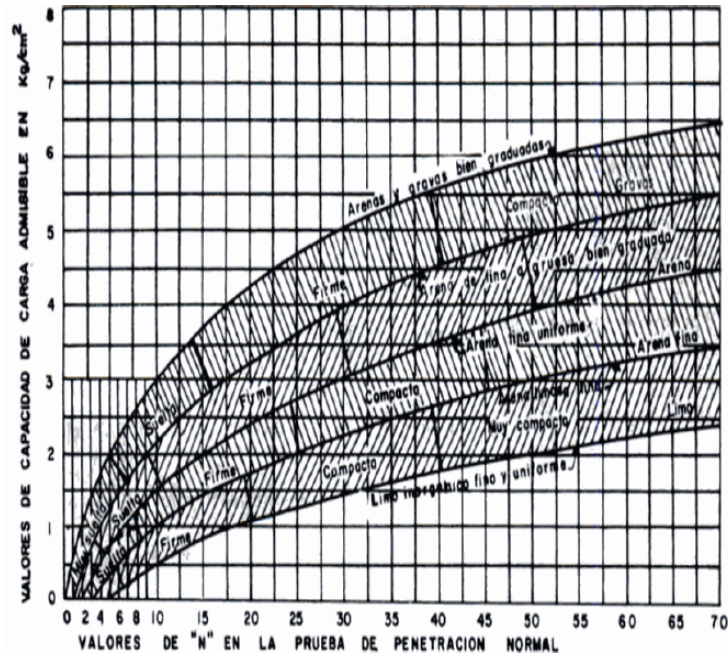


Figura 20. Capacidad admisible del suelo vs de golpes del ensayo de SPT
Fuente: Villalaz, 2004.

Por otro lado, la geometría de la cimentación es un parámetro importante a considerar en el momento de determinar la capacidad de soporte, ya que es la encargada de transmitir las cargas concentradas sobre una extensión del suelo. Las zapatas aisladas cuadradas o rectangulares, son aquellas sobre las que carga un solo pilar; ya sea, muro o columna, se encarga de transmitir estas cargas. Además, la profundidad se mide desde el nivel de la superficie de terreno a la base de la cimentación.

El calculo de la capacidad soportante del suelo, se obtiene como la división de la carga límite entre un factor de seguridad, que se recomienda sea según Terzaghi, menor o igual a 3. Unido a esto, la presión máxima que se somete a la cimentación, sin que este penetre en el suelo, se denomina capacidad máxima de carga límite. Por tanto, para calcular la capacidad última del suelo por medio del método de diseño de esfuerzos de trabajo, se utiliza la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (24)$$

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 \cdot B}{2} \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad (25)$$

O bien, algunas veces el peso del suelo sobre el cimiento puede ser considerado como una carga externa adicional, y en este caso la ecuación varía circunstancialmente:

$$q_{ult} = \frac{\gamma_1 \cdot B}{2} \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot (N_q - 1) \quad (26)$$

Donde:

q_{ult} : Capacidad de soporte última.

B: Ancho mínimo de la cimentación.

C: Cohesión.

γ_1 : Peso volumétrico del suelo por debajo del nivel de desplante.

γ_2 : Peso volumétrico por encima del nivel de desplante.

D_f : Nivel de desplante

N_γ , N_c , N_q : Factores de capacidad de carga. Ver anexos adjuntos.

Determinación del coeficiente de balasto k_s

El concepto de coeficiente de balasto fue introducido por Emil Winkler en 1876, el cual fue utilizado en el análisis de traviesas del ferrocarril, donde la capa de grava que soporta las cargas, se denominó Balasto (Requena, 2007).

El coeficiente de balasto o también llamado coeficiente de rigidez o módulo de balasto se define como un parámetro, para estimar las deformaciones en los suelos producto de las cargas que son transmitidas a una losa de fundación y estos a los niveles de suelo donde se apoyan. Además, estas deformaciones no pueden ser computadizadas, ya que son asientos resultado de la consolidación instantánea en el suelo. El coeficiente de balasto relaciona la tensión transmitida por una placa rígida al suelo con la profundidad de dicha placa.

Como se mencionó, el coeficiente representa la rigidez del suelo frente a los asentamientos; por lo que un valor alto representa un suelo rígido sobre el cual los asentamientos no generan grandes asientos, a diferencia de que cuando el coeficiente es bajo, se asume un suelo blando y mayores deformaciones. El coeficiente de balasto es determinado como el cociente entre la presión de contacto y la penetración o asentamiento obtenido por medio de los ensayos, y la fórmula se muestra a continuación:

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (27)$$

Los coeficientes de balasto, que intervienen en el estudio y diseño de las cimentaciones, no son magnitudes fácilmente medibles, ni tabulables, por lo que depende de muchas variaciones para ser calculado de una manera correcta. Normalmente, el módulo de balasto se determina aplicando el ensayo de placa de carga, ya que, las placas utilizadas presentan los diámetros establecidos de 30, 90 y/o 76,2 cm (k_{30} , por ejemplo). No obstante, la aplicación de este ensayo normalmente, se utiliza para obras civiles debido a su costo, y no tanto en edificación. Para este caso, el CTE-SEC establece unos valores de k_{30} que pueden ser utilizados conociendo el tipo de suelo presente en la zona. Este ensayo es utilizado como un coeficiente de balasto vertical aplicado a losas.

Cuadro 12. Valores orientativos del coeficiente de balasto k_{30}

Tipo de suelo	Coefficiente de balasto k_{30} (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 - 30
Arcilla media	30 - 60
Arcilla dura	60 - 200
Limo	15 - 45
Arena floja	10 - 30
Arena media	30 - 90
Arena compacta	90 - 200
Grava arenosa floja	70 - 120
Grava arenosa compacta	170 - 300
Margas arcillosas	200 - 400
Rocas algo alteradas	300 - 5000
Rocas sanas	> 5000

Fuente: CTE-SEC.

Además, Terzaghi propuso valores para k_{30} , los cuales son:

Cuadro 13. Coeficiente de balasto k_{30} , propuestos por Terzaghi

Tipo de suelo	Capacidad admisible q_u (kg/cm ²)	Coeficiente de balasto k_{30} (kg/cm ³)
Arcilla consistente	1 - 2	1.6 - 3.2 (2.5)
Arcilla media	2 - 4	3.2 - 6.4 (5)
Arcilla dura	> 4	> 6.4 (10)

Fuente: Rodríguez Ortiz, 1989.

Según (Requena, 2007) menciona que Winkler en investigación determina que el modelo de interacción suelo estructura depende de la geometría de la cimentación y de las cargas que estas soporta, y no solo depende del suelo como tal. Terzaghi indicó que el coeficiente de balasto es proporcional al ancho de la placa, por eso propuso las siguientes relaciones:

- Para losas cuadradas:

$$k = \frac{k_{30} \cdot 0,3}{B} \quad (28)$$

- Para losas rectangulares:

$$k' = \frac{2}{3} \cdot k \cdot \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \quad (29)$$

Mediante el módulo de deformación E_o : Según Vogt, es posible determinar el coeficiente de balasto de la siguiente manera; donde los valores para E_o se encuentran en los anexos:

1. Cimentación circular:

$$k = 1,392 \cdot \frac{E_o}{\sqrt{A}} \quad (30)$$

2. Cimentación rectangular:

$$k = 1,330 \cdot \frac{E_o}{\sqrt[3]{a \cdot b^2}} \quad (31)$$

Tipo de suelo	Módulo de deformación	Coefficiente de balasto
	Eo (kg/cm ²)	Ks30 (kg/cm ³)
Suelo fangoso	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
Arena seca o húmeda, suelta (Nspt 3 a 9)	0.16H a 0.48H	1.20 a 3.60
Arena seca o húmeda, media (Nspt 9 a 30)	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
Arena seca o húmeda, densa (Nspt 30 a 50)	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H	10.00 a 12.00
Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
Arcilla blanda (qu 0.25 a 0.50 kg/cm ²)	15 a 30	0.65 a 1.30
Arcilla media (qu 0.50 a 2.00 kg/cm ²)	30 a 90	1.30 a 4.00
Arcilla compacta (qu 2.00 a 4.00 kg/cm ²)	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (qu 4.00 a 10.00 kg/cm ²)	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco	500 a 2500	22 a 110
Marga	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano	40000 a 800000	1700 a 3600
H=profundidad de cimentación en cm		

Figura 21. Valores del módulo de deformación E_o y coeficiente de balasto k_{s30}
Fuente: Jiménez Salas, 1980.

Mediante tabulaciones publicadas: Morrison (1993), presenta valores del coeficiente de balasto o módulos de Winkler evaluados en función de la resistencia admisible del terreno. Dichos valores, planteados por Terzaghi corresponden a valores de carga mediante la extrapolación:

Cuadro 14. Criterios de coeficiente de balasto según la capacidad admisible del suelo.

Capacidad soportante del terreno (kg/cm ²)		
Suelo blando	Suelo intermedio	Suelo rígido
0.25 - 1.50	1.55 - 2.80	2.85 - 4.00
Rango módulo de reacción del suelo (kg/cm ³)		
0.65 - 3.10	3.19 - 5.60	5.70 - 8.00

Fuente: Nelson Morrison, 1993.

Cuadro 15. Criterios de capacidad admisible según tipo de suelo

Perfil	Tipo de suelo	Capacidad admisible q_{adm} (kg/cm ²)
S0	Roca dura	$6 < q_{adm} \leq 12$
S1	Muy rígido	$3 < q_{adm} \leq 6$
S2	Intermedio	$1.2 < q_{adm} \leq 3$
S3	Blando flexible	$q_{adm} \leq 1,2$

Fuente: Nelson Morrison, 1993.

Además, Bowles (1974) presenta una forma para determinar el coeficiente de balasto en función de la capacidad admisible del suelo:

$$k_s = \frac{F_s \cdot q}{\delta} \quad (32)$$

Resultados de laboratorio y relaciones teóricas: Mediante la determinación del tipo del suelo presente según la clasificación SUCS y el índice portante CBR es posible obtener el módulo de balasto para una placa de 30 cm de diámetro. El nomograma que se muestra a continuación permite relacionar dichos parámetros.

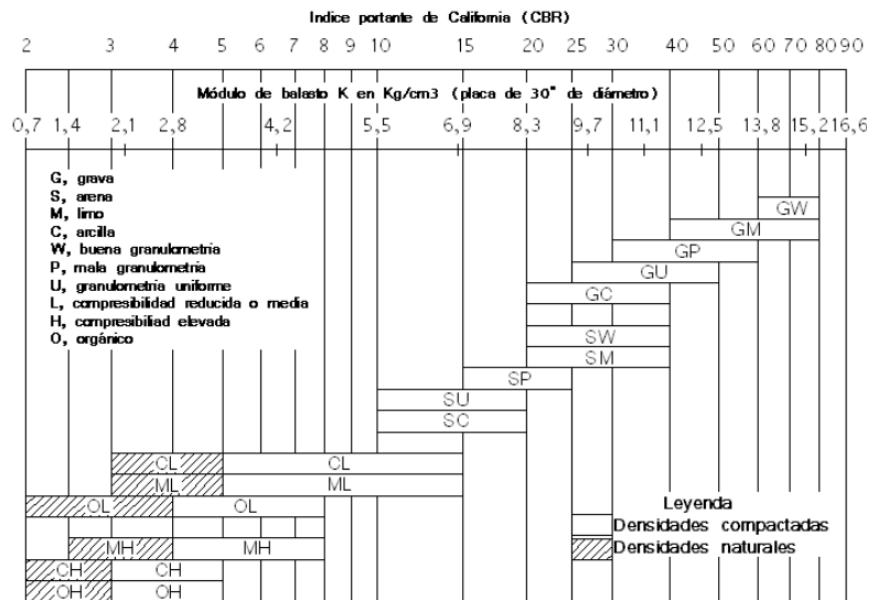


Figura 22. Nomograma de relación entre el Coeficiente de balasto, el tipo de suelo y el índice portante del CBR.

Fuente: Proyecto de estructuras de hormigón, Winter G., 1997.

Asentamientos

Los asentamientos son el problema más común en el momento en que debemos analizar agrietamiento en una estructura, lo cual está relacionado con el diseño, la construcción y el uso de la edificación, hasta los problemas geotécnicos, como en el caso de suelos colapsables. Según (C.C.C.R, 2009) las deformaciones del suelo provienen de la variación del volumen o de la forma, causadas por los cambios en las condiciones de esfuerzos. Tales deformaciones pueden ocasionar asentamientos o levantamientos (material con características expansivas). El asentamiento de una estructura puede ser de dos tipos, como se muestra a continuación:

Clasificación de asentamientos

En síntesis, los asentamientos se definen como "el desplazamiento permanente en dirección vertical que sufre una fundación". Normalmente, el factor que se considera primordialmente al momento de diseñar una cimentación es la capacidad de soporte del suelo, sin embargo, debe ser necesario realizar un estudio sobre el comportamiento de deformación del suelo. En suelos finos, de baja permeabilidad, los asentamientos por consolidación suceden tiempo después de aplicada la carga y pueden ocurrir con gran magnitud, es por esto que Socualaya (2017) menciona que partiendo de las cargas impuestas a la cimentación, los asentamientos se pueden dividir en:

- Asentamiento uniforme o total:

Es el descenso de la estructura como un todo. Depende básicamente de los niveles de esfuerzo globales impuestos por la estructura y de la compresibilidad del medio soportante.

- Asentamiento diferencial:

Los asentamientos diferenciales se definen, como los desplazamientos verticales de un punto o cimentación de la edificación. Se genera por la deformación relativa entre dos cimientos que ocasionan daños en la estructura. Las variables que afectan este comportamiento son: las cargas estructurales, la rigidez de la cimentación y la variabilidad de las características de deformabilidad del suelo. Además, existen los asentamientos totales y esto es el desplazamiento mínimo presentado en un perfil de asentamientos diferenciales de una edificación; reciben este nombre porque representan el asentamiento total.

Unido a lo anterior, la acción conjunta de estos tres componentes dan origen a los asentamientos totales más comunes, los cuales se detallan a continuación:

- Asentamiento instantáneo o elástico: se refiere a la deformación del suelo en forma inmediata cuando se aplica una carga estructural, pero sin ningún cambio en su volumen.

- Asentamiento por consolidación primaria: deformación que ocurre después de colocada la carga. Es ocasionada por la expulsión de agua de los vacíos de aire, finaliza cuando se ha estabilizado el esfuerzo efectivo, y la presión de poro se haya disipado. Corresponde a una deformación unidimensional.
- Asentamiento por consolidación secundaria: igual a la consolidación primaria, sin embargo el proceso continúa. Este comportamiento se da por la presencia de deformaciones en el esqueleto sólido del suelo. Normalmente, se presenta en suelos cohesivos con abundante materia orgánica, suelen ser bastante blandos y no suelen cimentarse .

Además, es importante a parte de los diferentes tipos de asentamientos explicados considerar la distorsión angular, la cual se define como la relación entre el asentamiento diferencial entre cimientos vecinos y la luz libre de la viga (C.C.C.R, 2009). Corresponde a deformaciones diferenciales en la masa del suelo, producto de la rigidez de la estructura de cimentación, las cuales se traducen en una fuerza de momento adicional que tiende a voltear la edificación. La capacidad de deformación y las cargas transmitidas conforman el conjunto de variables a considerar en este tipo de asentamiento.

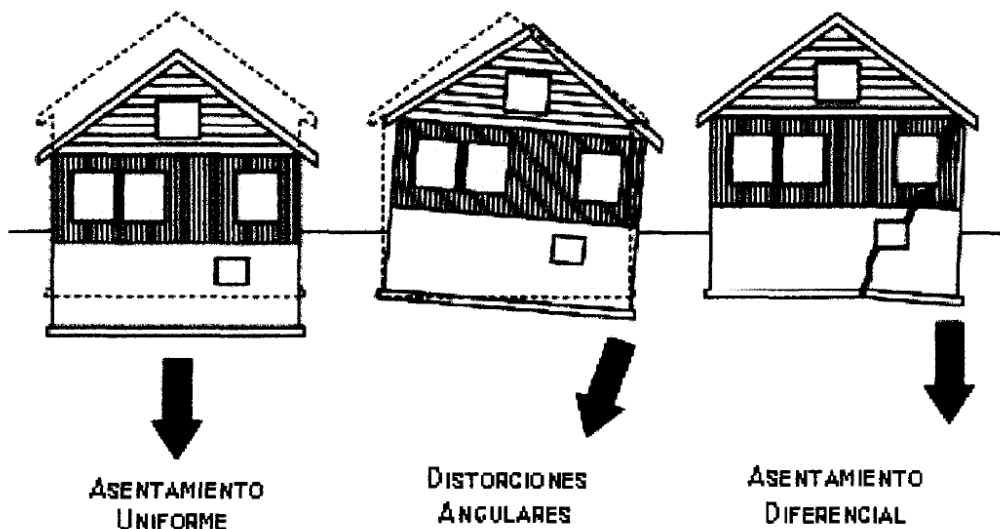


Figura 23. Tipos generales de asentamientos

Fuente: <https://www.younglinglaw.com>

El perfil de asentamientos permite entender cuales son las zonas con mayor magnitud de movimiento, ya que, permite ver cuales son los elementos expuestos a ser más afectados.

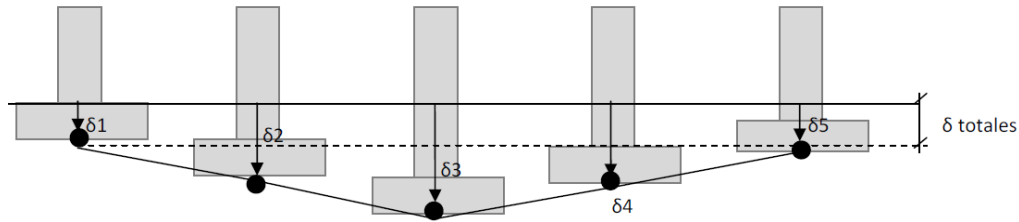


Figura 24. Perfil de asentamientos

Fuente: Viviescas, 2010.

Causas de los asentamientos

Se pueden determinar cuales son algunas de las principales causas de asentamiento en una edificación; descritas de la siguiente manera:

1. Asentamiento debido directamente al peso de la estructura y las cargas estructurales

El peso de la estructura puede generar compresión en los diferentes estratos del suelo y generar deformaciones elásticas o bien, procesos de consolidación. Usualmente la Carga Muerta es la que se considera para el análisis de asentamientos, no obstante, en algunos casos dependiendo del uso que se le da a la edificación las Cargas Vivas, representan un alto porcentaje de la carga transmitida. Los asentamiento del suelo producido por las cargas estructurales provienen de dos componentes:

- Cambio en la relación de vacíos del suelo, denominado asentamiento por compresión.
- Distorsión del suelo justo debajo de la carga aplicada, denominado asentamiento por distorsión o contacto.

2. Asentamientos productos de influencias secundarias

Generalmente este tipo de asentamientos se dan a largo plazo en la edificación; producto de la infiltración de agua y/o por desastres naturales (terremotos o inundaciones). Además, un factor importante se presenta cuando hay descensos (hundimientos) en el nivel de suelo en áreas específicas del terreno. Por otro lado, en suelos expansivos los asentamientos pueden darse por la saturación y desecación -conlleva un desplazamiento vertical con dirección hacia abajo- de los estratos arcillosos. Caso inverso se da cuando hay una saturación, y el desplazamiento ocurre con dirección hacia arriba. En algunos casos, la saturación puede derivar en un colapso del suelo. Este tipo de asentamientos no se dan de manera permanente en una edificación por lo que normalmente es un proceso cíclico.

3. Errores en los diseños geotécnicos

Se deben principalmente a malos cálculos (suponer mal la capacidad admisible del terreno por ejemplo), ya que esto se refleja en el diseño de las cimentaciones, con áreas diferentes a las correctas, aumenta el esfuerzo aplicado y/o excede los esfuerzos admisibles del suelo portante

4. Cambios en las propiedades del suelo

Los suelos sufren cambios a futuro, en relación con la erosión y el agua. Muchas veces el agua puede afectar porque se dañan ductos de servicio como los acueductos y alcantarillados; es por esto que el contenido de humedad puede tener efectos negativos en la capacidad portante.

5. Malos procesos constructivos

El mal colado de las cimentaciones, especialmente cuando se incumple con las alturas máximas de vertimiento del concreto, provoca segregaciones en los agregados, disminuyendo el área de contacto.

A continuación se muestra un cuadro realizado por la "U.S Army Corps of Engineers", cuyo objetivo es mostrar las causas de los diferentes comportamientos del suelo ante la presencia de asentamientos.

Cuadro 16. Causas de asentamientos

Causa	Características
Compresión del suelo debajo de la fundación, por la acción de las cargas.	Suelos suaves, arcillas normalmente consolidadas y suelos compresibles.
Compresión de arcillas suave producto del descenso en el contenido de humedad.	El incremento de los esfuerzos efectivos produce asentamientos sin un incremento de las cargas.
Compresión del suelo de fundación producto de un aumento de humedad.	El aumento de humedad puede darse a un ascenso del nivel freático o por infiltraciones.
Contracciones del suelo cohesivo debido al estado seco del material.	Mayor susceptibilidad en arcillas plásticas. Se debe al incremento en la temperatura del suelo debajo de la fundación. Un humedecimiento de este suelo conlleva a un hinchamiento.
Pérdida de material de fundación producto de la erosión.	La acción de agentes erosivos como viento y agua.
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido a la formación de sumideros o pozos .	Suelos que sobreyacen materiales con altas razones de vacíos.
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido a la licuación parcial o total del material de fundación.	Arenas sueltas y saturadas resultan más susceptibles.

Fuente:U.S Army Corps of Engineers

Estado Límite de Servicio

La revisión ante los estados límites de servicio "...consiste en la comparación de los asentamientos, inclinaciones y deformaciones diferenciales máximos admisibles con los valores calculados" (C.C.C.R, 2009). Estos valores resultantes deben ser tales que no causen daños a la cimentación, la superestructura y sus instalaciones, así como a los elementos no estructurales y acabados, ni a construcciones vecinas o servicios públicos.

La revisión de estos estados límite es una tarea compleja, ya que depende de las variables: la heterogeneidad del terreno y la representación de los ensayos realizados. Tal labor es más difícil para el cálculo de la distorsión angular o los giros, a diferencia del asentamiento total como se ha mencionado en secciones anteriores para el cálculo de asentamientos.

El asentamiento total puede utilizarse como criterio de límite de asentamientos permisibles. Algunas directrices simples de este criterio se presentan en la siguiente figura:

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	15 – 30 cm
	Acceso	30 – 60 cm
	Estructuras con muros de mampostería	2.5 – 3.0 cm
	Estructuras reticulares	5.0 – 10.0 cm
	Silos y placas	7.0 – 30.0 cm
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y ancho
	Inclinación de chimeneas y torres	0.004 l
	Rodadura de caminos, etc.	0.01 l
	Almacenamiento de mercancías	0.01 l
	Funcionamiento de máquinas telares de algodón	0.003 l
	Funcionamiento de máquinas turbo generadoras	0.0002 l
	Carriles de grúas	0.003 l
	Drenaje de soleras	0.01 – 0.02 l
Asentamientos diferenciales	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005 – 0.001 l
	Fábrica de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001 – 0.002 l
	Fisuración de repellos	0.001 l
	Marcos de concreto reforzado	0.0025 – 0.004 l
	Muros de concreto reforzado	0.003 l
	Marcos metálicos continuos	0.002 l
	Marcos metálicos sencillos	0.005 l

Figura 25. Asentamiento total admisible

Fuente: C.C.C.R, 2009 (Adaptado de Sowers 1979)

Los daños ocasionados a los edificios se producen a causa de asentamientos diferenciales y las distorsiones angulares (Δ). Así como se mostraron los valores admisibles para los asentamientos, a continuación se presenta un criterio utilizado para los valores admisibles de la distorsión angular.

Distorsión angular Δ	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios
1/150	Considerable agrietamiento en paneles y muros de mampostería
1/250	Límite en el que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos pueden ser visibles
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Límite en que se deben esperar las primeras grietas en muros
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas
1/650	Límite para edificios de concreto cimentados sobre un solado de espesor aproximado de 1.20 m
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Figura 26. Distorsión angular límite para distintas condiciones

Fuente: C.C.C.R, 2009 (Adaptado de Bjerrum 1963)

Un asentamiento total o diferencial puede afectar una estructura hasta el punto de producir la falla, por lo tanto el suelo debe tener capacidad soportante suficiente para no producir asentamientos ante los esfuerzos generados.

Análisis Estructural

El modelo de interacción suelo - estructura propuesto por Winkler, menciona que el coeficiente de balasto también depende de la geometría de la cimentación y de la estructura que esta sostiene y que no solo es función exclusiva del suelo (Requena, 2007). La principal característica de este método, es que considera el suelo como un conjunto infinito de muelles situados bajo una viga deformable (cimentación).

Existe una gran cantidad de razones por las cuales se pueden presentar grietas en una edificación. Normalmente, estas se generan por un sismo, por asentamientos en el suelo, por Cargas adicionales no contempladas en el diseño original, entre otras. Unido a lo anterior, la presencia de grietas en muros, columnas o vigas no solo depende de la fuerza o carga presente, sino que también de las propiedades físico - mecánicas en los elementos que reciben estos esfuerzos.

Esfuerzos en la estructura debido a movimientos del suelo

Primeramente, para entender las principales razones de aparición de grietas en la estructura, es necesario conocer los esfuerzos que provocan los movimientos del suelo en la estructura. Los movimientos en el suelo se pueden dar en cualquier dirección, al igual que los elementos de la edificación, ya sean horizontales en el eje "x", verticales en el eje "y" y/o por rotaciones en los elementos.

Según (Viviescas, 2010) los movimientos verticales en los elementos se distinguen por dos componentes: los asentamientos y la expansión; algunos autores denominan la expansión como un asentamientos negativo. A continuación, se mencionan los principales movimientos verticales que se pueden presentar en el comportamiento suelo-estructura.

Movimientos verticales en un punto del pórtico: Las distorsiones verticales se deben básicamente a asentamientos o expansiones del suelo. En este tipo de movimientos es evidente porque las grietas aparecen en las esquinas de las puertas, ventanas y muros con un ángulo de 45 grados (sin presencia de vanos). Los asentamientos se dan en la cimentación, afectan elementos como pilas, pilotes y zapatas. Los movimientos descendentes en un punto, son definidos como asentamientos diferenciales, respecto a otro punto.

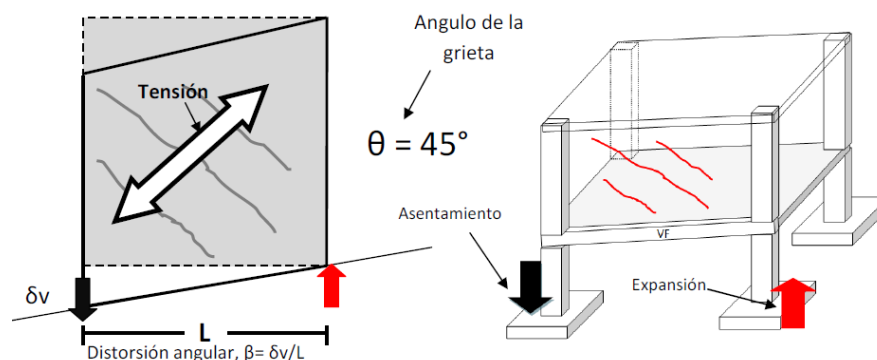


Figura 27. Grietas debido a movimientos verticales en un punto.

Fuente: Viviescas, 2010.

Movimientos verticales en dos o más puntos del pórtico: Los movimientos en varios puntos son muy comunes, y se deben principalmente a la reacción que existe del suelo ante

la presencia de las cargas impuestas por la edificación. En los movimientos descendientes se presentan asentamientos diferenciales y totales, donde; los totales se refieren a la magnitud mínima en un conjunto de asentamientos diferenciales.

Al igual que en el caso anterior, estos movimientos afectan las pilas, pilots y zapatas. Unido a esto, los movimientos no alteran el nivel de la cimentación, sino más bien se provoca una distorsión en las áreas subyacentes a la cimentación, lo cual resulta en esfuerzos como los que se muestran a continuación:

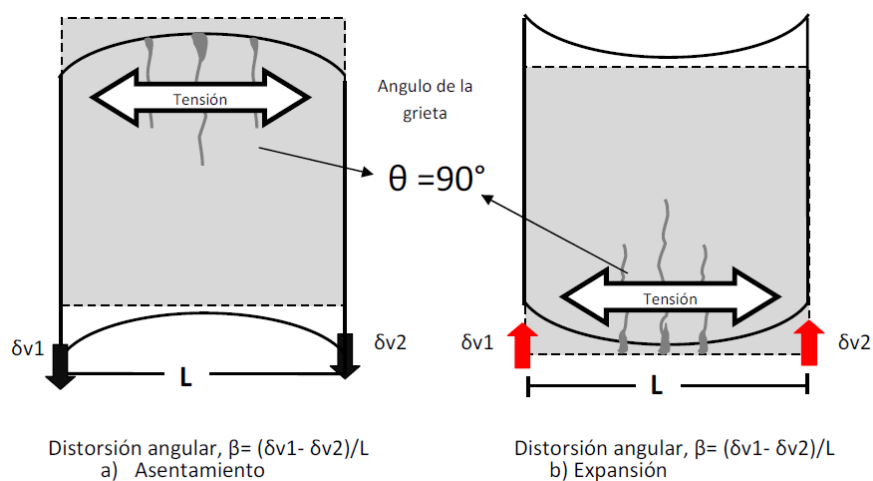


Figura 28. Grietas debido a movimientos verticales en dos o más puntos.

Fuente: Viviescas, 2010.

Estos movimientos son el resultado de desplazamientos homogéneos de las cimentaciones, pero en la mayoría de los casos hay una variante del movimiento en alguno de sus puntos, lo que provoca un cambio en el diagrama de esfuerzos.

Movimientos verticales en un eje del pórtico: Se dan por movimientos en los elementos de enlace de las cimentaciones. La principal razón que genera este comportamiento se debe a los asentamientos.

Una de las evidencias es la presencia de una distorsión en la losa de piso, sin afectar los extremos, ya que estos se mantienen a un mismo nivel de la edificación. Los esfuerzos máximos que se dan en los muros, son muy similares a los presentes en los movimientos de dos o más

puntos, con la diferencia que los esfuerzos se presentan en la zona contraria.

Por ejemplo, al deformarse un eje del pórtico el esfuerzo en tensión se evidencia en la zona más elevada del muro ante la presencia de un suelo expansivo (Figura 29), sin embargo, si este comportamiento expansivo se da únicamente en las columnas laterales del muro, el esfuerzo tensional ocurre en la zona baja del muro.

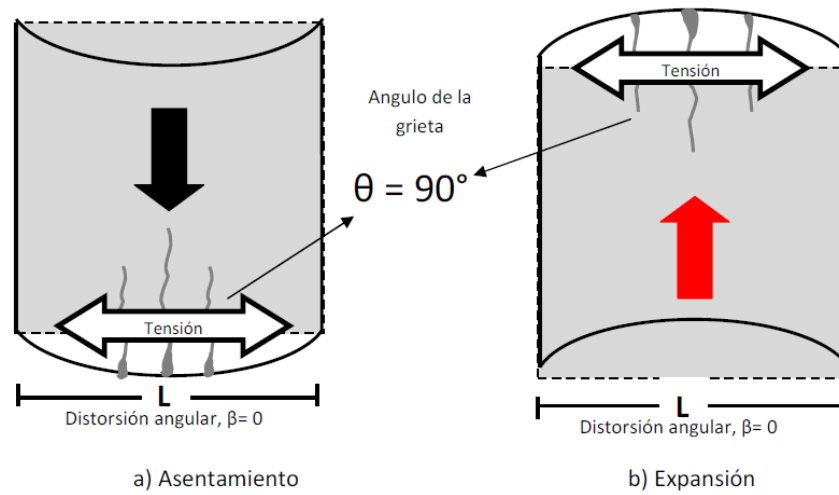


Figura 29. Grietas debido a movimientos verticales en un eje del pórtico.
Fuente: Viviescas, 2010.

Agrietamiento

Según (C.C.C.R, 2009) los asentamientos en fundaciones pueden provocar en una obra; 1) alterar el aspecto de una estructura, provocar grietas en las paredes, dar lugar a que la estructura se incline lo suficiente para generar problemas en tuberías, de servicio o gradas de acceso y 2) producir fallos estructurales e incluso hasta el colapso.

En primera instancia, la principal consecuencia de los asentamientos diferenciales es el agrietamiento de los elementos no estructurales; muros de corte y paños de mampostería, luego hay evidencia en elementos como vigas, columnas y losas. A continuación, se muestra el cuadro con los principales daños potenciales producto del agrietamiento de los elementos.

Cuadro 17. Descripción de daños debido al agrietamiento de elementos estructurales

Categoría	Descripción	Ancho de grietas	Δ	δ/L
Despreciable	Grietas imperceptibles	< 0.1 mm	< 3 cm	< 1/300
Muy leve	Visibles bajo una inspección rígida. Grietas finas que pueden ser tratadas en un proceso de remodelación.	1 mm	3 - 4 cm	1/300 - 1/240
Leve	Grietas que pueden ser rellenadas, sin embargo requieren un proceso de remodelación para disimular el tratamiento. Aparecen en el interior de la estructura y puede ser observada desde el exterior. Mal funcionamiento de puertas y ventanas.	3 mm	4 - 5 cm	1/240 - 1/175
Moderado	Grietas que deben ser tratadas desde su origen (Epóxicos). Replanteo de muros de mampostería. Mal funcionamiento de puertas y ventanas, posibles daños en tuberías.	5 - 15 mm	5 - 8 cm	1/175 - 1/120
Severo	Grietas que requieren parcial demolición del elemento afectado. Apreciables en grandes secciones de los muros. Pandeo de entresijos y posible pérdida de capacidad de carga de los elementos. Colapso de tuberías.	15 - 25 mm	8 - 13 cm	1/120 - 1/70
Muy severo	Involucra la reconstrucción parcial o total de la estructura. Vidrios reventados. Inestabilidad estructural de los elementos.	> 25 mm	> 13 cm	> 1/70

Fuente: Day, R. (2000)

Módulo de ruptura del concreto

El módulo de ruptura o momento de agrietamiento se refiere a la tensión máxima que puede soportar un elemento al estar sometido a cargas de flexión. La manera más adecuada de conocer el momento de agrietamiento es mediante pruebas de laboratorio para cada concreto, sin embargo a través de Códigos se han realizado ecuaciones que permiten determinar el momento de agrietamiento, sin la ejecución de ensayos de laboratorio. Es necesario conocer el valor práctico (modelación en SAP) para determinar si este sobrepasa el valor teórico considerando la resistencia del concreto. Si dicho valor, sobrepasa el momento de agrietamiento del concreto, significa la presencia de agrietamiento. Entonces, lo que se busca al diseñar una estructura, es que el módulo de agrietamiento del concreto sea lo suficientemente alto para soportar las cargas impuestas por la edificación. Dicho esto, existe una manera de obtener los valores mediante las ecuaciones del ACI 318-19:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (33)$$

$$f_r = 0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (34)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (35)$$

Donde:

I_g : Momento de inercia

f_r : Módulo de ruptura

λ : Valor de 1 para concretos de peso normal

M_{cr} : Momento de agrietamiento

b, h, y_t :

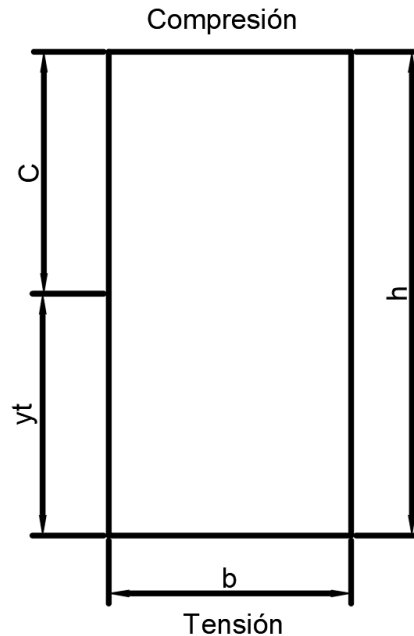


Figura 30. Dimensiones necesarias para determinar el momento de agrietamiento
Fuente: Propia.

Este estudio se refiere a los daños ocasionados por el suelo a la estructura, y según la información con la que se cuenta existen diferentes agrietamientos en muros; siendo, la tensión normal vertical la que refleja en el comportamiento del muro, Figura 30 para fines demostrativos del proyecto. Algunos de los principales parámetros de este comportamiento según Audell (1996) son:

- **Sentido del movimiento:** Normal.
- **Tipo de grieta:** Vertical.
- **Tipo de esfuerzo:** Tensión, en la pared superior ocasionada por una deflexión hacia abajo.
- **Característica:** Separación abierta, tendencia lineal, textura rugosa y con dirección hacia abajo cerrándose.
- **Ocurrencia:** Es común en paredes exteriores y en paredes internas hacia la sección central arriba.

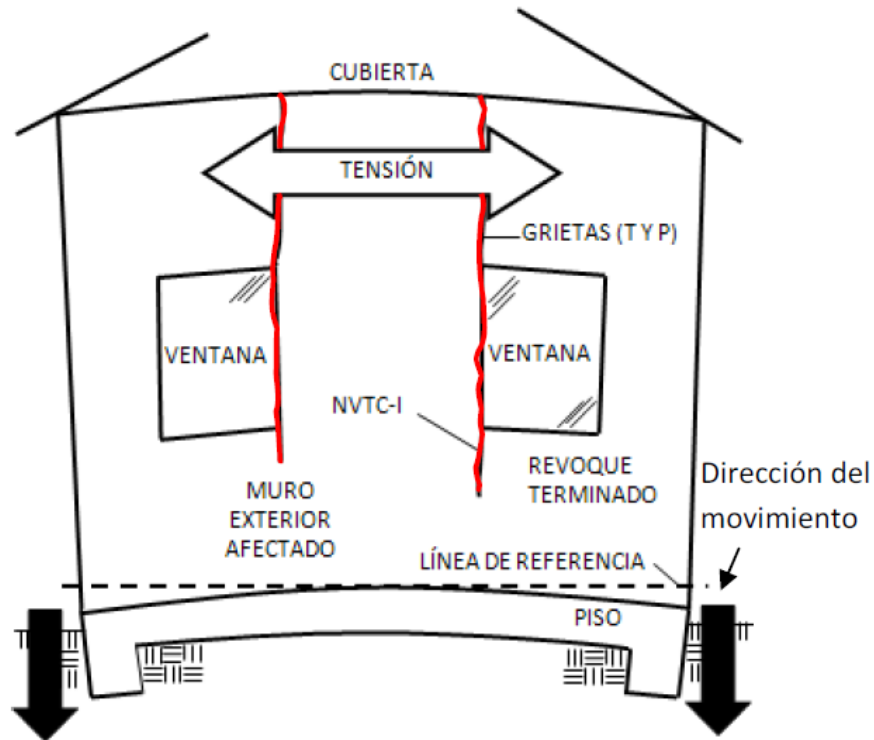


Figura 31. Descripción de la grieta

Fuente: Viviescas, 2010.

Técnicas de Mejoramiento de Suelos

Las técnicas de mejoramiento de suelos consisten en modificar las características de un suelo por una acción física o por la inclusión en el suelo de una mezcla del suelo con una material más resistente a los cambios que se puedan dar. Algunos de los beneficios obtenidos por aplicar dichas técnicas son:

- Aumentar la capacidad y/o a la resistencia al corte.
- Disminuir los asentamientos, tanto totales como diferenciales, y acelerarlos cuando suceden.

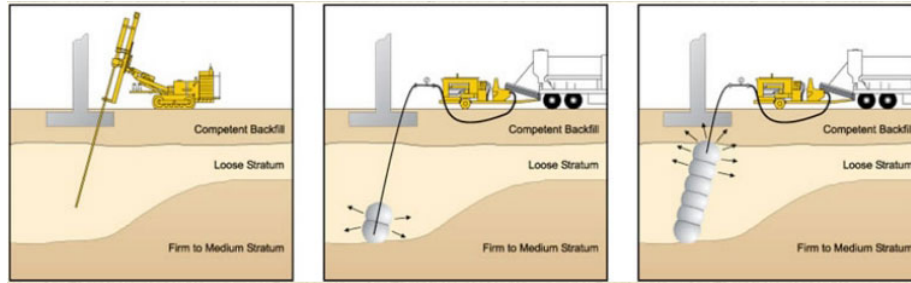


Figura 32. Mejoramiento de suelos

Fuente: Mora, 2020.

Según Mora (2020) existen varios métodos para el mejoramiento de suelos, como por ejemplo utilizando aditivos y sin uso de aditivos:

1. **Uso de aditivos**

Estabilización con cal:

- Se mejora la capacidad de carga.
- La cal retrasa el tiempo de reacción del suelo en 1.25 veces el tiempo que tarda sin cal.
- Mejora la resistencia a largo plazo.
- Mejora la estabilidad y rigidez ante la presencia de agua.

Estabilización con cemento:

- El suelo reacciona con el cemento.
- La mezcla entre suelo, cemento y agua se conoce como suelo-cemento.
- Estabilización de suelos blandos a mayor profundidad.
- Reacciones químicas del cemento con los silicatos durante la reacción de hidratación conocida como cementación.

Método de aplicación (Jet Grouting):

- Se inyectan estabilizadores externos en el suelo.

- Utiliza un monitor de lechada conectado al extremo de barras de perforación.
- Mediante un taladro rotativo hidráulico se alcanza a la profundidad de diseño.
- Los chorros erosionan y mezclan el suelo in situ a medida que la barra de perforación y el emisor de inyección de lechada giran y se elevan.

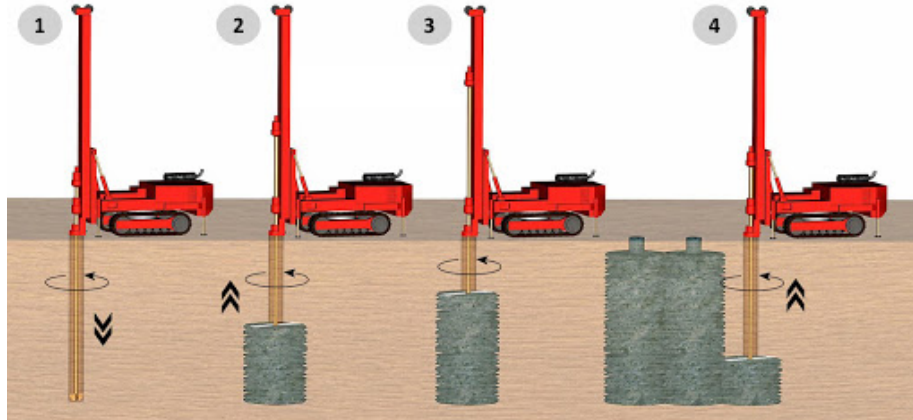


Figura 33. Equipo de aplicación Jet Grouting

Fuente: Mora, 2020.

2. Sin usar aditivos

Sustitución de suelos:

- Ante la presencia de suelos blandos y de profundidad limitada.
- Consiste en eliminar material inadecuado.
- Se debe reemplazar por un material más adecuado.
- Es recomendable introducir drenajes subterráneos.

Drenes verticales:

- Aceleran la consolidación, aumentan la resistencia al corte y la capacidad de carga de los suelos de grano fino.
- Permite al agua viajar a través de drenajes verticales permeables.
- Se limita el asentamiento a largo plazo.

- Existen drenes de arena y prefabricados.

Unido a esto el Código de Cimentaciones de Costa Rica resume las técnicas que pueden ser utilizadas para el mejoramiento de suelos. En la siguiente figura se muestran algunas de las técnicas que pueden ser aplicadas para el caso en estudio.

	Método de mejoramiento	Principios	Suelos adecuados	Comentarios
Técnicas de Cambio de Suelo	Sustitución	Se excava suelos blandos o no deseados y se reemplaza con uno de mejores características	Cualquier	Profundidad y área limitados a análisis de costo, generalmente menor a 10m
	Desalajo	Aplicación de un relleno de sobrecarga para que los suelos blandos sean desalajados y sustituidos	Muy blandos	Problemática con áreas fangosas y estratos compresibles
Técnicas de Extracción de Agua	Trincheras	Permite el drenado de aguas	Blandos, finos y rellenos hidráulicos	Efectivo hasta profundidad de 10m. Velocidad de drenado depende del tipo de suelo y separación de zanjas. Drenado mejora la movilidad en la superficie
	Electroósmosis	La corriente eléctrica encausa el flujo de aguas hacia un cátodo	Limos NC y Limos Arcillosos NC	Alto costo. Relativamente rápido. No aplicable en suelos conductivos. De preferencia en áreas pequeñas.
Técnicas de Estabilización y Grouting	Inyección	Se inyectan los vacíos del suelo con una lechada cementante para aumentar resistencia y disminuir permeabilidad	Gran rango desde suelos granulares hasta finos cohesivos	Alto costo. Se puede inyectar a presión, crear una fracturación del suelo o utilizar técnicas de compactación.
	Mezcla a profundidad	Se utiliza equipo de inyección o barrenadoras para combinar mezclas cementantes con el suelo	IDEM	Usos preferibles en suelos blandos hasta 50m.
Técnicas Térmicas	Método de calentado	Altas temperaturas son utilizadas para incrementar la resistencia y disminuir la plasticidad, de manera permanente	Suelo cohesivo	Alta demanda energética eleva los costos
	Método de congelamiento	Se congela la humedad para cementar las partículas y así incrementar la resistencia y reducir la permeabilidad	Cualquier suelo debajo del NF. Suelos cohesivos sobre NF	Alto costo. Muy efectivo en excavaciones y túneles. Aplicación lenta
	Geosintéticos	Uso para evacuación de aguas, controlar la erosión o como refuerzo	Se puede utilizar como filtro en cualquier tipo de suelo, o refuerzo en suelos blandos	Uso muy rápido

Figura 34. Métodos de mejoramiento de suelos

Fuente: Adaptado del C.C.C.R, 2009.

Alcances y limitaciones

Alcances

La presente investigación tiene como propósito conocer la relación o grado de asociación que existe entre el tipo de suelo y sus principales características, para luego relacionarlo con el comportamiento estructural, debido a la aparición de grietas. Este estudio se clasifica como correlacional, ya que, pretende evaluar cada una de estas variables por separado, con el fin de demostrar la vinculación que existe.

Primeramente, se realizan ensayos en laboratorio que permitan obtener parámetros relevantes para el proyecto, como son la consolidación y características físico - mecánicas del suelo aledaño a la edificación.

La aproximación de asentamientos se obtienen por medio de la ejecución del Ensayo de Consolidación Unidimensional, dichos resultados no son la mejor vía para obtener esta información, ya que la otra manera conocida para realizarlo requiere ensayos destructivos y un equipo de laboratorio especial, del cual no se disponía. Para efectos de los objetivos del proyecto, la información necesaria, a parte de la obtenida en ensayos, está basada en información consultada en internet y principalmente en tesis de grado relacionadas con el análisis del comportamiento de asentamiento y su relación suelo-estructura.

La edificación posee un diseño simétrico -estructuralmente- quiere decir que las cargas gravitacionales son equitativas, y si fuera un problema estructural, debería existir presencia de agrietamiento en diferentes muros y no solo en unos cuantos elementos del mismo eje. La información consultada en internet, no es evidencia para comprobar que esto sea realmente lo que sucede en sitio, sino que es una predicción a considerar, es por esto que se concluye la presencia de asentamientos en los alrededores de la edificación; y donde, el comportamiento de los elementos no estructurales se deba a la presencia de asentamientos diferenciales en ciertos puntos por debajo de las cimentaciones y no en toda el área de construcción.

La modelación en SAP 2000, se realiza simulando uno de los ejes de muros en dos dimensiones, lo que es un modelo simplificado de toda la estructura, para representar el comportamiento;

donde, a los apoyos utilizados se les permite cierto desplazamiento vertical (asentamiento) para conocer el momento de agrietamiento de las vigas y alcanzar una aproximación a los obtenidos teóricamente según la inercia y dimensiones de los elementos. Es importante considerar que el enfoque de esta investigación se refiere a la una aproximación del comportamiento, ya que no es posible determinar los coeficientes de balasto o rigidez del suelo reales justo debajo de los muros afectados.

Limitaciones

Como parte fundamental en la realización de la investigación y el análisis de datos, muchos de los ensayos geotécnicos requieren: equipo de laboratorio especial y ensayos destructivos para determinar parámetros más representativos. Sin embargo, los profesionales en mucha de la literatura consultada sugieren el uso de tablas y gráficos confiables, los cuales a través del tiempo han ido almacenando información sobre el comportamiento de los suelos. Es por esta razón que se realiza una investigación rigurosa con el fin de obtener datos confiables sobre los temas de los cuales, no es posible obtener, para correlacionarlos y aproximarlos.

Para determinar lo que sucede realmente en la zona suelo-estructura afectada existe maneras de realizarlo, pero no es posible y se presentan a continuación:

- **Análisis Estructural:** Existe la posibilidad de modelar la estructura y los muros que se encuentran agrietados, sin embargo para lograr esto es necesario disminuirles la rigidez. Según (Peralta, 2020) la manera de modelar esto sería disminuyéndole la inercia, ya que, entre menos inercia, mayores será los desplazamientos.

Para determinar cuánta inercia debe reducirse y conocer los desplazamientos necesarios para conocer el momento de agrietamiento de los elementos, es necesario estudiar el tema desde un lado más estructura; como por ejemplo, el Código estadounidense ATC-40, el cual establece la revisión de estructuras existentes y su comportamiento. Sin embargo, realizar esto desviaría los objetivos del proyecto, ya que, el estudio se centralizaría en el área estructural. Además, sería necesaria realizar una modelación más rigurosa y detallada en tres dimensiones en SAP 2000. Es por estas razones, que el estudio se enfoca en los ensayos realizados en laboratorio y sus resultados para determinar la presencia de asentamientos en sitio y correlacionarlas con todas las fuentes consultadas, tesis, sitios web, para recopilar información con respecto a los comportamientos de suelo-estructura, generados por los asentamientos del suelo.

- **Análisis Geotécnico:** Determinar los coeficientes de balasto del suelo requiere la aplicación del ensayo de placa de carga según la norma ASTM E-2835, sin embargo en primera instancia no se contaba con el equipo requerido para ejecutarlo y en segunda instancia, de contar con dicho equipo no es posible llevarlo a cabo, ya que, sobre el suelo, que se desea estudiar se encuentra una edificación, por lo que esto deriva en ensayos destructivos. Finalmente, los valores utilizados para la modelación son aproximados, ya que, no se cuenta con los valores reales en sitio, por lo tanto no sería adecuado suponer datos que de igual manera son erróneos, es por esta razón que en la modelación de la edificación se realizan iteración en los apoyos hasta alcanzar momentos de agrietamiento determinados. Por otro lado, según las expectativas del proyecto el ensayo de Consolidación Unidimensional se ejecutaría dos veces, con el fin de poder corroborar resultados entre una muestra inalterada y la otra. Cabe recalcar que los ensayos de Consolidación tardan una semana, por las condiciones que se tienen, entonces si el ensayo no se comienza a ejecutar a inicios de semana, no es posible terminarlo por lo que es necesario comenzar una semana posterior. Unido a esto, para la segunda semana en el momento de realizar lecturas en el deformímetro para el segundo ensayo, se evidencia que no hay mediciones y esto se debe a un fallo en el aparato, por lo que se tuvo que esperar otra semana para comenzar nuevamente. El deformímetro fue revisado y antes de comenzar con el ensayo por tercera vez, al segundo día sucedió lo mismo con el deformímetro. En conclusión, únicamente se realizó un ensayo de Consolidación Unidimensional para el bloque inalterado 1, por fallos en el equipo necesario, para realizar el ensayo no fue posible comparar resultados.

Metodología

Primeramente, para llevar a cabo la presente investigación fue necesario buscar y recopilar información con el fin de identificar el alcance y las limitaciones que se encuentran en dicho documento. Una vez estudiada la condición actual del problema es necesario recolectar información de tesis de graduación, informes técnicos, Código de Cimentaciones de Costa Rica, documentación obtenida a lo largo de la carrera de Ingeniería en Construcción, documentación suministrada por la Oficina de Ingeniería del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR) y estudios realizados por diferentes autores que permiten obtener resultados mediante ecuaciones, tablas y gráficas. Unido a esto, se llevaron a cabo ensayos de campo y laboratorio con base en la norma "American Society of Testing Materials" (ASTM), y con ayuda del equipo de laboratorio suministrado por Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) fue posible procesar las muestras e interpretarlas con Excel con el fin de ir generando gráficas que demuestren el comportamiento del suelo. Finalmente, la modelación del comportamiento suelo-estructura se realiza en el software SAP 2000 donde los datos proporcionados son tomados de la diferente documentación. Por otro lado, es importante recalcar que el alcance del proyecto se centraliza en la correlación de las diferentes variables y como se relacionan entre sí. Es de esta manera que los resultados obtenidos mediante ensayos de laboratorio y datos recopilados de fuentes externas se comparan para generar predicciones del comportamiento suelo-estructura.

En el análisis geotécnico, se toman muestras en los alrededores del edificio de Matemáticas del ITCR por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) y extracción en bloques inalterados (ASTM D-7015). Dicho ensayo de extracción de bloques permite rescatar las propiedades reales en sitio, siempre y cuando el suelo no sea altamente manipulado, así como proteger del contacto con el aire para no modificar las propiedades de humedad y densidad. La prueba tiene como finalidad ser utilizada en el ensayo de Consolidación Unidimensional.

Unido a lo anterior, con el fin de evaluar las propiedades mecánicas del suelo se realiza el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) según la norma ASTM D-1586; donde, se deja caer un martillo a una altura establecida de tal manera que se introduzca la barra de perforación en los estratos de suelo. La resistencia a la penetración de un suelo se define como el número de golpes (N_{SPT}), necesarios para penetrar 45 cm suelo. Según Villalaz (2004) es posible determinar la consistencia aproximada según el número de golpes y mediante la ecuación de Peck, Hansen y

Thomburn se puede determinar la capacidad del suelo según la estratigrafía determinada para cada penetración de la barra en el suelo.

$$q_a = 1000 \cdot N_{\text{corregido}} \quad (36)$$

Cabe rescatar que existen diferentes maneras de obtener la capacidad de soporte del suelo explicadas en la sección "Marco Teórico" de la investigación, pero para efectos nuestros nos basamos en la ecuación mostrada. Una vez procesadas y clasificadas las muestras en laboratorio se realiza la prueba para determinar el Contenido de Humedad (ASTM D-2216). Se busca eliminar la presencia de agua en las muestras y obtener masa constante para reducir el error con la ayuda de un horno a temperaturas $110 \pm 5^\circ C$ por medio de una relación entre el peso húmedo y peso seco es posible tener una proyección sobre la presencia de espacios vacíos en el suelo y la clasificación de un suelo saturado (solo presencia de agua) o bien, parcialmente saturado (presencia de aire y agua).

El material retenido secado en el tamiz No.200 es utilizado en el ensayo de Granulometría por Tamizado (ASTM D-422) pasando por los tamices No.10, No.20, No.40, No.100, No.200 y la charola. Con este proceso es posible determinar los diferentes pesos retenidos en cada uno de los tamices con el fin de determinar el material pasando cada uno y construir la curva de distribución granulométrica, para conocer cual tipo de suelo prevalece más en una muestra, la uniformidad y curvatura de las partículas. La curva granulométrica permite clasificar los suelos ya sea en gravas, arenas y arcillas y/o limos, como se muestra a continuación:

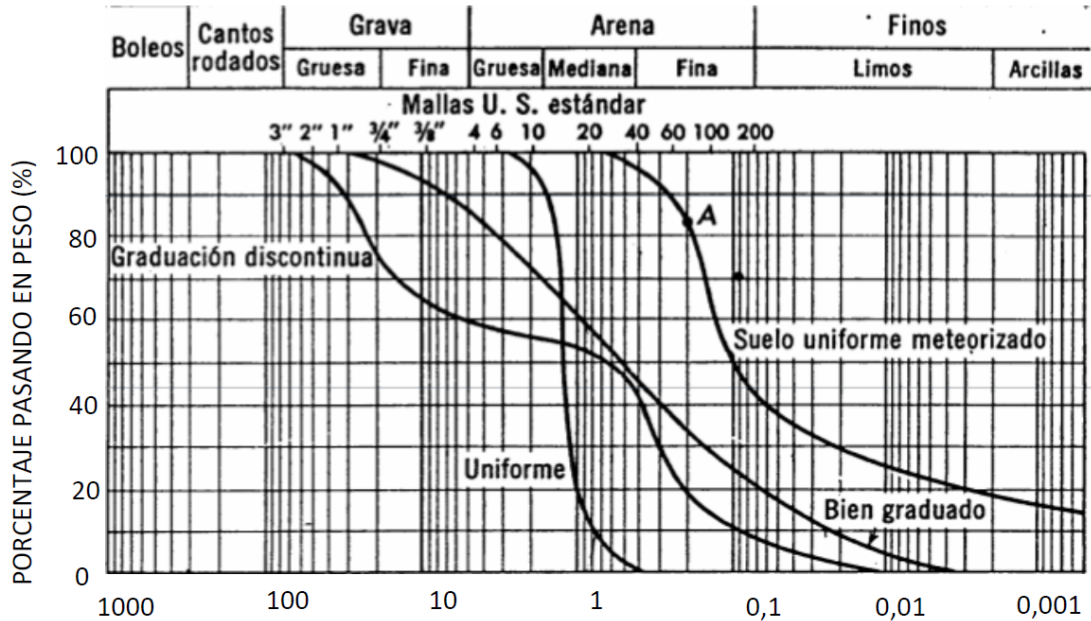


Figura 35. Curva de Distribución Granulométrica
Fuente: Solano, 2017.

Con ayuda de los Límites de Atterberg se lleva a cabo la carta de plasticidad la cual permite clasificar los suelos según SUCS y da una aproximación del tipo de suelo mediante el límite líquido y límite plástico.

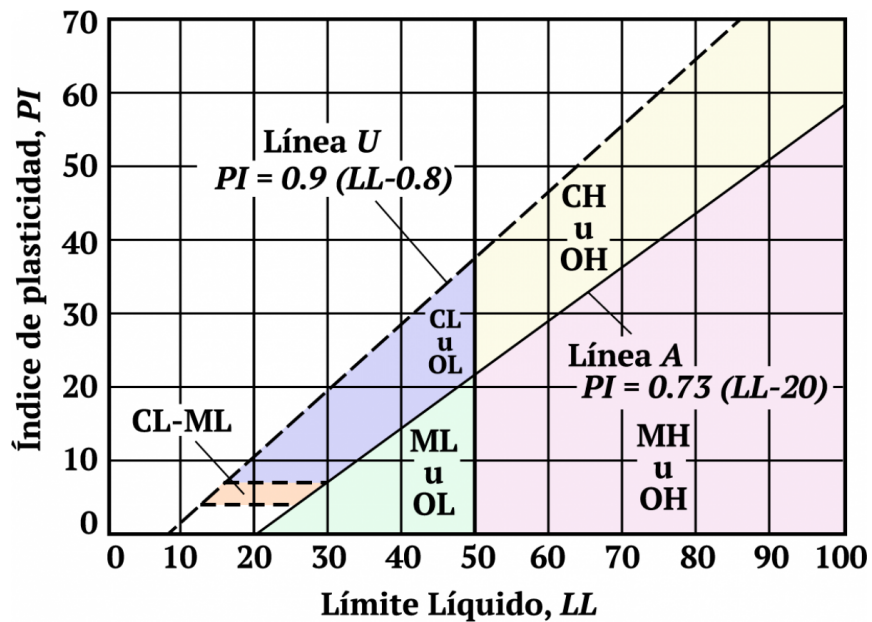


Figura 36. Carta de plasticidad
Fuente: Rico y Del Castillo, 2005.

Mediante la norma ASTM D-4318 para especímenes con partículas de consistencia retenida en el tamiz No.40 se utiliza la copa de bronce de Casagrande y se contabilizan los golpes para alcanzar diferentes consistencias. Esto con el fin de aproximar el límite líquido del suelo a los 25 golpes y generar la carta de plasticidad mostrada anteriormente. Para el límite plástico se deben realizar cilindros de 3 mm de espesor hasta evidenciar fisuramiento en los cilindros. Con estos cilindros es posible determinar el contenido de humedad, aplicando lo normado para este ensayo y es posible determinar el cambio al estado plástico del suelo. El índice de plasticidad se determina con límites líquidos y plásticos conocidos para cada estrato y con esto, la carta de plasticidad permite clasificar los suelos según SUCS. Además, el índice de plasticidad por medio de la documentación contenida en el marco teórico permite predecir mecanismos de expansividad en el material.

Cuadro 18. Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad

Potencial de expansión	Índice de plasticidad
Bajo	0 - 15
Medio	10 - 35
Alto	20 - 55
Muy alto	> 35

Fuente: Arancibia, 2003.

El ensayo de Consolidación Unidimensional consiste en colocar una probeta dentro de un consolidómetro, la cuál estará sometida a cargas axiales que se incrementan el doble cada 24 horas. Dicho ensayo se realiza con un tiempo estimado de 5 días, donde: 4 días serán para realizar incrementos de carga y el último día se utiliza para realizar la descarga. Esta es una limitante del ensayo, porque normalmente se realizan más de 5 incrementos de carga. Con ayuda de un deformímetro y con una estructura hecha de block para tomar las mediciones, se miden las deformaciones verticales generadas en la probeta. El equipo utilizado para realizar dicho ensayo se muestra a continuación:



Figura 37. Equipo para realizar Ensayo de Consolidación Unidimensional
Fuente: Propia.

La importancia de este ensayo es que permite conocer la relación de vacíos mediante las ecuaciones estipuladas en sección de cálculos y procedimientos de la norma ASTM D-2435, siendo indispensable para el cálculo del coeficiente de consolidación, grado de consolidación y una estimación de los asentamientos para compararlos con los establecidos con los del Código de Cimentaciones de Costa Rica. Dichas ecuaciones se muestran a continuación, respectivamente:

$$C_v = \frac{T_v \cdot H_{lab}^{lab}}{t_{ensayo}} \quad (37)$$

$$U_v = \frac{e_o - e}{e_o - e_f} \quad (38)$$

$$\delta_c = \sum \cdot \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \cdot \Delta Z \quad (39)$$

Dichos coeficientes de rigidez son requeridos en el análisis suelo-estructura, ya que estos van evidenciar el comportamiento de la estructura ante las variaciones en la capacidad del suelo con ayuda del software SAP 2000. Además, se genera la curva tiempo-deformación la cual nos permite calcular el tiempo con que el suelo experimenta un patrón de consolidación. Una vez que se tiene conocimiento de los resultados mencionados, se procede con el diseño de la es-

estructura considerando los planos constructivos de la edificación y sus elementos para el análisis en SAP 2000.

Por medio de la Oficina de Ingeniería del ITCR se han obtenido los planos constructivos del edificio de Matemáticas y el estudio de suelos realizado previo a la construcción en el año 1977, de donde fue posible tomar parámetros como; resistencia del concreto de los elementos, dimensiones de los elementos (columnas, vigas, muros y fundaciones), así como el nivel de desplante de los cimientos. Además, con respecto al estudio de suelos, se considera la capacidad de soporte del suelo, tipo de suelo y características mecánicas, los cuales son comparados con los resultados obtenidos en campo y laboratorio.

Se modelan los muros de uno de los ejes de la edificación con las dimensiones reales según los planos suministrados, contemplando las cargas gravitacionales presente en la estructura. Debemos recordar que la modelación se ve reflejada como un marco y otro, como un marco con muros en dos dimensiones. Unido a esto, es necesario manipular ciertos aspectos de la modelación para ejemplificar la manera en que fallan los elementos ante la presencia de anomalías en la estructura (según lo observado en la inspección del edificio), y esto se realiza mediante restricciones en los apoyos donde se colocan desplazamientos permisibles con el fin de conocer el momento de falla de los elementos.

Se realizan dos modelos, el primero es una aproximación al comportamiento que presenta el suelo soportante mediante presiones por debajo de la cimentación y cómo las cargas gravitacionales cambian su comportamiento según la capacidad soportante del suelo, ya sea variable o constante en todo el terreno. El segundo modelo, como se mencionó en el párrafo anterior, trata de determinar cual es el desplazamiento (asentamiento) que debe darse para que las vigas de la edificación sufran agrietamiento, esto se conoce como Momento de Agrietamiento. El agrietamiento máximo se calcula por medio de la ecuación de Momento de Agrietamiento, entonces lo que se realiza es un cálculo sobre el momento de agrietamiento máximo permitido para la edificación y así ya se tiene el límite de agrietamiento, para obtener una aproximación del desplazamiento máximo permitido y compararlo con los indicados en el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (40)$$

Finalmente, mediante diversas técnicas de mejoramiento del suelo se proponen soluciones

que permitan mejorar la condiciones en sitio. Mediante información recopilada de otros autores, y según lo estipulado por el C.C.C.R (2009) se analizan las opciones más viables para el caso en estudio.

	Método de mejoramiento	Principios	Suelos adecuados	Comentarios
Técnicas de Cambio de Suelo	<i>Sustitución</i>	Se excava suelos blandos o no deseados y se reemplaza con uno de mejores características	Cualquier	Profundidad y área limitados a análisis de costo, generalmente menor a 10m
	<i>Desalajo</i>	Aplicación de un relleno de sobrecarga para que los suelos blandos sean desalajados y sustituidos	Muy blandos	Problemática con áreas fangosas y estratos compresibles
Técnicas de Extracción de Agua	<i>Trincheras</i>	Permite el drenado de aguas	Blandos, finos y rellenos hidráulicos	Efectivo hasta profundidad de 10m. Velocidad de drenado depende del tipo de suelo y separación de zanjas. Drenado mejora la movilidad en la superficie
	<i>Electroósmosis</i>	La corriente eléctrica encausa el flujo de aguas hacia un cátodo	Limos NC y Limos Arcillosos NC	Alto costo. Relativamente rápido. No aplicable en suelos conductivos. De preferencia en áreas pequeñas.
Técnicas de Estabilización y Grouting	<i>Inyección</i>	Se inyectan los vacíos del suelo con una lechada cementante para aumentar resistencia y disminuir permeabilidad	Gran rango desde suelos granulares hasta finos cohesivos	Alto costo. Se puede inyectar a presión, crear una fracturación del suelo o utilizar técnicas de compactación.
	<i>Mezcla a profundidad</i>	Se utiliza equipo de inyección o barrenadoras para combinar mezclas cementantes con el suelo	IDEM	Usos preferibles en suelos blandos hasta 50m.
Técnicas Térmicas	<i>Método de calentado</i>	Altas temperaturas son utilizadas para incrementar la resistencia y disminuir la plasticidad, de manera permanente	Suelo cohesivo	Alta demanda energética eleva los costos
	<i>Método de congelamiento</i>	Se congela la humedad para cementar las partículas y así incrementar la resistencia y reducir la permeabilidad	Cualquier suelo debajo del NF. Suelos cohesivos sobre NF	Alto costo. Muy efectivo en excavaciones y túneles. Aplicación lenta
	<i>Geosintéticos</i>	Uso para evacuación de aguas, controlar la erosión o como refuerzo	Se puede utilizar como filtro en cualquier tipo de suelo, o refuerzo en suelos blandos	Uso muy rápido

Figura 38. Métodos de mejoramiento de suelos

Fuente: Adaptado del C.C.C.R, 2009.

Resultados

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Se realizaron dos perforaciones según lo establecido en el Código de Cimentaciones de Costa Rica. En dichos puntos no se encontró presencia del nivel freático y se obtuvo la siguiente información:

Cuadro 19. Penetraciones exploratorias realizadas y su profundidad respectiva

Penetración	Profundidad (m)
P-1	1.80 (RM)
P-2	3.15 (RM)

Fuente: Propia.

Donde:

RM: Rebote del mazo

Cuadro 20. Número de golpes para la penetración 1

Profundidad (m)	# de golpes (N)			NSPT	% recuperación
	15 cm	30 cm	45 cm		
0.00 - 0.45	1	1	5	6	58
0.45 - 0.90	4	7	5	12	62
0.90 - 1.35	4	4	4	8	67
1.35 - 1.80	2	2	7	9	56
1.80 - 2.25	15			0	13
2.25 - 2.70				0	
2.70 - 3.15				0	

Fuente: Propia

Cuadro 21. Número de golpes para la penetración 2

Profundidad (m)	# de golpes (N)			NSPT	% recuperación
	15 cm	30 cm	45 cm		
0.00 - 0.45	1	2	4	6	71
0.45 - 0.90	5	5	6	11	44
0.90 - 1.35	6	7	7	14	73
1.35 - 1.80	4	4	5	9	80
1.80 - 2.25	8	10	10	20	84
2.25 - 2.70	9	13	16	29	88
2.70 - 3.15	20	15		15	51

Fuente: Propia

Capacidad admisible

Cuadro 22. Capacidad admisible vs número de golpes corregido

Nivel de Desplante	Q_a (ton/m ²)
SPT 1	
0.00 - 0.45	6
0.45 - 0.90	12
0.90 - 1.35	8
1.35 - 1.80	9
SPT 2	
0.00 - 0.45	6
0.45 - 0.90	11
0.90 - 1.35	14
1.35 - 1.80	6
1.80 - 2.25	17.5
2.25 - 2.70	22
2.70 - 3.15	15

Fuente: Propia

Determinación del Contenido de Humedad

Para la determinación del contenido de humedad se tomaron muestras de suelo obtenidas (tomando en cuenta la profundidad) por medio del ensayo de SPT. Cabe recalcar que en la perforación 1, se llegó a una profundidad aproximada de 1.95 metros y en la perforación 2, esta fue de 3.15 metros.

Cuadro 23. Contenido de humedad para la muestra del SPT 1

Promedio a 0.1 %	39.38
Promedio ASTEL LTA 1977	34.7

Fuente: Propia

Cuadro 24. Contenido de humedad para la muestra del SPT 2

Promedio a 0.1 %	42.13
Promedio ASTEL LTA 1977	40.65

Fuente: Propia

Granulometría

Se realizó la granulometría por vía seca y se calculó el porcentaje de material pasando el tamiz No.200 al momento de realizar el lavado y así, determinar el material arcilloso.

Cuadro 25. Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 0,00 - 0,90m$

Masa seca (g) :	556.15
Masa seca lavada (g) :	292.10
% pasando el tamiz No. 200	47.48

Fuente: Propia

Cuadro 26. Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 0,90 - 1,80m$

Masa seca (g) :	463.11
Masa seca lavada (g) :	156.45
% pasando el tamiz No. 200	66.22

Fuente: Propia

Cuadro 27. Porcentaje de material pasando el tamiz No.200 para $D_f : 1,80 - 3,15m$

Masa seca (g) :	376.33
Masa seca lavada (g) :	159.6
% pasando el tamiz No. 200	57.59

Fuente: Propia

Curva de distribución granulométrica

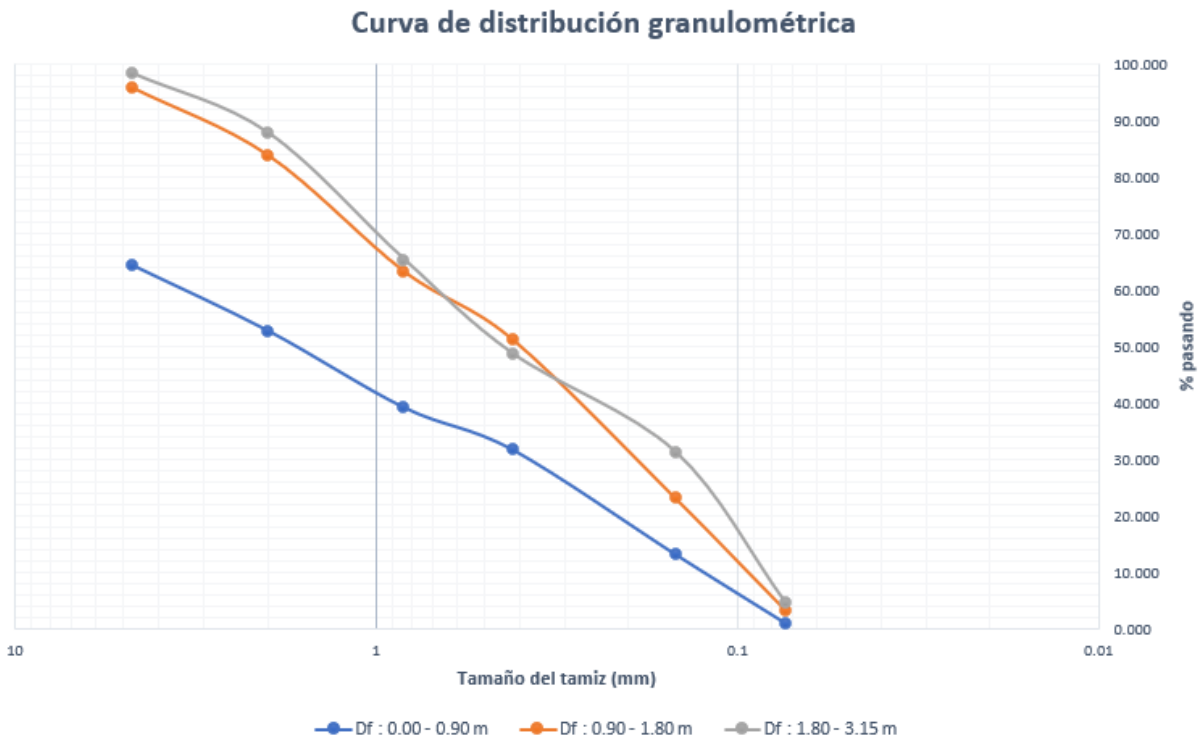


Figura 39. Curva granulométrica

Fuente: Propia

Límites de Consistencia

El material utilizado para realizar dicho ensayo, tuvo que pasar por un proceso húmedo, con lo cuál se busca utilizar el material que pasa por completo el tamiz 40. El Límite Líquido (LL) se realizó según el método A (método multipunto) con ayuda de la copa Casagrande. Los procedimientos para determinar el Índice de PLasticidad se realizaron según lo mencionado en la norma ASTM D-4318.

Cuadro 28. Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 0,00 - 0,90m$

Límite Líquido (LL)	62.79
Límite Plástico (LP)	33.68
Índice de Plasticidad (IP)	29.11

Fuente: Propia

Cuadro 29. Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 0,90 - 1,80m$

Límite Líquido (LL)	73.76
Límite Plástico (LP)	35.01
Índice de Plasticidad (IP)	38.75

Fuente: Propia

Cuadro 30. Determinación de Límites de Atterberg $D_f : 1,80 - 3,15m$

Límite Líquido (LL)	54.07
Límite Plástico (LP)	30.74
Índice de Plasticidad (IP)	23.33

Fuente: Propia

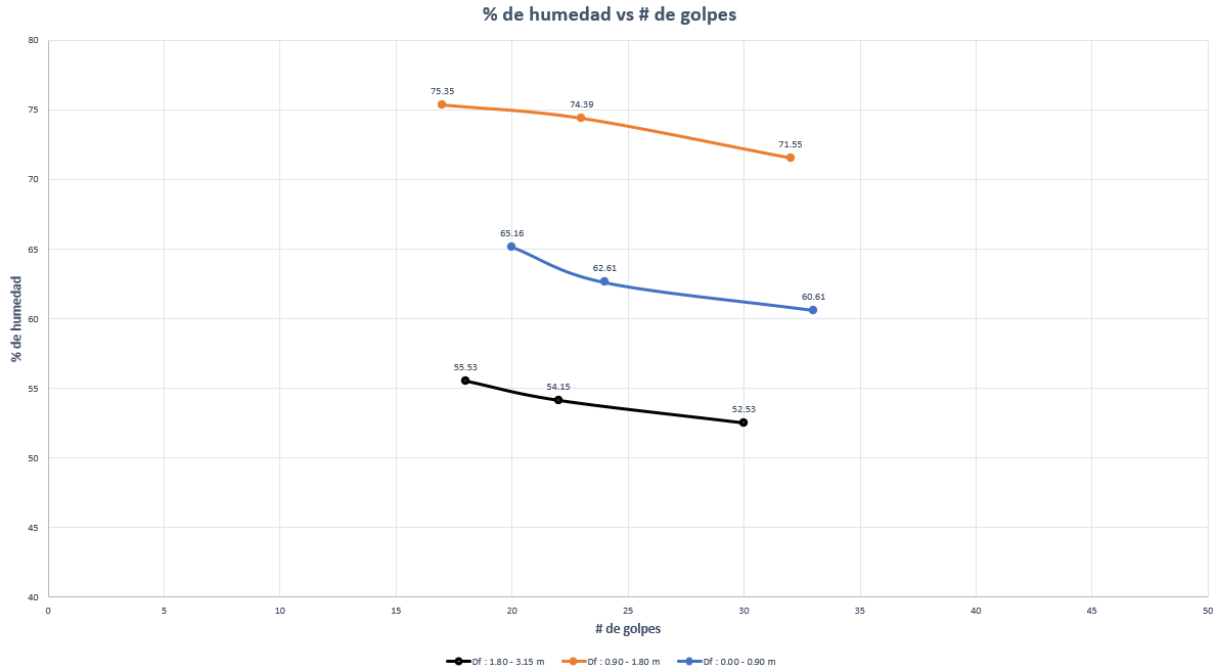


Figura 40. Contenido de humedad vs cantidad de golpes en la copa Casagrande
Fuente: Propia

Cuadro 31. Determinación de Límites de Atterberg según ASTEL LTDA (1977)

Límite Líquido (LL)	81.1
Límite Plástico (LP)	35.2
Índice de Plasticidad (IP)	45.9

Fuente: Oficina de Ingeniería, 2020.

Cuadro 32. Clasificación SUCS según Límites de Atterberg

% pasando #200	LL	Y	IP > Y	IP	SUCS
47.48	62.792	29.954	No	29.109	MH
66.22	73.764	37.634	Sí	38.753	CH
57.59	54.068	23.848	No	23.330	MH

Fuente: Propia.

Consolidación Unidimensional



Figura 42. Curva de consolidación 1
Fuente: Propia

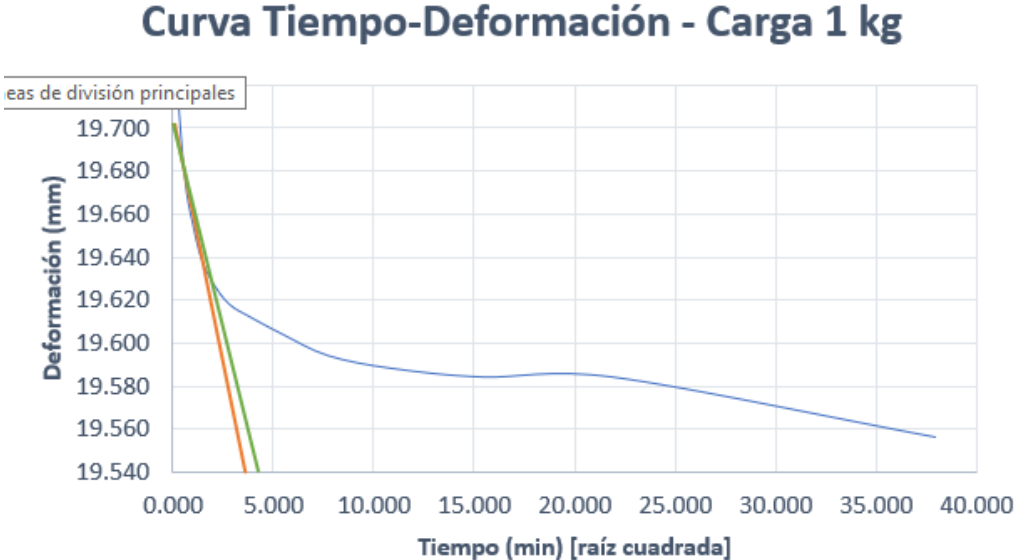


Figura 43. Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo
Fuente: Propia

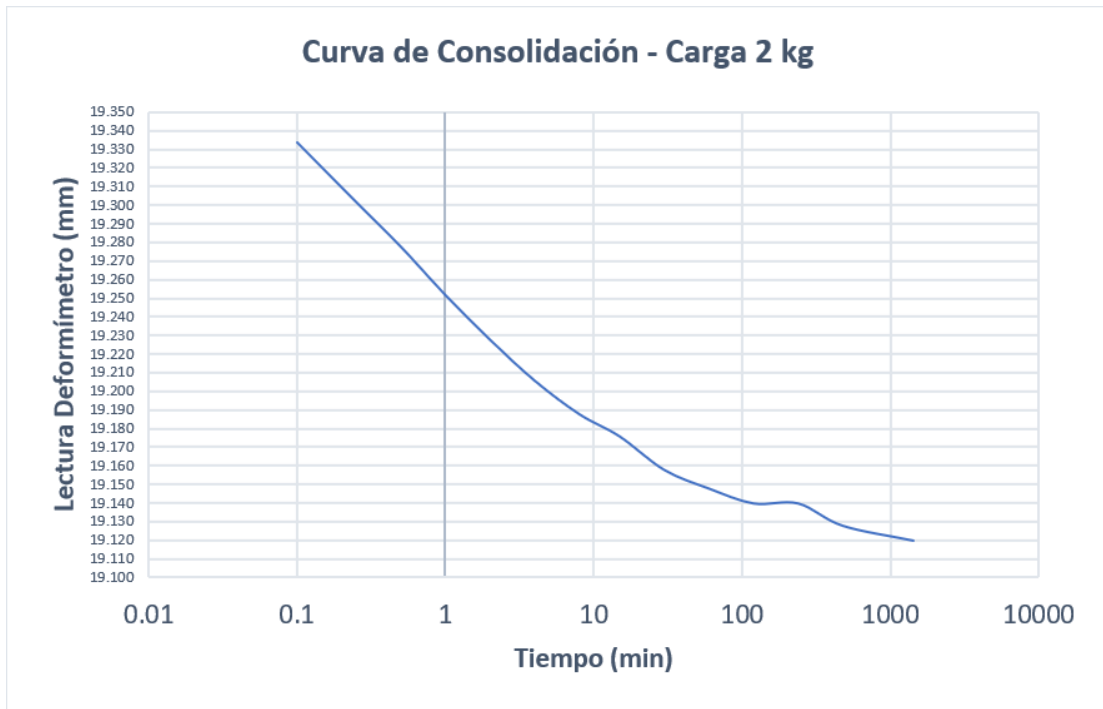


Figura 44. Curva de consolidación 2
Fuente: Propia

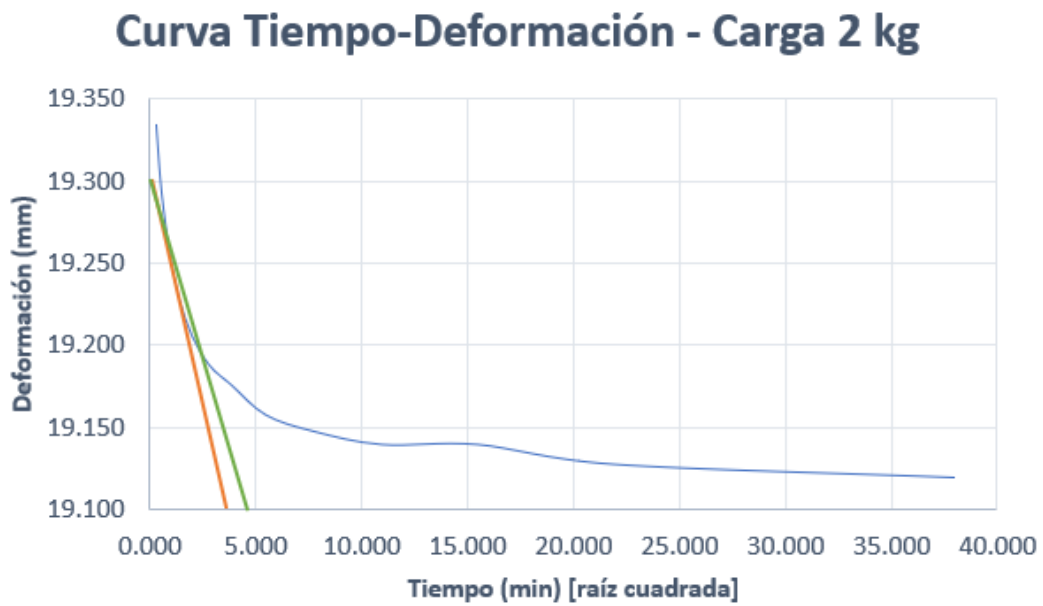


Figura 45. Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo
Fuente: Propia

Curva de Consolidación - Carga 4 kg

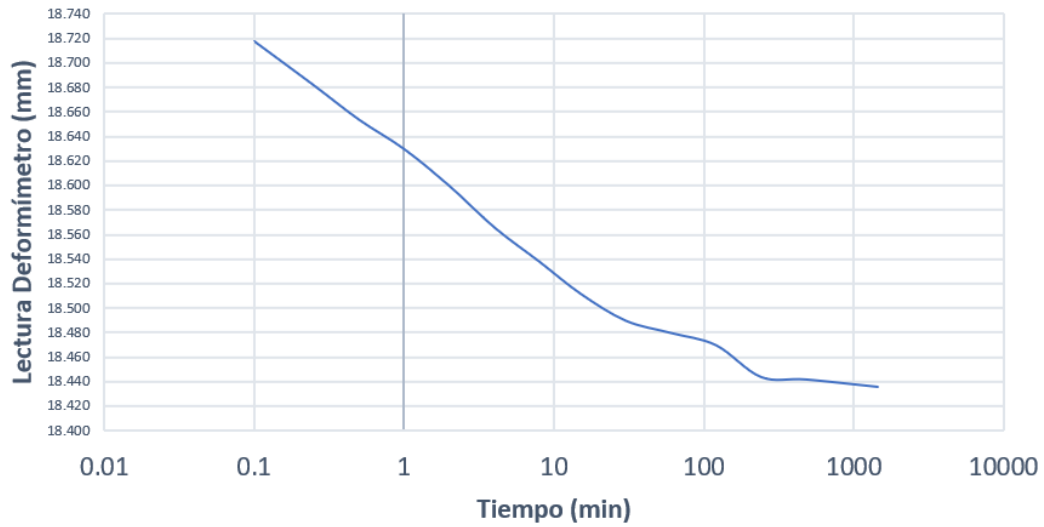


Figura 46. Curva de consolidación 2
Fuente: Propia

Curva Tiempo-Deformación - Carga 4 kg

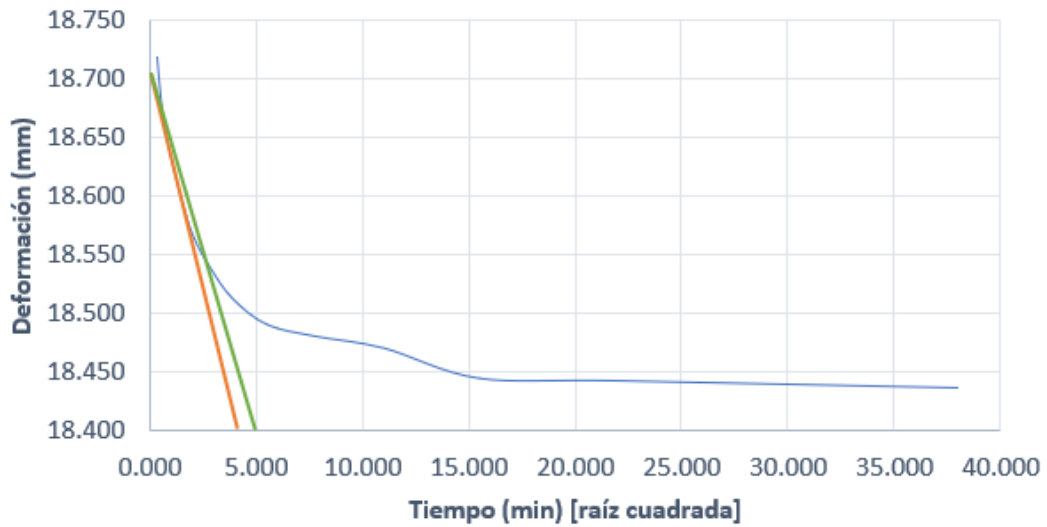


Figura 47. Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo
Fuente: Propia

Curva de Consolidación - Carga 8 kg

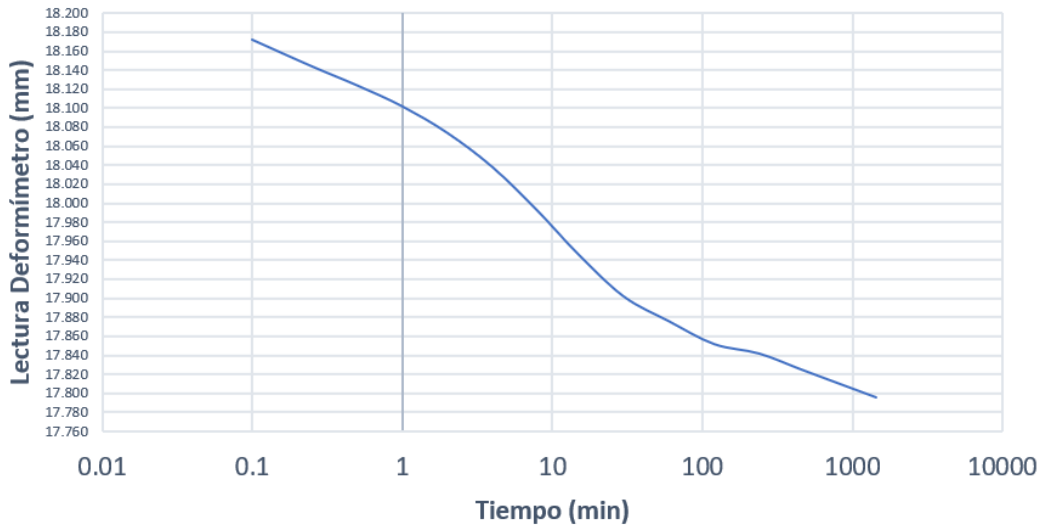


Figura 48. Curva de consolidación 4
Fuente: Propia

Curvas Tiempo-Deformación - Carga 8 kg

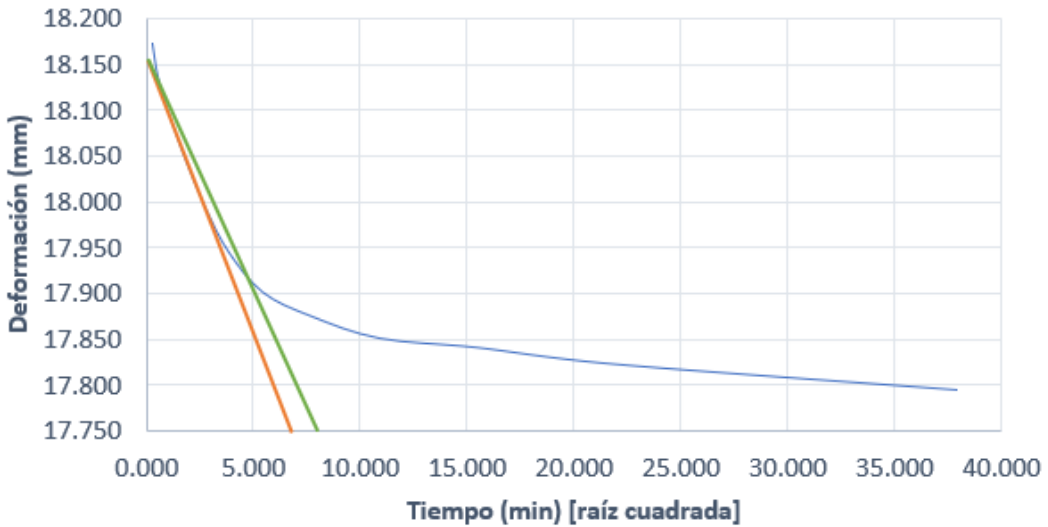


Figura 49. Curva Tiempo - Deformación usando raíz cuadrada del tiempo
Fuente: Propia

Cuadro 34. Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})

Curva	1 kg
$T_{teórico}$	0.848
$x = t$ (min)	3.2
t_{90} (min)	3.68
Hd (mm)	9.995
Cv (mm ² /s)	0.384

Fuente: Propia

Cuadro 35. Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})

Curva	2 kg
$T_{teórico}$	0.848
$x = t$ (min)	3.5
t_{90} (min)	4.025
Hd (mm)	9.995
Cv (mm ² /s)	0.351

Fuente: Propia

Cuadro 36. Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})

Curva	4 kg
$T_{teórico}$	0.848
$x = t$ (min)	4
t_{90} (min)	4.6
Hd (mm)	9.995
Cv (mm ² /s)	0.307

Fuente: Propia

Cuadro 37. Coeficiente de consolidación, mediante el método de Taylor (t_{90})

Curva	8 kg
$T_{teórico}$	0.848
$x = t$ (min)	7
t_{90} (min)	8.05
Hd (mm)	9.995
Cv (mm ² /s)	0.175

Fuente: Propia

Curva de compresibilidad

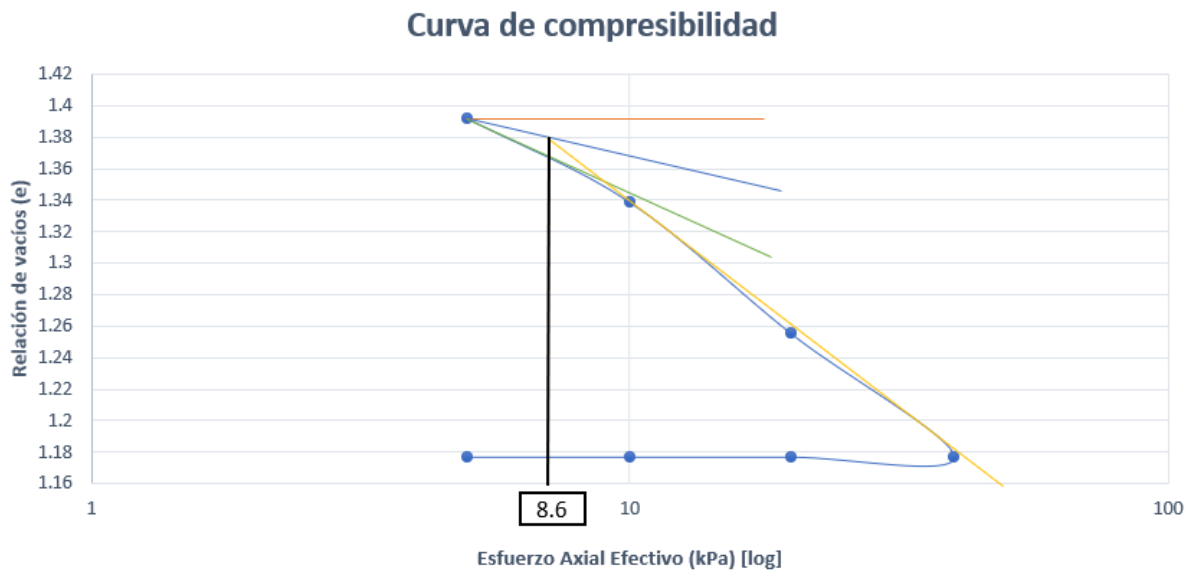


Figura 50. Curva de compresibilidad
Fuente: Propia

Donde:

Línea roja: Horizontal al punto de mayor curvatura

Línea verde: Tangente a la curva tomada

Línea azul: Bisectriz del ángulo formado por la línea roja y verde

Línea amarilla: Prolongación del tramo recto de la curva

Línea negra: Intersección entre la bisectriz (azul) y la prolongación (amarilla), donde la proyección al eje de las abscisas determina el valor de preconsolidación (σ'_c)

Tiempos de Consolidación

Cuadro 38. Tiempos de consolidación para cada incremento de carga, en segundos

Curva	Tiempo Consolidación (s)
1	883.2
2	966
3	1104
4	1932

Fuente: Propia

Análisis Suelo-Estructura

Distribución de cargas gravitacionales aproximadas

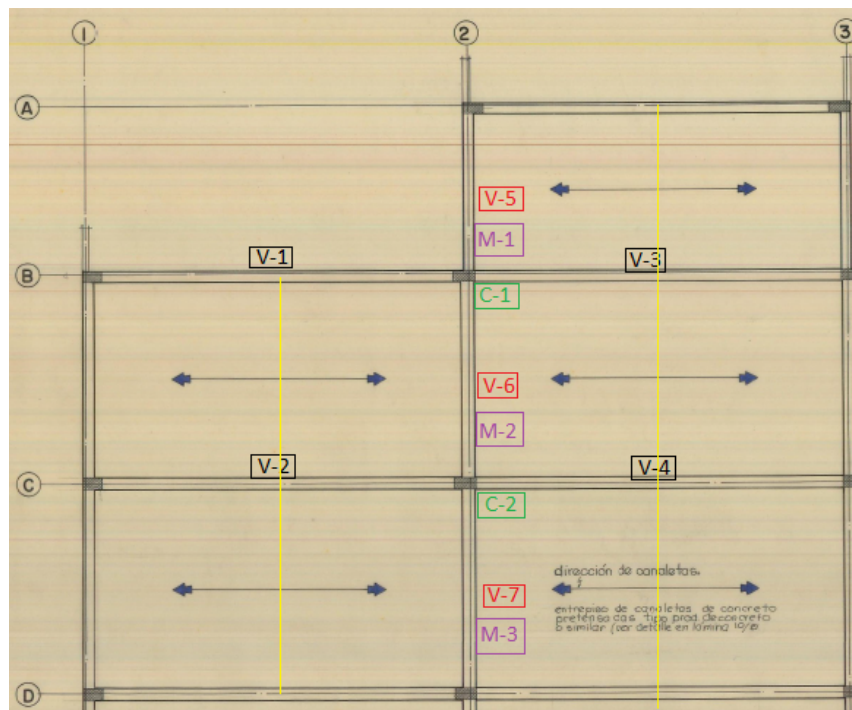


Figura 51. Distribución de cargas gravitacionales

Fuente: Propia, tomado de planos constructivos.

Cuadro 39. Resumen de aproximación de cargas gravitacionales en la edificación

Columna	DEAD (kg)	SCM (kg)	CV (kg)
1	27 316.8	13 545	9 135
2	30 736.8	19 350	13 050

Fuente: Propia, por medio de Excel.

Muros modelados con software SAP 2000

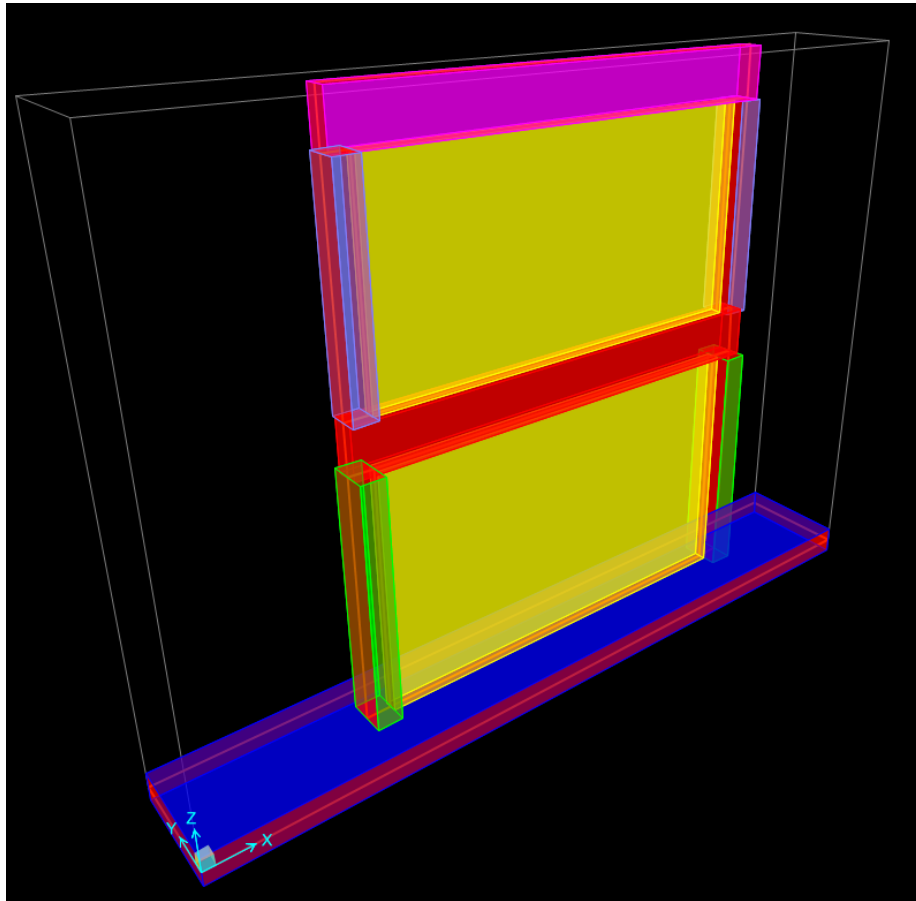


Figura 52. Representación gráfica real de los elementos en tres dimensiones. Fines ilustrativos

Fuente: Propia, por medio del software SAP 2000.

Por otro lado, se modela uno de los ejes de muros de la estructura para ejemplificar el comportamiento de la estructura permitiéndole desplazamientos en algunos de los apoyos. El fin de realizar esto, es colocar desplazamientos en los apoyos hasta aproximar el valor de momento de agrietamiento al teórico, para comparar dichos desplazamientos con los asentamientos del Código de Cimentaciones de Costa Rica. El conjunto de vigas tomadas para el análisis se

debe a la aparición de grietas según la inspección "in situ".

Cuadro 40. Módulo de agrietamiento del concreto f'_c (210) y vigas 60x30 cm

VIGA A	Valor
f'_c (210)	20.594 MPa
b	300 mm
h	60 mm
Y_t	300 mm
I_g	5 400 000 000 mm ⁴
f_r	2.814 MPa
M_{cr}	50 644.764 kN-mm
M_{cr}	5.7 ton-m

Fuente: Propia.

Cuadro 41. Módulo de agrietamiento del concreto f'_c (210) y vigas 65x22.5 cm

VIGA B	Valor
f'_c (210)	20.594 MPa
b	225 mm
h	650 mm
Y_t	325 mm
I_g	5 149 218 750 mm ⁴
f_r	2.814 MPa
M_{cr}	44 577.943 kN-mm
M_{cr}	5 ton-m

Fuente: Propia.

Cuadro 42. Módulo de agrietamiento del concreto f'_c (245) y vigas 60x30 cm

VIGA C	Valor
f'_c (245)	24.027 MPa
b	300 mm
h	600 mm
Y_t	300 mm
I_g	5 400 000 000 mm ⁴
f_r	3.039 MPa
M_{cr}	54 702.559 kN-mm
M_{cr}	6.1 ton-m

Fuente: Propia.

Cuadro 43. Módulo de agrietamiento del concreto f'_c (245) y vigas 65x22.5 cm

VIGA D	Valor
f'_c (245)	24.027 MPa
b	225 mm
h	650 mm
Y_t	325 mm
I_g	5 149 218 750 mm ⁴
f_r	3.039 MPa
M_{cr}	48 149.648 kN-mm
M_{cr}	5.4 ton-m

Fuente: Propia.

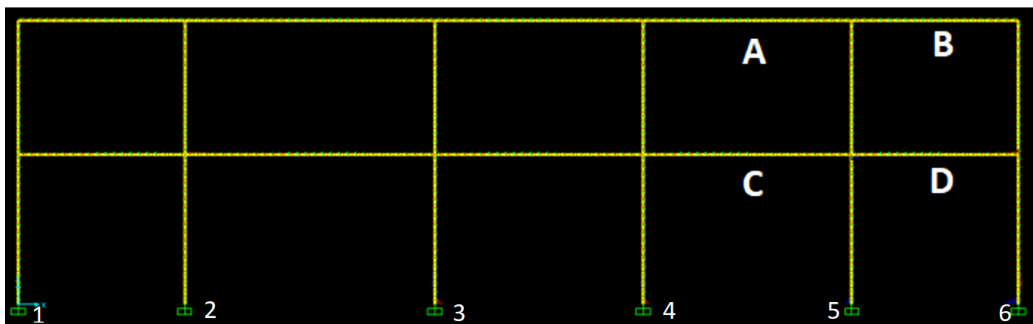


Figura 53. Modelo realizado para un eje de la estructura, sin muros

Fuente: Propia, por medio del software SAP 2000.

Cuadro 44. Asentamientos utilizados versus los asentamientos diferenciales máximos permisibles según C.C.C.R, modelación de los marcos.

Apoyo	Asentamiento permisible (mm)	Asentamiento aplicado (mm)
1	12.5 - 20	0
2	12.5 - 20	1
3	12.5 - 20	3.1
4	12.5 - 20	4.3
5	12.5 - 20	7.9
6	12.5 - 20	7

Fuente: Propia.

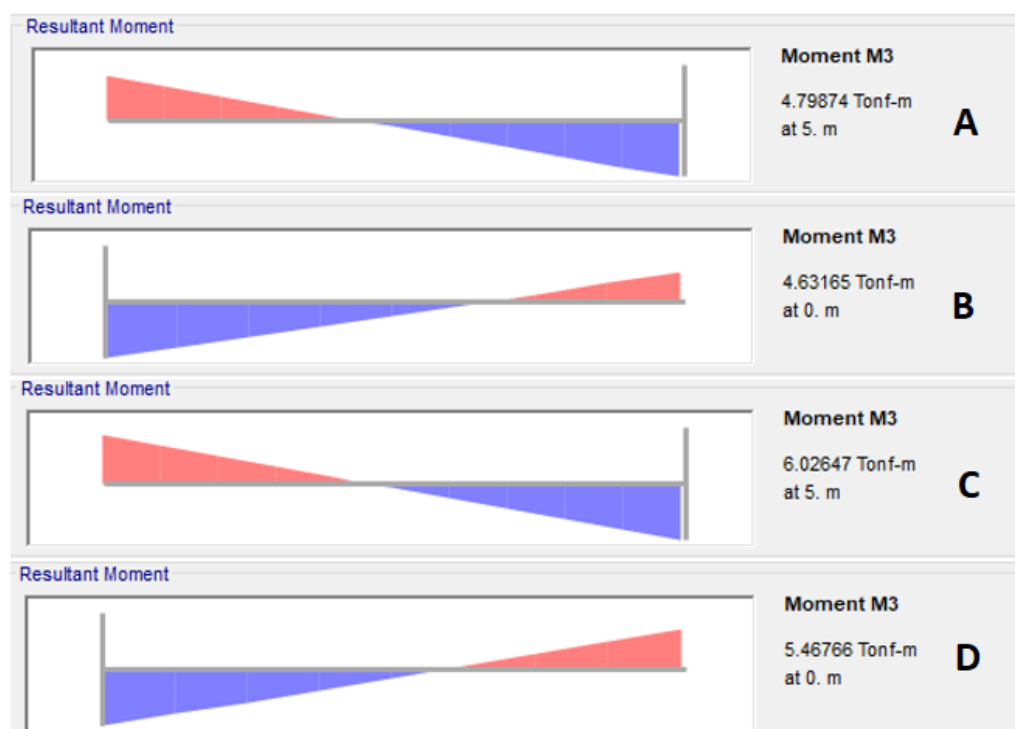


Figura 54. Momentos resultantes de las vigas y estructura sin muros
Fuente: Propia, por medio del software SAP 2000.

Cuadro 45. Momento de agrietamiento para cada viga versus la obtenida mediante iteraciones, modelación de los marcos.

Viga	Mcr teórico (ton-m)	Mcr práctico / SAP 2000 (ton-m)
A	5.7	4.8
B	5	4.6
C	6.1	6
D	5.4	5.5

Fuente: Propia.

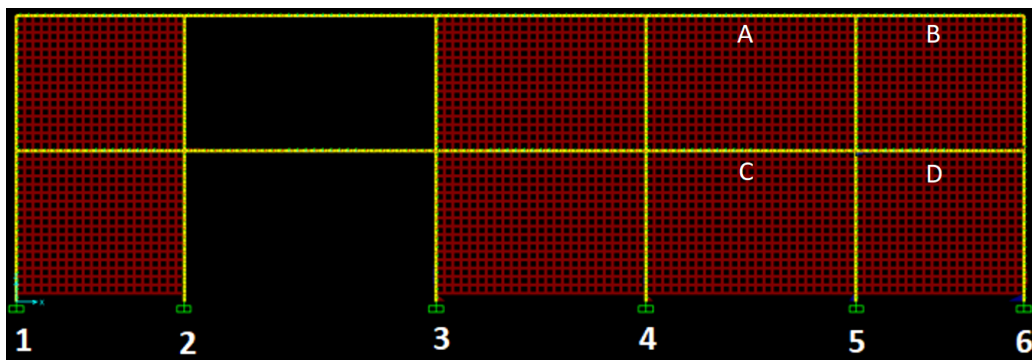


Figura 55. Modelo realizado para un eje de la estructura, con muros

Fuente: Propia, por medio del software SAP 2000.

Cuadro 46. Asentamientos utilizados versus los asentamientos diferenciales máximos permisibles según C.C.C.R, modelación de los muros.

Apoyo	Asentamiento permisible (mm)	Asentamiento aplicado (mm)
1	12.5 - 20	0
2	12.5 - 20	3
3	12.5 - 20	9
4	12.5 - 20	11
5	12.5 - 20	20.1
6	12.5 - 20	19

Fuente: Propia.

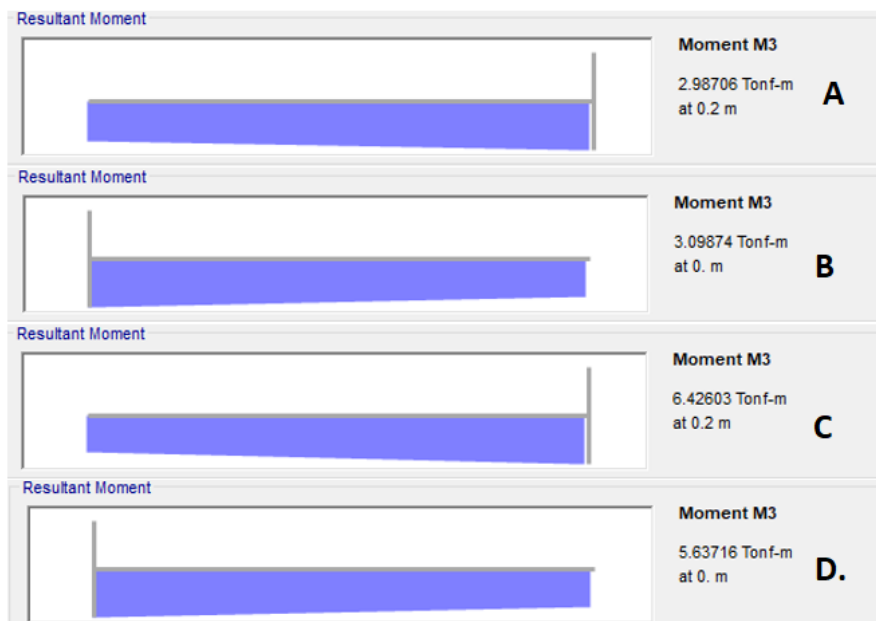


Figura 56. Momentos resultantes de las vigas y estructura con muros

Fuente: Propia, por medio del software SAP 2000.

Cuadro 47. Momento de agrietamiento para cada viga versus la obtenida mediante iteraciones, modelación de los muros.

Viga	Mcr teórico (ton-m)	Mcr práctico / SAP 2000 (ton-m)
A	5.7	3
B	5	3.1
C	6.1	6.4
D	5.4	5.6

Fuente: Propia.

Análisis de los resultados

El análisis de resultados se realiza mediante la recopilación de información, adicional a los resultados de los diferentes ensayos realizados, donde se genera una proyección del posible comportamiento dado debido a la relación entre las variables. Primeramente, para el ensayo de Penetración Estándar se realizaron dos penetraciones subyacentes a la edificación. Según la complejidad geotécnica aplicada baja y la magnitud de obra media, el Código de Cimentaciones de Costa Rica menciona realizar 2 perforaciones, siempre y cuando sea a una separación de máximo 50 metros y a una profundidad mínima de 3 metros del nivel de desplante lo cual en el primer ensayo no se pudo completar por rebote del martillo a los 1.80 metros de desplante. En el momento de ejecutar la primera penetración únicamente se pudo penetrar hasta 1.80 metros, por rebote del martillo, según la experiencia de los técnicos puede existir la presencia de una roca que no permitió el avance. Para el caso de la segunda penetración, fue posible extraer material a poco más de los 3 metros de desplante. Mediante una inspección visual de las muestras se aprecian arcillas color gris con vetas rojizas y también limos color café lo que se complementa con los resultados tomados del estudio de suelo realizado en 1977 antes de la construcción. Por otro lado, con ayuda de la ecuación propuesta por Peck Hanson y Thornburn y el número de golpes del SPT es posible determinar una aproximación de la capacidad portante del suelo la cual es muy variable y ronda las 8.75 Ton/m² la media para la penetración 1. Para la penetración 2 se alcanzan valores mayores ya que el nivel de desplante al que se llegó es mayor y como se muestra en el Cuadro 22 conforme se baja, mayor es la capacidad del suelo, siendo la media de 13 Ton/m². Estos resultados son comparados con la información suministrada por la Oficina de Ingeniería la cual según un estudio de suelo realizado antes de la construcción existe una capacidad entre 20 Ton/m² y 22 Ton/m², pero según información brindada por el Ingeniero Miguel Peralta, los suelos de la institución poseen suelos malos con una capacidad entre 4 Ton/m² y 5 Ton/m² normalmente, lo cual coincide con resultados que se encuentran en medio de dicha información. Sin embargo, Masís (2016) en su tesis de investigación realiza un levantamiento de suelos de la institución donde demuestra que los suelos son muy cambiantes de un lugar a otro, lo que se asemeja más a los resultados obtenidos por el ensayo SPT, donde; la capacidad de soporte del suelo "in situ" va desde las 6 Ton/m² hasta las 18 Ton/m².

Considerando ambas penetraciones se obtiene una consistencia de media a compacta entre el nivel de desplante (0.00 m - 1.80 m) y para el caso del nivel de desplante mayor a 1.80

m existe una consistencia entre compacta y muy compacta (Vallalaz, 2004) lo que refleja una característica mecánica del suelo. Unido a lo anterior, según varios actores la cohesión de las arcillas es posible calcularla utilizando el número de golpes del ensayo SPT, sin embargo si se comparan los resultados con los del estudio de suelos de 1977, la cohesión del suelo actual es mayor. Recordemos que la cohesión de un suelo se refiere a la adhesión que presentan las partículas del suelo y su resistencia ante fuerzas que pretenden deformar o romper dicha adhesión (Arancibia, 2003), donde para el primer estrato en estudio es de 1.4 kg/cm^2 y según el ASTEL LTDA ronda el 0.51 kg/cm^2 . Unido, la cohesión para el SPT 2 es de 1.85 kg/cm^2 y según ASTEL LTDA es de 1.21 kg/cm^2 . Como se muestran en los resultados, estos varían y se debe a dos condiciones: las penetraciones de ambos ensayos no son tomadas del mismo punto, ya que los ensayos del año 1977 son tomados donde hoy en día se encuentra la estructura, pero en nuestros ensayos se trató de realizarlos lo más cercano posible y segundo, hay que recordar que existen los asentamientos diferenciales, los cuales le permiten a los suelos sufrir desplazamientos de un punto a otro.

Respecto al contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje, este oscila entre un 34 % y 50 %, el SPT 1 presenta un promedio de 39.38 % y el SPT 2 un promedio de 42.13 % lo cual representa la relación entre el peso del aire y el agua, con respecto a las partículas sólidas del suelo. Dichos porcentajes evidencian la presencia de agua en el suelo, lo cual provoca un incremento en la presión de poros y esto, se traduce en cambios volumétricos del suelo. Si se comparan dichos resultados con los obtenidos en sitio estos son de 34.7 % y 40.65 % lo que refleja poca variación entre los datos y una humedad en sitio similar. Además, estos resultados se pueden respaldar con la evidencia de inundaciones alrededores de la edificación producto las lluvias, el suelo no es capaz de filtrar rápidamente el agua y ni siquiera, existen drenajes adecuados para evacuar las aguas, lo que provoca una saturación de los poros del suelo.

Considerando los resultados obtenidos para granulometría del suelo, se determina alta presencia de limos y arcillas, ya que en promedio el porcentaje de material que pasa el tamiz número 200 ronda entre un 47 % y 67 %. Los resultados prueban la presencia de estos materiales, la baja presencia de arenas y la casi nula presencia de gravas. Un patrón importante de recalcar es que conforme se aumenta el nivel de desplante, la presencia de arcillas y limos aumentan. Como se muestra en la figura conforme aumenta el nivel de desplante en las muestras 2 y 3, la presencia de material es similar, donde esta varía es en la primera capa de 0.00 m - 0.90 m donde hay mayor presencia de material orgánico.

Para la determinación de los límites líquidos y límites plásticos se dividieron las muestras según nivel de desplante, siendo: 0.00 m - 0.90 m, 0-90 m - 1.80 m y 1.80 m - 3.15 m. Para dichas capas se tienen porcentajes para límite líquido de 62.79 %, 73.76 % y 54.07 %, respectivamente. Esto determina la capacidad de un suelo de pasar de un estado líquido a un estado plástico o viceversa. Además, es posible determinar el grado de expansión por medio de los resultados obtenidos en el ensayo de Copa de Casagrande, y tomando como referencia lo mencionado en el Manual de Carreteras Chileno, el suelo se clasifica como de alto hinchamiento. En el caso del límite plástico para la muestra 1 es de 33.68 %, 35.01 % para la muestra 2 y 30.74 % para la muestra 3, lo que evidencia la plasticidad en el suelo debido a la presencia de arcillas y limos en la zona, según la curva de granulometría y lo visto en sitio. Estos resultados interfieren directamente en la capacidad soportante del suelo, ya que esta aumenta al disminuir la presencia de humedad, y caso contrario cuando el suelo se satura, su capacidad soportante se afecta por inestabilidad del suelo. El índice de plasticidad refleja la capacidad del suelo para deformarse, con valores que andan entre 23 y 39 %. Unido a lo anterior, el potencial expansivo de un suelo se puede medir utilizando el índice de plasticidad y según (Arancibia, 2003) el suelo en estudio presenta un potencial de expansión alto, lo que nos va encaminando en uno de los objetivos específicos del proyecto: la caracterización del suelo. En relación con lo anterior, los estudios de ASTEL LTDA (ver Cuadro 39) reflejan una similitud con los datos obtenidos en la muestra 2 entre el desplante 0-90 m - 1.80 m. Para la interpretación de la carta de plasticidad, se toman los límites líquidos e índices de plasticidad, donde se prueba la presencia de limos de alta plasticidad (MH) y arcillas de baja plasticidad (CL).

Elaborando el procedimiento para el ensayo de Consolidación Unidimensional para así determinar la deformación vertical del suelo, es importante rescatar que un suelo se deforma con el tiempo y también, depende proporcionalmente de las cargas a las cuales ha estado sometido o puede estar sometido. El objetivo es incrementar diferentes cargas a una probeta con la muestra de suelo inalterado e ir digitalizando las deformaciones que este sufre, por medio del deformímetro. Por cuestiones de acceso al laboratorio y con el fin de obtener los resultados de una forma consecuente, únicamente se realizan 4 incrementos de carga y una descarga al último día para que el ensayo sea realizado en un total de 5 días. Para el incremento de carga de 1 kg existieron deformaciones de 0.154 mm, para la carga de 2 kg la deformación es de 0.214 mm, para la tercera carga de 4 kg es de 0.282 mm y finalmente, en la carga de 8 kg la deformación es de 0.376 mm. En conclusión, al final de las mediciones con una carga de 8 kg hay una variación en la deformación de la probeta de 2.194 mm, lo cual deriva en una disminución de la altura de la muestra. Unido a esto, es posible conocer el coeficiente de

consolidación mediante la deformación y el tiempo en raíz cuadrada; donde los resultados indican un coeficiente de consolidación desde los $0.175 \text{ mm}^2/\text{s}$ para la mayor carga aplicada, hasta $0.384 \text{ mm}^2/\text{s}$ con la menor carga aplicada, lo que demuestra una disminución conforme la carga aplicada es mayor, pero refleja un comportamiento de deformación conforme el tiempo pasa (ver sección de Resultados: Consolidación Unidimensional). Según la curva de compresibilidad hay un esfuerzo de preconsolidación de 8.7 kPa y tiempos de consolidación que reflejan que las consolidaciones en las probetas se dan en tiempos desde los 14 minutos, hasta un máximo de 32 minutos, donde luego se mantiene prácticamente constante. Además, es posible determinar el coeficiente de balasto el cual es el cociente entre la presión de contacto y la penetración o asentamiento obtenido. Dichos asentamientos ($S = \Delta$) permiten correlacionarse con el fin de obtener coeficientes de balasto, los cuales rondan entre los 14.085 kg/cm^3 y 7.427 kg/cm^3 (ver Cuadro 56).

Mediante la ejecución del análisis con SAP 2000 lo que se realiza es un eje de muros de dos niveles, utilizando las especificaciones y dimensiones de los planos suministrados. Los movimientos de los elementos estructurales, corresponden a una de las razones por las cuales existe la aparición de grietas; gracias a la ayuda del Ingeniero Miguel Peralta se descarta la posibilidad de que el problema sea por pérdida de inercia en los elementos, y esto se explica de la siguiente manera. El resultado al haber desplazamientos es la afectación de los elementos estructurales, sin embargo la causa de este problema son los movimientos verticales que se presentan en el suelo. Se considera que la presencia de grietas sucede exclusivamente entre los ejes B-C y conforme se avanza en los ejes hay una disminución en la aparición de grietas en la inspección realizada, lo que da una característica de asentamientos diferencial, ya que ocurren en diferentes puntos, con diferente magnitud. Unido a esto, la presencia de los asentamientos diferenciales ocurren en una fracción del área total de los cimientos, ya que, a simple vista la edificación presenta simetría, según vista en planta de los planos, por lo tanto las cargas gravitacionales que bajan en los ejes, son iguales de un lado que del otro.

El siguiente procedimiento realizado consiste en modelar uno de los ejes de muros (ver Figura 54) de tal forma que en uno se consideren los muros de mampostería para ejemplificar el efecto que estos tienen, que si bien, no son los principales elementos principales, el efecto que tienen sobre la estructura como un conjunto, es alta. Con ayuda de la ecuación de momento de agrietamiento, se conoce el agrietamiento teórico, para las vigas afectadas, que en este caso se define como el obtenido con las especificaciones reales de la edificación (ver Cuadro 70 y 72). Los momentos de agrietamiento teórico se calculan según las dimensiones, inercia y la capaci-

dad del concreto, los cuales se especifican en los Cuadros 66, 67, 68 y 69, ya que la estructura presenta variaciones en sus elementos. Una vez que se tienen los modelos, con todos los apoyos empotrados, con la excepción de que en algunos de estos apoyos se permite un asentamiento vertical y cuando este se permite, se producen esfuerzos de momento en los elementos A, B, C y D. Entonces, como se muestra en los Cuadro 71 y 73 mediante muchas iteraciones al colocarse esos desplazamientos los cuales están comparados con los admisibles por el Código de Cimentaciones de Costa Rica, se obtienen momentos de agrietamiento cercanos a los teóricos. Por lo tanto, se concluye que para alcanzar el agrietamiento en los elementos, es necesario que hayan asentamientos aproximados a los 10 mm, sin embargo como se muestra en los Cuadros 70 y 72 no fue posible alcanzar los momentos esperados, ya que si se aumentaban mucho los asentamientos se veían afectados otros elementos que tenían una capacidad menor debido a sus dimensiones estructurales. Un parámetro a considerar en la capacidad del momento de agrietamiento es la inercia, ya que dependen de las dimensiones y esto se aprecia en la vigas B y D, donde la Inercia es menor debido a que las dimensiones son menores, y por tanto, el momento de agrietamiento es menor.

Como se muestra en la Figura 56 los diagramas de momento son más variables debido a que la estructura se encuentra únicamente como un marco estructural, sin embargo si se aprecia la Figura 57 los diagramas de momento se mantienen más estables debido a los muros de mampostería. Para la modelación del marco con muros, se aprecia como los desplazamientos son mucho mayores y estos son más similares a los permisibles por el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Esto se debe a que la unión de los marcos con los muros, permite a la estructura la capacidad de soportar asentamientos mayores sin sufrir agrietamiento en el concreto. Cabe destacar que dichos asentamientos permisibles son diferenciales, por lo que se ajusta a las necesidades del modelo, ya que en asentamientos totales la estructura baja como un todo sin afectar los elementos individuales. En este caso de asentamiento, el Código permite asentamientos mayores que rondan los 25 mm, sin embargo, esta investigación se limita a los asentamientos diferenciales.

Para contemplar la técnica de mejoramiento más apropiada, es necesario tomar en consideración varios factores, entre estos: el estado actual de la estructura, los años de construcción, tipo suelo, cargas gravitacionales, el uso que se le da a la estructura, así como los factores aledaños que pueden o afectan el comportamiento de la edificación. Unido a esto, una vez se determine que los asentamientos diferenciales están alterando el comportamiento de los elementos, se sabe que el problema es geotécnico, por lo que para abordar el problema hay

que analizar las técnicas de mejoramiento de suelos existentes. De acuerdo a los factores y las condiciones en sitio, la técnica que más se adecúa es la aplicación de algún tipo de aditivo como cal o cemento, sin alterar mucho el espacio aledaño a la edificación. Por otro lado, hay evidencia de inundaciones cuando los suelos se satura por la afectación de las lluvias, por lo que se requiere drenar los suelos por saturación de los mismos, realizaron drenajes que se ajusten a las condiciones del suelo alrededor de la estructura, y esto, combinado con los aditivos, le da estabilidad y resistencia al suelo.

Conclusiones

El análisis geotécnico refleja la presencia de material con características expansivas y con adherencia de las partículas alto según su cohesión en comparación con los estudios realizados en 1977. Los ensayos realizados para dicha interpretación son: Granulometría, Contenido de Humedad, SPT y Límites de Consistencia. Según el estudio de suelos realizado en 1977 por ASTEL LTDA hay presencia de arcillas grises con vetas rojas y limos arcillosos café claro, lo cual se corrobora para el ensayo de SPT realizado. La clasificación de suelos según SUCS determinan suelos MH (limos de alta plasticidad) y CL (arcillas de baja plasticidad) en sitio, lo que da una mejor precisión sobre el tipo de material y su comportamiento en un estado líquido y un estado plástico.

Por medio del Ensayo de Consolidación es posible conocer los tiempos de consolidación por medio de la curva de comprensibilidad. Dicha curva considera los esfuerzos axiales del Ensayo, así como la relación de vacíos que se da a lo largo de los incrementos de carga. El tiempo de consolidación es proporcional a la carga aplicada, ya que esta aumenta al aumentar la carga. Unido a esto, se evidencia consolidación en el suelo a los alrededores de la edificación donde no hay cargas gravitacionales impuestas, mas allá de las cargas del suelo. Esto puede predecir mayores valores de consolidación en zonas por debajo de la estructura, ya que el suelo debe soportar mayores cargas.

Se debe recordar que un elemento alcanza su estado de falla cuando alcanza el momento de falla máximo, mediante las ecuaciones que relacionan la inercia, el módulo de ruptura y las dimensiones de los elementos. Con ayuda del SAP 2000 se realizan iteraciones en la colocación de desplazamientos en los apoyos de la estructura, hasta alcanzar el momento de agrietamiento de los elementos en tensión. Unido a lo anterior, para alcanzar o aproximarse a los momentos de agrietamiento teóricos en SAP es necesario permitir desplazamientos en los apoyos y estos asentamientos son comparados con los del C.C.C.R (2009) y así determinar si para alcanzar dichos momentos es necesario sobrepasar los asentamientos permitidos. Los asentamientos en la modelación del marco son menores a los admisibles, y esto se debe a que al solo ser marco las fuerzas de compresión y tensión en las vigas se alcanza más rápido al no tener muros que restrinjan el momento.

Por otro lado, el momento de agrietamiento teórico en las vigas para el modelo con muros, no varía ya que es una condición que depende de la inercia y de la resistencia de los elementos. Según los resultados del modelo con muros de mampostería, los desplazamientos aplicados son mayores al modelo sin muros, ya que los muros le restringen el movimiento a las vigas lo que le permite tener más capacidad para alcanzar el momento de agrietamiento. En este modelo, algunos de los desplazamientos obtenidos están dentro de los asentamientos admisibles por el C.C.C.R (2009).

Debemos recordar que el resultado es la afectación de elementos de la estructura, siendo la causa los desplazamientos en el suelo que como se caracterizó anteriormente, presenta parámetros que lo definen como un suelo limoso/arcilloso expansivo. Es por esta razón, que las soluciones se enfocan principalmente en la causa del problema; por tanto, la técnica de mejoramiento de suelos más adecuada según las condiciones de sitio es la aplicación de aditivos como la cal y el cemento. Esto por que aumentan la estabilidad y resistencia de suelos blandos y no se necesitan equipos complejos para realizar. Unido a esto, se considera viable la posibilidad de realizar drenajes alrededor de la edificación, que permitan la evacuación del agua más rápidamente, para evitar saturación en los poros del suelo, por la evidencia de inundaciones cuando hay lluvias en la zona. Además, las grietas presentes son finas con un ancho aproximado de 1mm lo que facilita el tratamiento, mediante técnicas de remodelación.

Recomendaciones

1. Para conocer mejor la condición actual de los elementos se pueden realizar ensayos destructivos como la extracción de núcleos del concreto para conocer las propiedades y determinar si no se ha perdido resistencia en los elementos, lo que puede ser un factor influyente ante las cargas impuestas, al perder resistencia.
2. Para obtener mejores resultados sobre el comportamiento del suelo ante diferentes cargas aplicadas se recomienda realizar el ensayo de Consolidación Unidimensional con un mínimo 6 incrementos de carga, los cuales serían 16 y 32 kg respectivamente, esto para interpretar las deformaciones generadas a mayores esfuerzos. Debido a que los ensayos se realizan en una institución, estos solo se pueden utilizar de lunes a viernes, lo que genera una

pausa del ensayo, por eso solo se aplicaron 4 incrementos de carga, para tener un día de descarga.

3. Otra alternativa para tratar los suelos es mediante la aplicación de cal en el suelo, ya que este ayuda a disminuir la plasticidad y potencial de hinchamiento ensayo.
4. De ser posible, se remueven capas de suelo para sustituir en su totalidad el material superficial en caso de presentar arcillas expansivas, alrededor de la estructura. Mediante la sustitución parcial, unida a técnicas de impermealización y aislamiento, se pueden obtener soluciones satisfactorias.
5. Para cimientos en suelos expansivos es recomendable no tener la presencia de árboles en las cercanías de las paredes y como se evidencia en las imágenes en anexos hay presencia de árboles de gran altura, por lo que se recomientar cortar para evitar el crecimiento de las raíces.
6. Realizar drenajes de mayor tamaño, ya que los actuales no son suficientes para evacuar las aguas, cuando hay inundaciones alrededor de la edificación.

Agradecimientos

Dedico este trabajo de investigación a mis padres -José Becerril e Ivannia Vargas- como resultado de inculcarme siempre la educación y el esfuerzo por alcanzar lo que se quiere. También, agradezco a mis hermanos Jeffry y Nicolás por estar siempre para mí y apoyarme cuando los necesito. Valeria, por darme fuerzas y estar a mi lado durante estos 5 años. Mis amigos y compañeros de universidad, por más de una palmada, sacrificio, ayuda y alegría en especial a Ariel, Johan, Isaac y Melanie, los llevo en el corazón. Para el desarrollo de la presente investigación agradezco a mi profesor guía el Ingeniero Alonso Poveda, Ingeniero Gustavo Rojas y a los técnicos del CIVCO por brindarme un poco de su conocimiento y asesorarme en la ejecución de los ensayos de campo y laboratorio. Gracias totales a todos.

Referencias

- Alva, J. (-). Introducción y conceptos básicos. [Archivo PDF]. <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Intro>
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 7928-17 Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 1140-17 Standard Test Methods for Determining the Amount for Material Finer than 75-um (No.200) Sieve in Solis by Washing. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 698-12e2 Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 1557-12e1 Standard Test for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 2435M-11(2020) Standard Test Method for One Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 1556M 15e1 Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 2216-19 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Waters (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.

United States of America.

- American Society for Testing and Materials . ASTM D 4318-17e1 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 1586M-18 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. United States of America.
- American Society for Testing and Materials . ASTM D 2166M-16 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. United States of America.
- Arancibia, C. (2003). Arcillas expansivas: Comportamiento, identificación y su correlación mediante ensayos de fácil ejecución. [Archivo PDF]. <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2003/bmfcia66TH.6.pdf>
- Canal Alex Henry Palomino Encimas. (23 de febrero de 2019). ASIGNACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO EN SAP2000 [Archivo de Vídeo].<https://www.youtube.com/watch?v=FXhOR2zr>
- Canal Andrew Vargas Condarco. (27 de febrero de 2020). Aplicación de Cargas Laterales en Muro de Contención con Sap2000 [Archivo de Vídeo].<https://www.youtube.com/watch?v=FXhOR2zr>
- Canal Kevin Caceres. (21 de enero de 2017). Como resolver una viga con resortes en el programa SAP2000v18 [Archivo de Vídeo].<https://www.youtube.com/watch?v=ePOEBI3qmak>
- Canal MIDAS LA. (17 de febrero de 2017). Modelado de Interacción Suelo Estructura con Método Directo [Archivo de Vídeo]. <https://www.youtube.com/watch?v=pCDb8rLMZMc>
- Castro, E. (2012). Estudio de un suelo arcilloso expansivo del Valle Central Occidental de Costa Rica para uso como subrasante. [Tesis de Licenciatura, Universidad de Costa

Rica]. <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/xmlui/handle/123456789/3558>

- Código de Cimentaciones de Costa Rica, Asociación Costarricense de Geotecnia, Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2009.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2003. Código Sísmico de Costa Rica 2010. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Leiva J.C. (Mayo, 2007). Evaluación de la vulnerabilidad estructural de los edificios de uso público, en el municipio La Gomera, Departamento de Escuintla. Facultad de Arquitectura. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Masís, D. (2017). Zonificación y caracterización geotécnica de los suelos de la sede central del Instituto Tecnológico de Costa Rica. [Tesis de Licenciatura, Tecnológico de Costa Rica]. <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/7275>
- Mata, R. (2005). Análisis de asentamientos de losas de fundación sobre rellenos de suelo colapsable mediante la aplicación de un modelo físico. [Tesis de Licenciatura, Universidad de Costa Rica]. <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/1489>
- Mora, R. (2020). Técnicas de mejoramiento de suelos. [Conferencia, Universidad de Costa Rica]. <https://www.researchgate.net/publication/342135174Tecnicasdemejoramientodesuelos>
- Nij, J. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas. [Tesis de Licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. <http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/083004C.pdf>
- Peralta M. (2018) Análisis Estructural. Escuela de Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica.

- Poliotti, M., Sierra, P. (-). Consolidación Unidimensional de Suelos. [Archivo PDF]. <https://www.fceia.unr.edu.ar/>
- Poveda A. (2018) Laboratorio de Suelos 1. Escuela de Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Sánchez, M. (2014) Estabilización de suelos expansivos con cal y cemento en el sector caldical del cantón Tosagua provincia de Manabí. [Tesis de Licenciatura, Universidad Pontificia de Ecuador]. <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/11180/TESIS-PUCE-S%C3%A1nchez%20Alb%C3%A1n%20Mar%C3%ADa.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Socualaya, K. (2009). Caracterización de suelos para la obtención de coeficiente de balasto, Distrito San Agustín de Cajas, año 2017. [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional del Centro de Perú]. <http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/5267/Socualaya%20Card>
- Solano I. (2017) Mecánica de Suelos 1. Escuela de Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Solano, J. (2015). Inspección estructural del edificio central del ICE. [Tesis de Licenciatura, Tecnológico de Costa Rica]. <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/9863>
- . (-). Reconocimiento, prevención y corrección de grietas ocasionadas en edificaciones por movimientos del subsuelo. [Archivo PDF]. <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/8720/Capitulo1.pdf>

Apéndices

1. Resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio y fuentes consultadas 112
2. Imágenes de ensayos de campo y laboratorio 125
3. Imágenes de comportamiento suelo-estructura 131

Apéndice 1. Resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio y fuentes consultadas

Según el estudio de suelos realizado antes de la construcción de los edificios en 1977, estos son los datos determinados por la empresa de Asesoría Técnica de Laboratorio (ASTEL LTDA) para la capacidad soportante del suelo:

(a) Cohesión vs número de golpes corregido

Nivel de Desplante	Número de golpes	C (kg/cm ²)
SPT 1		
0.00 - 0.45	6	1.07
0.45 - 0.90	12	1.77
0.90 - 1.35	8	1.32
1.35 - 1.80	9	1.44
SPT 2		
0.00 - 0.45	6	1.07
0.45 - 0.90	11	1.66
0.90 - 1.35	14	1.98
1.35 - 1.80	6	1.07
1.80 - 2.25	17.5	2.32
2.25 - 2.70	22	2.74
2.70 - 3.15	15	2.08

Fuente: Propia

(b) Contenido de humedad para la muestra del SPT 1

No. Cápsula	14	31	36	37	38
Profundidad (m)	0.00 - 0.45	0.45 - 0.90	0.90 - 1.35	1.35 - 1.80	1.80 - 2.25
Pcont (g)	14.56	14.14	14.43	14.33	14.35
Pcont (g) + Ph (g)	46.72	38.23	46.31	57.26	44.68
Pcont (g) + Pseco_1 (g)	38.55	33.79	35.69	43.35	35.62
Pseco_1 (g)	23.99	19.65	21.26	29.02	21.27
PconT (g) + Pseco_2 (g)	38.56	33.8	35.71	43.4	35.64
Pseco_2 (g)	24	19.66	21.28	29.07	21.29
%_1	0.04 %	0.05 %	0.09 %	0.17 %	0.09 %
Pcont (g) + Pseco_3 (g)	38.54	33.79	35.71	43.38	35.62
Pseco_3 (g)	23.98	19.65	21.28	29.05	21.27
%_2	-0.08 %	-0.05 %	0.00 %	-0.07 %	-0.09 %
Pagua (g)	8.18	4.44	10.6	13.88	9.06
%_w	34.11	22.60	49.81	47.78	42.60
Promedio a 0.1 %					39.38
Promedio ASTEL LTA 1977					34.7

Fuente: Propia

(c) Contenido de humedad para la muestra del SPT 2

No. Cápsula	48	57	63	71	73	74	81
Profundidad (m)	0.00 - 0.45	0.45 - 0.90	0.90 - 1.35	1.35 - 1.80	1.80 - 2.25	2.25 - 2.70	2.70 - 3.15
Pcont (g)	14.21	14.23	14.52	14.47	14.21	14.87	14.48
Pcont (g) + Ph (g)	57.85	43.62	49.72	48.73	50.14	59.45	50
Pcont (g) + Pseco_1 (g)	46.31	34.82	38.86	37.71	39.82	45.9	39.68
Pseco_1 (g)	32.1	20.59	24.34	23.24	25.61	31.03	25.2
PconT (g) + Pseco_2 (g)	46.33	34.84	38.88	37.73	39.83	45.94	39.7
Pseco_2 (g)	32.12	20.61	24.36	23.26	25.62	31.07	25.22
%_1	0.06 %	0.10 %	0.08 %	0.09 %	0.04 %	0.13 %	0.08 %
Pcont (g) + Pseco_3 (g)	46.33	34.84	38.88	37.72	39.83	45.93	39.7
Pseco_3 (g)	32.12	20.61	24.36	23.25	25.62	31.06	25.22
%_2	0.00 %	0.00 %	0.00 %	-0.04 %	0.00 %	-0.03 %	0.00 %
Pagua (g)	11.52	8.78	10.84	11.01	10.31	13.52	10.3
%_w	35.87	42.60	44.50	47.35	40.24	43.53	40.84
Promedio a 0.1 %							42.13
Promedio ASTEL LTA 1977							40.65

Fuente: Propia

(d) Análisis granulométrico por vía seca para primer estrato de suelo

Muestra 1		Df : 0.00 - 0.90 m		Masa seca (g) :	556.15
Tamiz				Masa seca lavada (g) :	292.10
No.	(mm)	Mret (g)	% Mret (g)	% Mret_acum (g)	% Mpas (g)
4	4.76	104.530	35.550	35.550	64.450
10	2	34.200	11.631	47.181	52.819
20	0.84	40.010	13.607	60.788	39.212
40	0.42	22.060	7.502	68.290	31.710
100	0.149	54.390	18.497	86.788	13.212
200	0.074	35.790	12.172	98.959	1.041
Charola	—	3.060	1.041	100.000	0.000
TOTAL		294.040	100.000		

Fuente: Propia

(e) Análisis granulométrico por vía seca para segundo estrato de suelo

Muestra 2		Df : 0.90 - 1.80 m		Masa seca (g) :	463.11
Tamiz				Masa seca lavada (g) :	156.45
No.	(mm)	Mret (g)	% Mret (g)	% Mret_acum (g)	% Mpas (g)
4	4.76	6.38	4.019	4.019	95.981
10	2	19.02	11.981	16.000	84.000
20	0.84	32.7	20.598	36.598	63.402
40	0.42	19.23	12.113	48.712	51.288
100	0.149	44.64	28.120	76.831	23.169
200	0.074	31.45	19.811	96.643	3.357
Charola	—	5.33	3.357	100.000	0.000
TOTAL		158.75	100.000		

Fuente: Propia

(f) Análisis granulométrico por vía seca para tercer estrato de suelo

Muestra 3		Df : 1.80 - 3.15 m		Masa seca (g) :	376.33
				Masa seca lavada (g) :	159.6
Tamiz					
No.	(mm)	Mret (g)	% Mret (g)	% Mret_acum (g)	% Mpas (g)
4	4.76	2.6	1.684	1.684	98.316
10	2	16.46	10.663	12.348	87.652
20	0.84	35.06	22.713	35.061	64.939
40	0.42	26.15	16.941	52.002	47.998
100	0.149	27.2	17.621	69.623	30.377
200	0.074	41.73	27.034	96.657	3.343
Charola	—	7.16	3.343	100.000	0.000
TOTAL		156.36	100.000		

Fuente: Propia

(g) Límites de Atterberg $D_f : 0,00 - 0,90m$

Df : 0.00 - 0.90 m					
No. de Bandeja	Límite Líquido			Límite Plástico	
	31	36	38	8	61
MB (g)	14.12	14.41	14.37	14.05	14.62
MH+MB (g)	33.2	32.33	34.04	20.78	22.8
Ms+MB (g)	26	25.43	26.28	19.1	20.72
%H	60.61	62.61	65.16	33.27	34.10
# golpes	33	24	20	x	x

Fuente: Propia

(h) Límites de Atterberg $D_f : 0,90 - 1,80m$

Df : 0.90 - 1.80 m					
	Límite Líquido			Límite Plástico	
No. de Bandeja	44	57	81	28	74
MB (g)	14.2	14.24	14.47	14.08	14.87
MH+MB (g)	27.89	29.22	32.11	19.17	19.31
Ms+MB (g)	22.18	22.83	24.53	17.86	18.15
%H	71.55	74.39	75.35	34.66	35.37
# golpes	32	23	17	x	x

Fuente: Propia

(i) Límites de Atterberg $D_f : 1,80 - 3,15m$

Df : 1.80 - 3.15 m					
	Límite Líquido			Límite Plástico	
No. de Bandeja	A-6	6	14	48	73
MB (g)	11.95	14.85	14.53	14.19	14.2
MH+MB (g)	30.07	34.89	31.84	25.02	23.23
Ms+MB (g)	23.83	27.85	25.66	22.47	21.11
%H	52.53	54.15	55.53	30.80	30.68
# golpes	30	22	18	x	x

Fuente: Propia

(j) Parámetros de la muestra ensayada - Bloque 1

Parámetro	Valor
Humedad inicial	43.55 %
Diámetro (mm)	63.07
Altura inicial (mm) : H_o	19.99
Área transversal (cm ²)	31.24
Volumen inicial (cm ³) : V_o	62.45
Peso inicial (g) : M_o	100.65
Peso seco (g) : M_d	68.96
Peso unitario seco inicial (g/cm ³)	1.10
Relación de vacíos inicial	1.45
Volumen de sólidos (cm ³) : V_s	25.54
Altura de sólidos (cm) : H_s	0.82

Fuente: Propia

(k) Parámetros necesarios para realizar cálculos

Parámetro	Valor
Gravedad específica	2.7
Altura final (mm)	17.798
Peso específico del agua : H_o	1 kg/m ³
Gravedad	9.81 m/s ²
Relación de vacíos final	1.18

Fuente: Propia

Donde:

Gravedad específica: tomada de literatura, normalmente se utiliza entre 2.6 y 2.8

(l) Ensayo de Consolidación Unidimensional: Carga 1 kg

Tiempo (min)	Deformímetro (mm)	Carga (kg)	$S = \Delta H$	H (mm)	Relación de vacíos (e)	Esfuerzo (kg/cm ²)	ε %
0.1	0.28	10	0.28	19.71	1.411	0.32	140
0.25	0.302	10	0.302	19.688	1.408	0.32	151
0.5	0.32	10	0.32	19.670	1.406	0.32	160
1	0.334	10	0.334	19.656	1.404	0.32	167
2	0.350	10	0.35	19.640	1.402	0.32	175
4	0.362	10	0.362	19.628	1.401	0.32	181
8	0.372	10	0.372	19.618	1.400	0.32	186
15	0.378	10	0.378	19.612	1.399	0.32	189
30	0.386	10	0.386	19.604	1.398	0.32	193
60	0.396	10	0.396	19.594	1.397	0.32	198
120	0.402	10	0.402	19.588	1.396	0.32	201
240	0.406	10	0.406	19.584	1.396	0.32	203
480	0.406	10	0.406	19.584	1.396	0.32	203
1440	0.434	10	0.434	19.556	1.392	0.32	217

Fuente: Propia

(m) Ensayo de Consolidación Unidimensional: Carga 2 kg

Tiempo (min)	Deformímetro (mm)	Carga (kg)	$S = \Delta H$	H (mm)	Relación de vacíos (e)	Esfuerzo (kg/cm ²)	ε %
1440.1	0.656	20	0.656	19.334	1.365	0.64	328
1440.25	0.688	20	0.688	19.302	1.361	0.64	344
1440.5	0.712	20	0.712	19.278	1.358	0.64	356
1441	0.738	20	0.738	19.252	1.355	0.64	369
1442	0.762	20	0.762	19.228	1.352	0.64	381
1444	0.784	20	0.784	19.206	1.349	0.64	392
1448	0.802	20	0.802	19.188	1.347	0.64	401
1455	0.814	20	0.814	19.176	1.346	0.64	407
1470	0.832	20	0.832	19.158	1.343	0.64	416
1500	0.842	20	0.842	19.148	1.342	0.64	421
1560	0.85	20	0.85	19.140	1.341	0.64	425
1680	0.85	20	0.85	19.140	1.341	0.64	425
1920	0.862	20	0.862	19.128	1.340	0.64	431
2880	0.87	20	0.87	19.120	1.339	0.64	435

Fuente: Propia

(n) Ensayo de Consolidación Unidimensional: Carga 4 kg

Tiempo (min)	Deformímetro (mm)	Carga (kg)	$S = \Delta H$	H (mm)	Relación de vacíos (e)	Esfuerzo (kg/cm ²)	ϵ %
2880.1	1.272	40	1.272	18.718	1.290	1.28	636
2880.25	1.308	40	1.308	18.682	1.285	1.28	654
2880.5	1.336	40	1.336	18.654	1.282	1.28	668
2881	1.360	40	1.36	18.630	1.279	1.28	680
2882	1.390	40	1.39	18.600	1.275	1.28	695
2884	1.424	40	1.424	18.566	1.271	1.28	712
2888	1.452	40	1.452	18.538	1.268	1.28	726
2895	1.478	40	1.478	18.512	1.264	1.28	739
2910	1.500	40	1.5	18.490	1.262	1.28	750
2940	1.51	40	1.51	18.480	1.260	1.28	755
3000	1.52	40	1.52	18.470	1.259	1.28	760
3120	1.546	40	1.546	18.444	1.256	1.28	773
3360	1.548	40	1.548	18.442	1.256	1.28	774
4320	1.554	40	1.554	18.436	1.255	1.28	777

Fuente: Propia

(ñ) Ensayo de Consolidación Unidimensional: Carga 8 kg

Tiempo (min)	Deformímetro (mm)	Carga (kg)	$S = \Delta H$	H (mm)	Relación de vacíos (e)	Esfuerzo (kg/cm ²)	ϵ %
4320.1	1.818	80	1.818	18.172	0.122	2.56	909
4320.25	1.846	80	1.846	18.144	0.122	2.56	923
4320.5	1.866	80	1.866	18.124	0.122	2.56	933
4321	1.888	80	1.888	18.102	0.121	2.56	944
4322	1.916	80	1.916	18.074	0.121	2.56	958
4324	1.952	80	1.952	18.038	0.121	2.56	976
4328	1.998	80	1.998	17.992	0.120	2.56	999
4335	2.044	80	2.044	17.946	0.120	2.56	1023
4350	2.088	80	2.088	17.902	0.119	2.56	1045
4380	2.114	80	2.114	17.876	0.119	2.56	1058
4440	2.138	80	2.138	17.852	0.118	2.56	1070
4560	2.148	80	2.148	17.842	0.118	2.56	1075
4800	2.166	80	2.166	17.824	0.118	2.56	1084
5760	2.194	80	2.194	17.796	0.118	2.56	1098

Fuente: Propia

(o) Ensayo de Consolidación Unidimensional: Descarga

Tiempo (min)	Deformímetro (mm)	Carga (kg)	$S = \Delta H$	H (mm)	Relación de vacíos (e)	Esfuerzo (kg/cm ²)	ϵ %
5760	2.194	80	2.194	17.796	1.177	2.56	1098
5820	2.194	40	2.194	17.796	1.177	1.28	1098
5880	2.192	20	2.192	17.798	1.177	0.64	1097
5940	2.192	10	2.192	17.798	1.177	0.32	1097

Fuente: Propia

(p) Datos utilizados para la curva de compresibilidad

	Esfuerzo σ'_c (kPa)	Relación de vacíos (e)
Carga	5	1.392
	10	1.339
	20	1.255
	40	1.177
	20	1.177
Descarga	10	1.177
	5	1.177

Fuente: Propia

(q) Valores obtenidos mediante el ensayo de Consolidación

Asentamiento (mm)	S	Grado de consolidación Uv	Coefficiente de balasto ks (kg/cm ³)
0.280		0.128	11.432
0.302		0.138	10.599
0.320		0.146	10.003
0.334		0.152	9.583
0.350		0.160	9.145
0.362		0.165	8.842
0.372		0.170	8.604
0.378		0.172	8.468
0.386		0.176	8.292
0.396		0.181	8.083
0.402		0.183	7.962
0.406		0.185	7.884
0.406		0.185	7.884
0.434		0.198	7.375
0.656		0.299	9.759
0.688		0.314	9.305
0.712		0.325	8.991
0.738		0.337	8.674
0.762		0.348	8.401
0.784		0.358	8.165
0.802		0.366	7.982
0.814		0.371	7.864
0.832		0.380	7.694
0.842		0.384	7.603
0.850		0.388	7.531
0.850		0.388	7.531
0.862		0.393	7.427
0.870		0.397	7.358
1.272		0.580	10.066
1.308		0.597	9.789
1.336		0.609	9.583
1.360		0.620	9.414
1.390		0.634	9.211
1.424		0.650	8.991
1.452		0.662	8.818
1.478		0.674	8.663
1.500		0.684	8.536
1.510		0.689	8.479
1.520		0.693	8.423
1.546		0.705	8.282
1.548		0.706	8.271
1.554		0.709	8.239
1.818		0.829	14.085
1.846		0.842	13.871
1.866		0.851	13.723
1.888		0.861	13.563
1.916		0.874	13.365
1.952		0.891	13.118
1.998		0.911	12.816
2.044		0.932	12.528
2.088		0.953	12.264
2.114		0.964	12.113
2.138		0.975	11.977
2.148		0.980	11.921
2.166		0.988	11.822
2.194		1.001	11.671

Fuente: Propia

Distribución de cargas gravitacionales

(r) Cargas presentes en la edificación

Sobre Carga Muerta (SCM)	Valor
Cielos e instalaciones	35 kg/m ²
Porcelanato	60 kg/m ²
Viguetas de entrepiso	300 kg/m ²
Carga Viva (CV)	Valor
Aulas	250 kg/m ²
Techo	40 kg/m ²
Densidad del concreto	2400 kg/m³

Fuente: Propia.

La bajada de cargas se realiza con respecto a la distribución de elementos mostrada en los apéndices de la investigación:

(s) Bajada de cargas para columnas

Columnas		b (m)	h (m)	L (m)	Vol (m ³)	Peso (kg)
0+3.6 m	C-1-1	0.3	0.5	3	0.450	1080
	C-2-1	0.3	0.5	3	0.450	1080
0+6.7 m	C-2-1	0.3	0.4	2.6	0.312	748.8
	C-2-2	0.3	0.4	2.6	0.312	748.8

Fuente: Propia.

(t) Bajada de cargas para vigas paralelas

Vigas Paralelas		b (m)	h (m)	L (m)	Vol (m ³)	Peso (kg)	w (kg/m)
0+3.6 m	V-5-1	0.225	0.65	4	0.585	1404	351
	V-6-1	0.3	0.6	5	0.900	2160	432
	V-7-1	0.3	0.6	5	0.900	2160	432
0+6.7 m	V-5-2	0.225	0.65	4	0.585	1404	351
	V-6-2	0.3	0.6	5	0.900	2160	432
	V-7-2	0.3	0.6	5	0.900	2160	432

Fuente: Propia.

(u) Bajada de cargas para vigas perpendiculares

Vigas Perpendiculares		b (m)	h (m)	L (m)	Vol (m ³)	Peso (kg)
0+3.6 m	V-1-1	0.3	0.65	9	1.755	4212
	V-2-1	0.3	0.6	9	1.620	3888
	V-3-1	0.3	0.6	9	1.620	3888
	V-4-1	0.3	0.6	9	1.620	3888
0+6.7 m	V-1-2	0.3	0.5	9	1.350	3240
	V-2-2	0.3	0.5	9	1.350	3240
	V-3-2	0.3	0.5	9	1.350	3240
	V-4-2	0.3	0.5	9	1.350	3240

Fuente: Propia.

(v) Bajada de cargas para entrepiso

Entrepiso		b (m)	h (m)	t (m)	Vol (m ³)	Peso (kg)	w (kg/m)
0+3.6 m	Sección G	10	9	0.05	4.5	10800	1080
0+3.6 m	Sección P	4	4.5	0.05	0.9	2160	540

Fuente: Propia.

(w) Bajada de cargas para muros

Muros Paralelos		b (m)	h (m)	t (m)	Vol (m ³)	Peso (kg)	w (kg/m)
0+3.6 m	M-1-1	4	3.6	0.15	2.16	5184	1296
	M-2-1	5	3.6	0.15	2.7	6480	1296
	M-3-1	5	3.6	0.15	2.7	6480	1296
0+6.7 m	M-1-2	4	3.1	0.15	1.86	4464	1116
	M-2-2	5	3.1	0.15	2.325	5580	1116
	M-3-2	5	3.1	0.15	2.325	5580	1116

Fuente: Propia.

(x) Bajada de cargas para Sobre Carga Muerta

SCM		b (m)	h (m)	Q (kgf/m ²)	Peso (kg)	w (kg/m)
0+3.6 m	Entrepiso G	10	9	395	35550	3555
	Entrepiso P	4	4.5	395	7110	1777.5
0+6.7 m	Techo G	10	9	35	3150	315
	Techo P	4	4.5	35	630	157.5

Fuente: Propia.

(y) Bajada de cargas para Carga Viva

Carga Viva		b (m)	h (m)	Q (kgf/m ²)	Peso (kg)	w (kg/m)
0+3.6 m	Entrepiso G	10	9	250	22500	2250
	Entrepiso P	4	4.5	250	4500	1125
0+6.7 m	Techo G	10	9	40	3600	360
	Techo P	4	4.5	40	720	180

Fuente: Propia.

Apéndice 2. Imágenes de ensayos de campo y laboratorio

Las imágenes que se muestran a continuación permiten obtener muestras necesarias para futuros ensayos de laboratorio como lo son: Consolidación Unidimensional (muestras inalteradas) y por otro lado, SPT, Granulometría, Límites de Consistencia y Contenido de Humedad (muestras alterada).

Extracción de bloques inalterados



(a) Extracción de bloque 1 inalterado

Fuente: Propia, con ayuda de un técnico del CIVCO.



(b) Sellado de muestra 1 para llevar a laboratorio
Fuente: Propia, con ayuda de un técnico del CIVCO

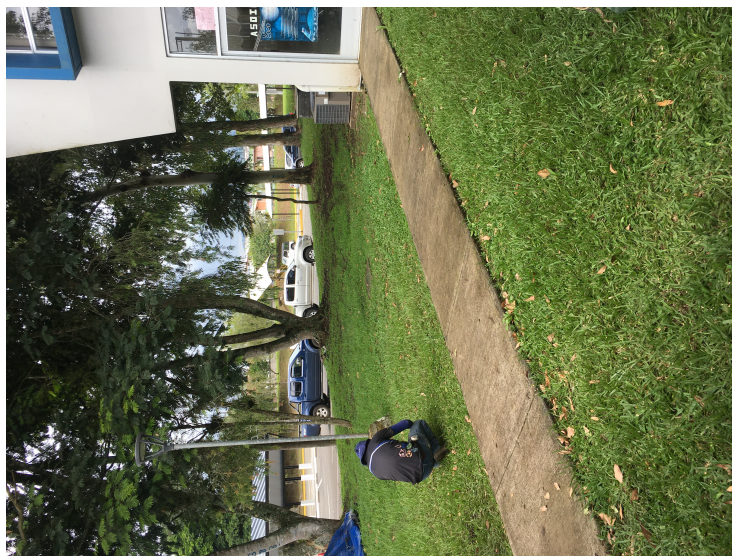


(c) Sellado de muestra 2 para llevar a laboratorio
Fuente: Propia, con ayuda de un técnico del CIVCO

Extracción de bloques alterados



(d) Primera ejecución del Ensayo de Penetración Estándar
Fuente: Propia, con ayuda de los técnicos del CIVCO



(e) Segunda ejecución del Ensayo de Penetración Estándar
Fuente: Propia, con ayuda de los técnicos del CIVCO

Las imágenes, que se muestran a continuación, evidencian los ensayos ejecutados en laboratorio con el fin de determinar propiedades físicas y mecánicas del suelos en estudio. De esta manera, se realizaron ensayos según las normas ASTM para determinar parámetros como por

ejemplo: tipo de suelo, contenido de humedad, índice de plasticidad y asentamientos.

Ubicación: Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) del Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago (2020)



(f) Muestras secas al horno. Ensayo Contenido de Humedad

Fuente: Propia.



(g) Secado artificial del material. Ensayo de Granulometría.

Fuente: Propia.



(h) Material tamizado para el estrato de suelo $D_f: 0.9 - 1.8$ m
Fuente: Propia.



(i) Muestras secando para Ensayo de Límites de Atterberg.
Fuente: Propia.



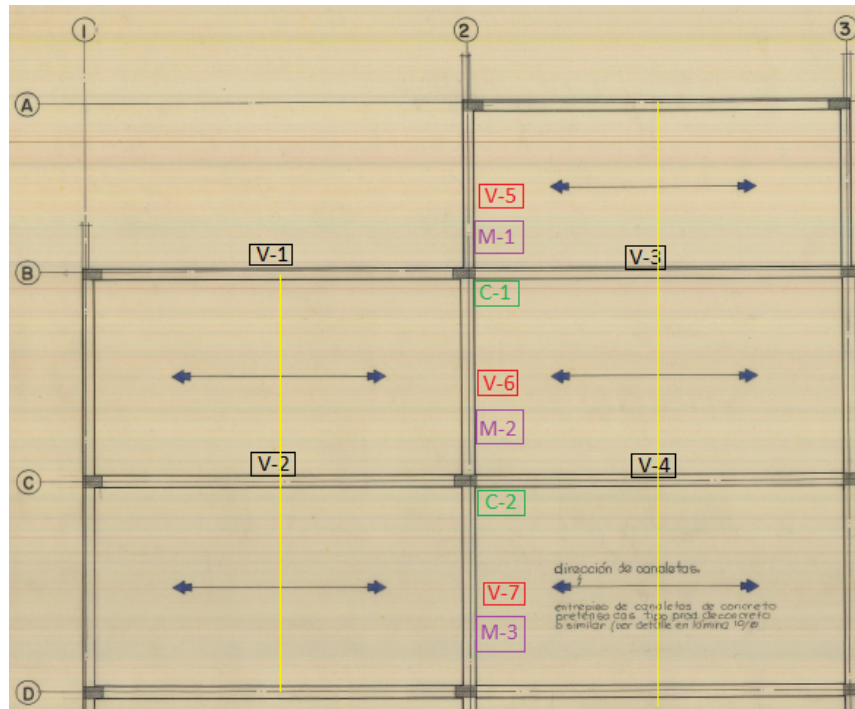
(j) Ensayo para determinar el Límite Líquido por método Casagrande
Fuente: Propia.



(k) Ensayo de Consolidación Unidimensional
Fuente: Propia.

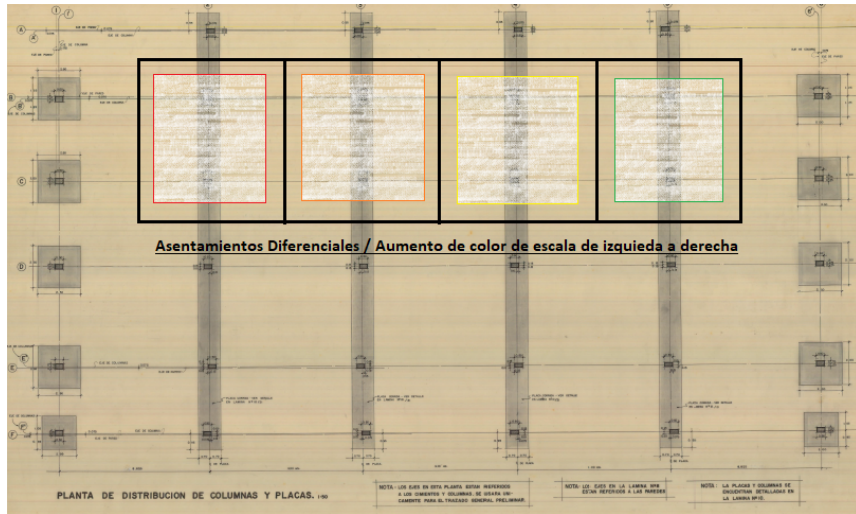
Apéndice 3. Imágenes de comportamiento suelo-estructura

Las imágenes, que se muestran a continuación, evidencian la distribución de los niveles del edificio utilizado como ejemplo, así como la presencia de grietas en diferentes muros de la edificación, con una tendencia a disminuir conforme se alejan del muro más dañado a simple vista. Nótese que conforme avanza la escala de colores, proporcionalmente, las grietas disminuyen de igual manera. Por ejemplo, donde la escala de color es roja, las grietas son más notables, caso contrario en una escala de color verde.



(a) Distribución de elementos para la bajada de cargas

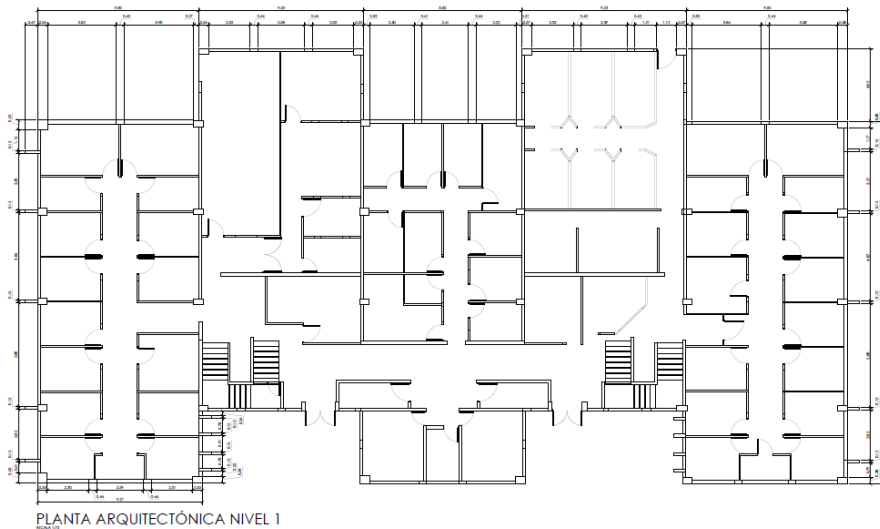
Fuente: Propia.



(b) Comportamiento esperado de los asentamientos diferenciales en el suelo soportante, según la escala de color.

Fuente: Propia.

Ubicación: Edificio de Matemáticas (A4). Instituto Tecnológico de Costa Rica (2020).



(c) Planta arquitectónica del primer nivel del edificio

Fuente: Oficina de Ingeniería, ITCR.



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 2

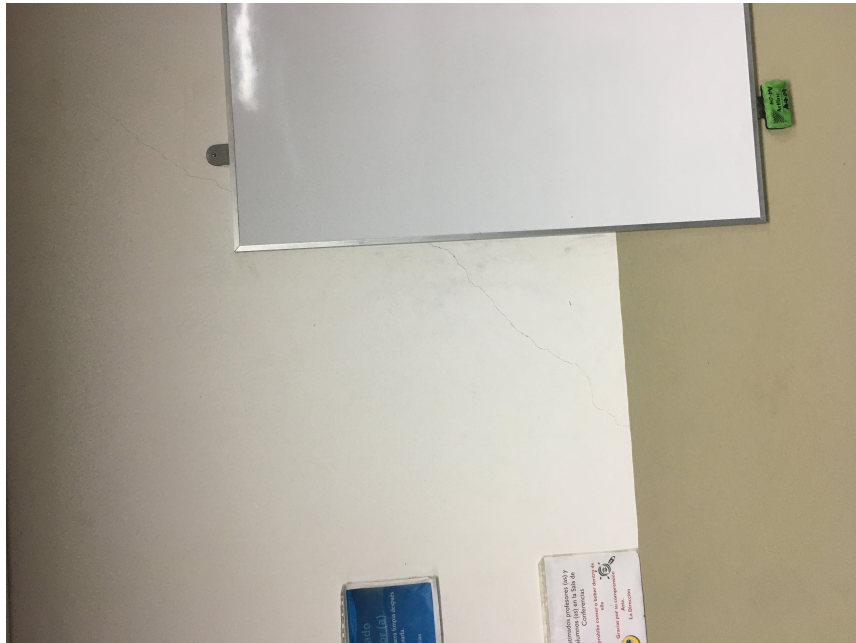
- (d) Planta arquitectónica del segundo nivel del edificio, así como distribución de muros
Fuente: Oficina de Ingeniería, ITCR.



- (e) Evidencia de grietas en viga corona sobre el muro M1
Fuente: Propia.



(f) Evidencia de grietas en Muro M1-b
Fuente: Propia.



(g) Evidencia de grietas en Muro M2-a
Fuente: Propia.



(h) Evidencia de grietas en Muro M2-b
Fuente: Propia.



(i) Evidencia de grietas en Muro M3-a
Fuente: Propia.



(j) Edificio A4 costado lateral / sur
Fuente: Propia.



(k) Edificio A4 costado posterior / oeste
Fuente: Propia.

Anexos

1. Cuadros utilizados de fuentes externas 137
2. Imágenes para el análisis del comportamiento suelo-estructura del muro 138

Anexo 1. Cuadros utilizados de fuentes externas

(a) Capacidad de soporte ASTEL LTDA (1977)

Placas cuadradas	20 (ton/m ²)
Placas rectangulares	22 (ton/m ²)
Factor de seguridad	3.0
Sobrecarga por viento o temblor	30 %

Fuente: Oficina de Ingeniería ITCR, 2020.

A continuación, a partir de los datos suministrados por la Asesoría Técnica de Laboratorio se determinan los principales aspectos técnicos de suelo:

(b) Aspectos técnicos del suelo. Año 1977.

Aspecto
Arcilla color gris con vetas rojas
Limo arcilloso café claro
Pisos
Suelo muy plástico
Índices de expansión altos
Contrapisos de espesor mayor a lo normal

Fuente: Oficina de Ingeniería ITCR, 2020.

(c) Asentamientos admisibles según el C.C.C.R

Movimiento	Factor	Asentamiento máximo (mm)
Asentamiento total	Estructuras con muros de mampostería	25 - 30
Asentamientos diferenciales	Marcos de concreto reforzado	12.5 - 20
	Muros de concreto reforzado	15

Fuente: Propia

Anexo 2. Imágenes para el análisis del comportamiento suelo-estructura del muro

Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)	Esf Adm (Kg/Cm²)	Winkler (Kg/Cm³)
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		

(a) Módulo de reacción según Winkler.

Fuente: Nelson Morrison, 1993.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	33.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

(b) Factores de capacidad de carga

Fuente: Vesic, 1973.

DIVISIONES PRINCIPALES		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS
SUELOS DE GRANO FINO Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
		OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.
	Limos y arcillas: Límite líquido mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.
Suelos muy orgánicos		PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.

(c) Clasificación SUCS para suelos finos

Fuente: Das, 2013.