

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN
Sede “Oscar Lucero Moya”
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN ANTE FALLAS ESTRUCTURALES EN VIVIENDA UBICADA EN TACAJÓ, CONSTRUIDA SOBRE SUELO EXPANSIVO

KARINA MOLINA RAMÍREZ

HOLGUÍN

2016

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN
Sede “Oscar Lucero Moya”
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN ANTE FALLAS ESTRUCTURALES EN VIVIENDA UBICADA EN TACAJÓ, CONSTRUIDA SOBRE SUELO EXPANSIVO

Autora: KARINA MOLINA RAMÍREZ

Tutor: Ing. Julián Mastrapa Ardite

Consultante: Ing. Ramón Romero Parra

HOLGUÍN
2016

Pensamiento:

“La inteligencia consiste no sólo en el conocimiento, sino también en la destreza de aplicar los conocimientos en la práctica.”

Aristóteles. Tomado de Pensamientos del Autor.

DEDICATORIA:

A mi mami, por ser mi luz y guía en este largo camino...

A mi padre, por su apoyo incondicional y su confianza ciega...

A mi hermano, por su paciencia y por entenderme siempre...

A toda mi familia, por confiar siempre en mí...

AGRADECIMIENTOS

A mi madre por ser mi estrella y guía en este largo camino.

A mi tutor Mastrapa, por su dedicación en estos meses de intensa labor.

A mi consultante Parra, qué ha sido parte fundamental de esta investigación.

A mis profesores, por haber contribuido a mi formación profesional y humana.

Al colectivo de la Empresa de Ingeniería y Diseño VÉRTICE por el apoyo que me han brindado durante toda mi carrera.

A Yunia, Manuel, Marielena por toda su ayuda incondicional en la realización de este trabajo.

A Mideisis, Lisbet, Yuliet, Lizania y Daylín por ser magníficas amigas, compartir conmigo y apoyarme cada momento durante toda la carrera.

A mi familia y amigos por ayudarme en esta importante etapa.

RESUMEN

Las arcillas son, probablemente, los materiales geológicos más contradictorios desde el punto de vista de su utilidad en Ingeniería Civil. Son fuente inagotable de problemas de estabilidad en buen número de obras, pero constituyen por sí mismas un material de valiosas propiedades ingenieriles. En nuestro país existen numerosas edificaciones apoyadas sobre arcillas expansivas que han sido inutilizadas por no haberse adoptado soluciones de cimentación en correspondencia con el poder expansivo de éstas, es por ello que la investigación se trabajó sobre la base de este problema. En el presente trabajo se propone elaborar una solución técnica de cimentación que permita resolver las fallas estructurales existentes en la vivienda ubicada en la localidad de Tacajó, construida sobre suelo arcilloso expansivo. Para ello se analizan los aspectos principales del problema de estos suelos, la explicación del fenómeno y se realiza el diagnóstico a la edificación para determinar las causas que la afectaron. La solución de cimentación propuesta consiste en el recalce del cimiento de la vivienda utilizando un colchón de arena combinado con rajón y la estabilización del suelo con cal, constituyendo ésta un aporte importante desde el punto de vista teórico y práctico para el proceso constructivo en suelos con estas características.

SUMMARY

Clays are, probably, the geological materials more contradictory from the point of view of his utility in Civil Engineering. They are inexhaustible source of problems of stability in good number of works, but they constitute for himself same a material of valuable properties ingenieriles. At our country exist you clay numerous leant edifications expansive that they have been out of action not to have adopted solutions of foundation in mail with the expansive power of these, you are for it that investigation was worked up on this problem's base. It is proposed elaborating a technical solution of foundation that it enable to resolve the structural existent faults into the house located at Tacajó's locality, constructed on clayey expansive ground in the present work. They examine the major issues of the problem of these grounds, the explanation of the phenomenon for it and the diagnosis to the edification to determine the causes that affected her comes true . The solution of proposed foundation consists in the underpin of the foundation of the house utilizing a mattress of sand combined with rip and the stabilization of the ground with lime, constituting this an important contribution from the theoretic point of view and pilot for the constructive process at grounds with these characteristics.

ÍNDICE

CAPÍTULO – I: CARACTERIZACIÓN TEÓRICO-METODOLÓGICA Y EMPÍRICA DEL OBJETO Y EL CAMPO DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
Introducción al capítulo.....	8
1.1 Naturaleza de los suelos expansivos.	9
1.1.1 Características generales de los suelos expansivos.	9
1.1.2 Estructura y composición de los minerales de arcilla.	12
1.1.3 Capacidad de Intercambio catiónico de los minerales.....	14
1.2 Identificación de los suelos expansivos.....	15
1.2.1 Límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad).	15
1.2.2 Identificación cualitativa.....	17
1.2.3 Identificación cuantitativa.....	18
1.3 Fenómeno de hinchamiento o expansión.....	18
1.3.1 Mecanismo de expansión.....	21
1.3.2 Potencial, porcentaje y presión de expansión.	22
1.4 Factores condicionantes del hinchamiento de arcilla.	24
1.4.1 Composición del suelo.....	25
1.4.2. Cationes de cambio disponibles.....	25
1.4.3. Estructura del suelo.....	26
1.4.4 Cementaciones y enlaces diagenéticos.....	27
1.4.5. Presión Vertical.....	27
1.4.6. Trayectoria de las Tensiones.	28
1.4.7 Cambios Ambientales.....	28
1.4.7.1 Causa de los cambios de Humedad.....	28
1.5 Reconocimiento y clasificación de suelos expansivos.....	29
1.6 Diagnóstico de la situación objetiva del campo.	30
1.6.1 Causas fundamentales que provocaron las fallas estructurales.....	32
1.7 Soluciones técnicas idóneas empleadas internacionalmente, según las patologías existentes.	33
1.7.1 Estabilización del suelo..	33
1.7.2 Sustitución del suelo expansivo, cargas de compensación.....	35
Conclusiones del capítulo.....	36
CAPÍTULO II: SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN A FALLAS ESTRUCTURALES EN VIVIENDA UBICADA EN TÁCAJÓ, CONSTRUIDA SOBRE SUELO EXPANSIVO.....	37

Introducción al capítulo:.....	37
2.1 Estudio de la vivienda.....	37
2.1.1 Microlocalización de la vivienda	37
2.1.2 Análisis de cargas.....	39
2.1.3 Análisis técnico-constructivo. Chequeo de la cimentación de la vivienda.....	42
2.1.3.1 Ejemplo de cálculo para una sección de la vivienda.....	47
2.1.4 Diseño estructural de la vivienda en el software SAP 2000.....	55
2.1.4.1 Análisis de los resultados.	56
2.2 Solución técnica de recalce con el uso del colchón de arena.....	57
2.2.1 Cálculo del colchón de arena:	60
2.2.2 Valoración técnico- económica de la solución propuesta.	67
Conclusiones del capítulo.....	68
CONCLUSIONES GENERALES	68
RECOMENDACIONES	69
BIBLIOGRAFÍA.....	71
ANEXOS.....	

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

TÉRMINOS:

ϕ = ángulo de fricción interna ($^{\circ}$)

A = área (m^2)

Δh = aumento o variación de volumen

h_i = altura Inicial (m)

C_v = coeficiente de consolidación.

c = cohesión (kPa)

W = humedad natural (%).

W_L = humedad en el límite líquido (%).

W_P = humedad en el límite plástico (%).

I_P = índice de plasticidad ($W_L - W_P$) (%).

I_L = índice de fluidez ($W - W_P$) / ($W_L - W_P$) (%).

E = índice de poros.

E_o = módulo de deformación general (kPa).

E_s = módulo de deformación edométrico (kPa).

E_t = módulo de deformación de consolidación triaxial (kPa).

γ = peso específico en estado natural (kN/m^3).

γ_d = peso específico seco (kN/m^3).

σ = presión de hinchamiento (kPa).

G_s = peso específico relativo del suelo (kN/m^3).

e = relación de vacío inicial.

S = saturación del suelo (%).

Q_C = peso del cemento.

Q_R = peso del rehincho que actúa sobre el cimiento.

DEFINICIONES:

-Base de Cimentación: Zona del suelo donde se encuentra apoyada la cimentación, en la cual se desarrolla tanto superficial como en profundidad, el bulbo de presiones y la superficie de falla de la cimentación, debido a las solicitaciones actuantes a nivel de solera.

-Capacidad de Carga: Capacidad del suelo de la base de soportar la acción de las cargas sin que se produzcan fallas generales por resistencia a cortante dentro de la masa de suelo.

Cimentación: Elemento o conexión estructural responsable de transmitir las solicitaciones originadas en la superestructura al suelo, y cuyo diseño depende tanto de las características de la estructura como del suelo de la Base.

-Coeficiente de Carga (γ_f): Coeficiente que toma en cuenta la posible desviación de las cargas con respecto a sus valores característicos. NC – 054-038-85.

-Coeficiente de las características físico mecánicas del suelo (γ_g): Coeficiente que toma en cuenta las posibles desviaciones de las características físico- mecánicas del suelo con respecto a sus valores medios.

-Coeficiente de Seguridad Adicional (γ_s): Coeficiente que toma en cuenta la importancia del fallo de la cimentación, valorando para ello el tipo de construcción y las condiciones de trabajo de la base de la cimentación.

-Estado Límite de Estabilidad: Estado Límite donde se garantiza que no ocurra el fallo por capacidad de carga de la base de la cimentación, diseñándose para lograr la resistencia y estabilidad de la estructura, bajo la acción de las solicitaciones existentes con sus valores de cálculo.

-Estado Límite de Deformación: Estado Límite que garantiza la funcionabilidad de la estructura, chequeándose que todos los desplazamientos o deformaciones que se originan en la base de la cimentación debido a la acción de las cargas, no sobrepasen

los límites permisibles, de forma tal que se asegure la correcta explotación de la estructura.

-Teoría de Seguridad: Es un método probabilístico utilizado para establecer la seguridad introducida en un diseño, valorando para ello la variabilidad de todas las variables aleatorias que intervienen en el mismo. Se utiliza para determinar los coeficientes de seguridad adecuados que deben ser empleados en el diseño por Estados Límites.

-Profundidad de Cimentación: Profundidad a la que se desplanta el cimiento, la cual garantizará la estabilidad de la cimentación a un posible vuelco, deslizamiento y otras posibles afectaciones de diseño; así como el mayor aprovechamiento de la resistencia a cortante del suelo, procurando obtener un adecuado equilibrio entre estos criterios y la economía de construcción.

INTRODUCCIÓN

La presencia de las arcillas expansivas¹ en suelos que sirven de base de cimentaciones son consideradas entre los factores vulnerables y de riesgos de fallas estructurales más importantes en la construcción de edificaciones ligeras, debido a esto, son varios los especialistas en suelos y estructuras en el mundo que se dedican a estudiar el comportamiento detallado de los mismos, con el objetivo de lograr soluciones de cimentaciones resistentes y duraderas.

En nuestro país y en específico en la provincia de Holguín, existen algunos municipios y localidades tales como Mayarí, Banes, San Germán, Cacocúm, Cristino Naranjo, Báguano y la localidad de Tacajó (Ver fig. 1); este último constituye la zona de estudio de la investigación; en los cuales los suelos de cimentación, que son de tipo arcilloso potencialmente expansivos, ocasionan problemas patológicos en desarrollos urbanísticos para viviendas de interés social.

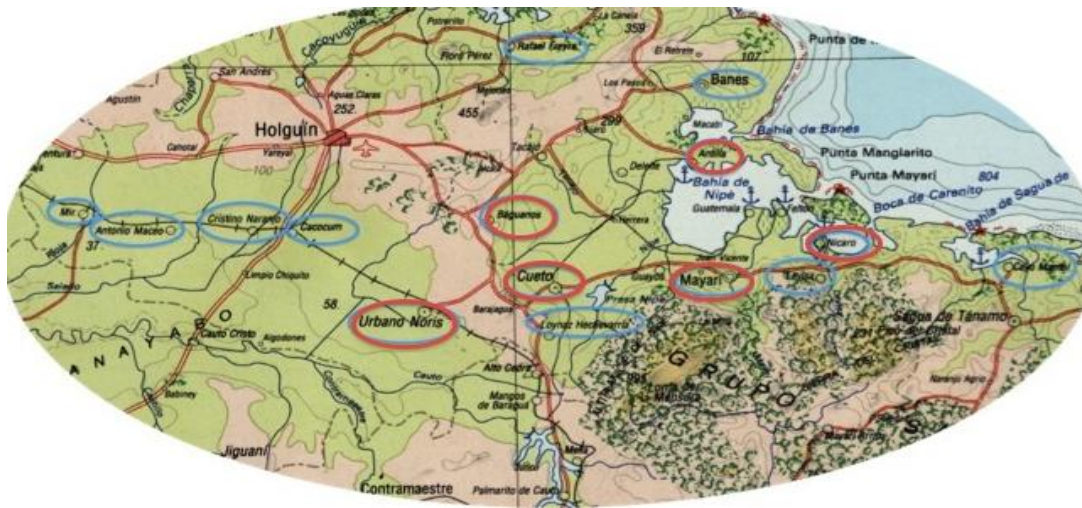


Fig. 1 Zonas en la provincia Holguín con suelos arcillosos potencialmente expansivos.

Estas patologías pueden manifestarse debido a que los diseños proyectados para dar la solución no sean los óptimos a emplear por no tener en cuenta diversas causas que

¹ Un componente principal de este tipo de suelo lo constituyen las arcillas (fracciones menores de 0,005 mm), de cuya composición química y mineralógica depende en gran medida el grado de hinchamiento o expansividad, característica esta que da nombre a este tipo de terrenos. Cuando en el suelo predominan los cationes de Litio (Li) y Sodio (Na) es de esperar un mayor potencial expansivo, el cual disminuye cuando prevalece el Hierro (Fe). La expansividad también aumenta en relación directa con los componentes minerales Caolinita, Illita y Montmorillonita.

inciden, como las consideraciones geotécnicas del suelo y los sistemas constructivos de cimentación.

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación, los que tienen la función de distribuir las cargas dispersándolas en el suelo, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Para lograr una adecuada interacción de suelos y cimientos y con ello una edificación segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento de la mecánica de suelos y del diseño de cimentaciones, de modo que posibilite determinar correctamente la selección del tipo y tamaño de los cimientos a utilizar, partiendo de un análisis profundo de las características del suelo.

En la actualidad, con el advenimiento de los cambios en el proceso de actualización del nuevo modelo económico del país, a través de los Lineamientos de la Política Económica y Social del VII Congreso del PCC se hace referencia a la necesidad de que se desempeñen actitudes específicas en relación al desarrollo de nuestra economía. Como parte de lo antes mencionado se ha producido un auge creciente que implican las construcciones de edificaciones ligeras por lo que estos estudios de investigación cobran mayor importancia.

Es por ello que con el fin de evitar pérdidas económicas por daños en las construcciones sobre los suelos expansivos y ganar en precisión, calidad y funcionalidad en nuestras edificaciones se tomará como referencia trabajos realizados por la Empresa de Ingeniería y Diseño VÉRTICE y la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas UIC No 6, referidos al problema existente para el desarrollo de la investigación.

El problema de cimentar las viviendas ligeras sobre los suelos expansivos radica en que el comportamiento de este tipo de suelos frente a los cambios de humedad² dan lugar a la variación de su volumen, produciéndose movimientos por los asentamientos

² (problema que se acusa con los cambios estacionales debido a los ciclos de humectación-desección así como a la ascensión del nivel freático)

diferenciales de la cimentación, lo que puede llevar a la estructura a soportar esfuerzos superiores a los previstos en el cálculo y por lo tanto producir daños no admisibles.

Por esta razón para que puedan producirse daños estructurales en las edificaciones ligeras han de coincidir tanto un suelo potencialmente expansivo como un clima apropiado. En este sentido el clima del Caribe es particularmente adecuado, por los cambios cíclicos de estaciones secas y estaciones húmedas y lluviosas.

Es por ello que para algunos autores las arcillas expansivas no son en realidad, un terreno ni un grupo de terrenos. Es más bien un fenómeno que se origina en la conjugación de un terreno arcilloso con unas condiciones ambientales que produzcan cambios apreciables de humedad (Delgado, 1986:24.).

Como resultado de los efectos que provoca utilizar como base de las construcciones estos espacios físicos que son considerados como suelos especiales, es necesario determinar diversas características específicas que definan su comportamiento, diferente al de los suelos comunes.

Dichas características se refieren a las que gobiernan su comportamiento tenso-deformacional ante los cambios de humedad, tales como la presión de hinchamiento y el módulo de compresibilidad, por la incidencia de ambos en el diseño de la cimentación de cualquier estructura arquitectónica que se apoye en este tipo de suelo. (González de Vallejo et al, 2002:394).

Desde sus inicios la mecánica del suelo ha concedido gran énfasis al estudio de los suelos saturados³, con el fin de obtener información y conocimientos sobre su complejo comportamiento, ya que son muchos los casos que se han tratado de resolver y estudiar por separado como un problema especial y a pesar de esto continúan siendo una dificultad para las construcciones.

De ahí la importancia y conveniencia de estos estudios, si se toma en cuenta que en la vida moderna se intensifica en todo el planeta la construcción de infraestructuras:

³arcillas expansivas muy plásticas (con expansiones y retracciones en ciclos de mojado y secado), depósitos aluviales (suelos colapsables cuando presentan una estructura abierta), aluviales y eólicos, suelos compactados, etc.

autopistas, autovías, puentes, canales, entre otras. Estructuras, cuya cimentación, para su diseño y cálculo, deben tener presente tanto las características de las edificaciones, como las del espacio físico donde serán apoyadas, así como las condiciones hidrogeológicas y climatológicas de la zona (Fredlund y Morgenster, 2001:12).

En otras palabras, el reto radica en adaptar una determinada estructura para que interactúe con el suelo en la época de lluvia y de verano; o cuando los cambios de humedad se originan debido al riego de jardines, roturas de tuberías, drenajes incontrolados de sistemas de climatización o escurrimiento superficial, y la presencia de árboles.

Sobre lo anteriormente planteado, varios autores proponen soluciones para este problema, teniendo en cuenta que todas las estructuras deben apoyarse necesariamente en el suelo, solo que este tiene la particularidad de ser menos resistente y más deformable que el resto.

El trabajo de investigación que se muestra a continuación, ha sido elaborado con la finalidad de proponer a una vivienda existente en la localidad de Tacajó, una solución mediante la estabilización del suelo y el uso de colchones de arena y rajón a partir del conocimiento del nivel de severidad que presentan estos suelos expansivos y los efectos que puede generar si no se realiza una adecuada investigación geológica y un correcto diseño de cimentación.

Problema de la investigación:

Tomando como sustento de nuestra investigación la referida complejidad y singularidad del objeto de estudio se plantea la siguiente interrogante, -¿Cuál es la solución de cimentación a utilizar en la vivienda construida sobre suelos expansivos, de modo que minimice las fallas estructurales vigentes?

Objeto de la investigación:

Vivienda, ubicada en la localidad de Tacajó.

Campo de la investigación:

La cimentación.

Objetivo General:

Elaborar la solución técnica de cimentación que permita resolver las fallas estructurales existentes en la vivienda ubicada en la localidad de Tacajó, si la base de cimentación está compuesta por un suelo potencialmente expansivo.

Objetivos Específicos:

- Analizar los fundamentos teóricos y metodológicos de las propiedades físico-mecánicas de los suelos expansivos, teniendo en cuenta los resultados de investigaciones ingeniero-geológicas realizadas.
- Diagnosticar la situación actual de la vivienda construida sobre el suelo expansivo.
- Identificar las posibles causas que provocaron las fallas estructurales al objeto de estudio en cuestión.
- Elaborar la solución técnica que permita resolver los problemas diagnosticados y garantizar su estabilidad, a partir del análisis de las cargas producidas por la superestructura, así como de las características específicas de su suelo de apoyo.

Hipótesis:

Si se tienen en cuenta las consideraciones geotécnicas del suelo y los sistemas constructivos, se podrá implementar la solución técnica de cimentación idónea que permita minimizar las fallas estructurales de la vivienda construida sobre suelo expansivo.

Preguntas científicas:

¿Qué fundamentos teóricos y metodológicos sustentan la elaboración de un diseño óptimo para beneficiar los proyectos de viviendas a construir sobre suelos expansivos?

¿Cuál es la situación actual existente en la vivienda objeto de estudio, construida sobre suelo expansivo?

¿Cuáles fueron las causas que provocaron las fallas en la estructura de la vivienda construida sobre el suelo expansivo?

¿Será la solución propuesta la más idónea desde el punto de vista técnico-económico y de estabilidad?

Las Tareas de investigación que se desprenden de estas preguntas son:

Análisis de los fundamentos teóricos de las propiedades físico-mecánicas de los suelos expansivos, teniendo en cuenta los resultados de investigaciones ingeniero-geológicas realizadas.

Diagnóstico de la situación actual de la vivienda construida sobre el suelo expansivo.

Identificación de las posibles causas que provocaron las fallas estructurales al objeto de estudio en cuestión.

Elaboración de la solución técnica-económica más idónea que permita resolver los problemas diagnosticados en el objeto de estudio y garantizar su estabilidad.

Métodos de investigación:

Métodos Teóricos:

Método Histórico-Lógico: El empleo de este método posibilitará toda la búsqueda y recopilación de la información técnica detallada realizada por diversos autores tanto a nivel nacional como internacional, con el fin de analizar los antecedentes y las dificultades existentes en el campo de acción.

Análisis – Síntesis: Este método se utilizará todo el desarrollo de investigación para el procesamiento de la información en la elaboración de los fundamentos teóricos, así como el análisis del comportamiento del suelo, estados tensionales y las afectaciones originados en el campo de aplicación.

Sistémico estructural funcional: Se utilizará para desarrollar la solución técnica-económica más idónea a fallas estructurales a las viviendas construidas sobre suelos expansivos lo que facilitará organizar la metodología y la lógica de la investigación.

Hipotético-deductivo: Se empleará para demostrar el planteamiento de la hipótesis expuesta en la investigación.

Modelación: Mediante este método se realizará el análisis estructural de la vivienda de la investigación.

Métodos empíricos:

Análisis documental: El análisis documental será el método a emplear para la recopilación de toda la documentación necesaria para la investigación, con el objetivo de conformar un banco de datos que sustenten el resultado de la misma.

La observación: Este método se realizará en todo el proceso de investigación y desarrollo, facilitando el análisis detallado del proceso objeto-campo de estudio.

Consulta a expertos: Mediante este método se obtendrá información a partir de conocimientos consultados a especialistas en el tema.

El aporte de la presente investigación radica en contrarrestar las características tenso - deformacionales del suelo expansivo que sirve de base a la vivienda objeto de estudio ubicada en la localidad de Tacajó mediante una solución dinámica, poco compleja y económica que establezca su capacidad soportante y contrarreste las fallas estructurales existentes.

La novedad científica de la investigación que se propone, radica en el logro de la formulación de una solución técnico-económica específica que sea aplicable a la vivienda afectada por el desplazamiento relativo de su cimentación causado fundamentalmente por el suelo expansivo que tiene como base, para lo cual se implementará el Software SAP 2000 con el fin de analizar las tensiones y deformaciones originadas por la estructura, teniendo en cuenta que la solución que se propone sea la más factible.

El tema propuesto revela su actualidad al responder a una de las estrategias planteadas en los Lineamientos de la política económica y social del país, contribuyendo de esta manera al perfeccionamiento de los diseños de construcción y su ejecución, así como a la minimización de los daños en las edificaciones ligeras, condicionadas a las influencias negativas de las arcillas potencialmente expansivas que inciden en las bases de las cimentaciones. Además se corresponde con las líneas de investigación propuestas por el departamento de Construcciones a tener en cuenta en el desarrollo de la investigación; la Resiliencia físico espacial de elementos estructurales e hidrotécnicos: recursos naturales y urbanos.

El Trabajo de Diploma está estructurado en dos capítulos. En el primero se realiza un análisis teórico-metodológico y empírico de las propiedades físico mecánicas de las

arcillas expansivas, además de un análisis del estado actual en la vivienda construida sobre suelo expansivo y las posibles causas que provocaron las fallas a la estructura. En el segundo capítulo se elabora la solución técnica-económica de cimentación que permita resolver los problemas diagnosticados en el proceso objeto de estudio garantizando su estabilidad.

CAPÍTULO – I: CARACTERIZACIÓN TEÓRICO-METODOLÓGICA Y EMPÍRICA DEL OBJETO Y EL CAMPO DE LA INVESTIGACIÓN.

Introducción al capítulo.

Los enormes daños provocados sobre las construcciones por las arcillas expansivas se han visto manifestado en diversas partes del mundo y nuestro país no está exento de ello. En este capítulo se expone todo lo referente al marco teórico-metodológico de la investigación, así como el diagnóstico a la vivienda objeto de estudio para conocer su estado actual y las causas de la situación existente en el objeto de estudio.

Antecedentes

La incidencia del comportamiento de los suelos expansivos en los daños experimentados por las estructuras no fue identificada por los especialistas en el estudio de suelos y cimentaciones como una de las causas fundamentales de esos daños, prácticamente hasta fines de 1930.

Antes de esa fecha, los daños producidos por estos estratos a las edificaciones se atribuían a errores de construcción o a asientos diferenciales, sobre todo asientos en las esquinas. Desde ese entonces fueron muchos los estudios realizados sobre este tipo de suelos, sin embargo no es hasta el primer Congreso Internacional de Mecánica del Suelo, que tuvo lugar en Harvard (Massachussets, Estados Unidos) en 1936, que los daños en las construcciones asociados a la acción directa de los suelos expansivos, aparecen descritos y fundamentados en la literatura técnica.

Ya en ese entonces se describen movimientos verticales y horizontales que, como se explica más adelante, se relacionan correctamente a cambios en la humedad del suelo.

Se observa además, que el carácter expansivo de los suelos aumenta con su contenido de Sodio (Na), con la profundidad de la capa activa (espesor del terreno sometido a cambios de humedad), y es mayor para presiones bajas (Terzaghi y Peck, 1948).

Ahora bien, por lo que respecta al colapso que es el asiento de un suelo parcialmente saturado, bajo carga, al inundarse, puede decirse que el primer suelo en el que se describe este fenómeno es en el Loess⁴ (depósito arenoso o limoso de origen eólico), cuando su porosidad excede un determinado valor (Ibíd.).

Al respecto (Chen, 1995) precisa que durante mucho tiempo se definieron dos tipos de suelos contrapuestos:

Las arcillas expansivas, suelos plásticos, firmes o muy firmes.

Los suelos colapsables, no plásticos, de alta porosidad.

Clasificaciones estas que se generan a partir de la comprensión e interpretación correcta de los principios que rigen el comportamiento de la arcillas expansivas (Wooltorton, 1936)

1.1 Naturaleza de los suelos expansivos.

1.1.1 Características generales de los suelos expansivos.

Las arcillas expansivas son suelos susceptibles de producir grandes cambios de volumen, en directa relación con los cambios en la humedad del suelo: se expanden con la humedad y se contraen al secarse.

El terreno expansivo se caracteriza principalmente por estar compuesto en mayor o menor grado por minerales que pueden desarrollar mecanismos de expansión. Por lo cuál, para que se pueda hablar de la existencia de un problema es necesario que se encuentre el suelo in situ en un estado apropiado en el que se conjuguen ciertas condiciones como la existencia de un suelo con propiedades expansivas y la presencia de un factor o grupo de factores que produzcan cambios de humedad, fundamentalmente el clima.

⁴ De la palabra alemana *Löß*, introducida en geología y edafología a fines del siglo XIX por el geólogo K.C. Von Leonhard. Son depósitos de limos transportados por el viento, suelos de estructura floja y poco resistente, fácilmente comprensibles.

El tipo de daños puede variar según el clima, la construcción y otros factores, aunque generalmente se admite que el clima es concluyente en este aspecto. Jiménez Salas (1980) diferencia los daños producidos según el clima. El clima monzónico o mediterráneo, con alternancias de estaciones secas y húmedas, produce en el suelo un movimiento estacional (Fig. 1.1.a).

La construcción de un edificio reduce el movimiento de forma diferencial, más en el centro que en las esquinas (Fig. 1.1.b). La amortiguación en el movimiento producida por la construcción depende del clima, del terreno, de la altura del nivel freático, la construcción y profundidad de cimentación, etc. Si el movimiento diferencial entre el centro y el borde (Fig. 1.2) es importante puede producirse la ruina completa del edificio.

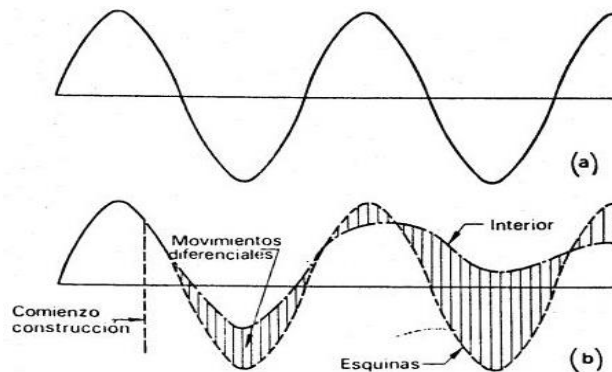


Fig. 1.1. Movimientos estacionales del terreno descubierto y de la construcción (Jiménez Salas, 1980)

En zonas con clima sahariano⁵ la evaporación supera a la precipitación prácticamente todo el año, y el terreno se halla profundamente desecado. En un suelo saturado expansivo cuando se seca, comienza a contraerse. Disminuye en él su índice de vacío la tensión capilar hace descender la humedad hasta los estratos subyacentes. Si el secado continúa, se alcanza el límite de retracción y aparecen grietas horizontales y verticales en la masa del suelo, formando grandes terrones separados entre sí.

⁵ es la zona ecoclimática y biogeográfica de transición entre el desierto del Sáhara en el norte y la sabana sudanesa en el sur. Se extiende a través del norte del continente africano entre el Océano Atlántico y el Mar Rojo.

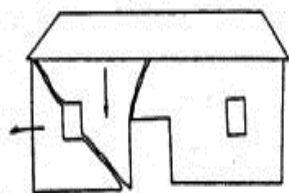


Fig. 1.2. Transformación del movimiento estacional en asiento irreversible con rotura de muro (Jiménez Salas, 1965).

Esta situación puede presentarse en zonas áridas en períodos de grandes sequías o en suelos donde apoyan construcciones que imponen elevadas temperaturas tales como altos hornos, hornos industriales o de quema de basura, etc. Sin embargo cuando incrementa el porcentaje de humedad de un suelo expansivo se pueden producir dos tipos de expansiones: la expansión general⁶ o la expansión localizada⁷.

La (Fig. 1.3. a) muestra como el agua de lluvia se acumula bajo una construcción que está en contacto directo con el suelo, y luego comienza a evaporarse junto a los bordes en todo el perímetro cubierto. Ello genera que el área central retenga un mayor porcentaje de humedad y la expansión de la arcilla se haga allí más evidente, por lo cual se levantan los cimientos en forma desigual y se producen las fisuras indicadas.

En la (Fig. 1.3. b) la gotera localizada de una tubería dañada aumenta el contenido de humedad en un área determinada bajo los cimientos y la expansión resultante del suelo genera el efecto indicado. En ambos casos, las líneas punteadas corresponden a curvas de igual contenido de agua o isohidras.

Evidentemente el área central bajo el edificio está más protegida del sol y las precipitaciones, por lo cual el cambio en el contenido de humedad allí disminuye y con ello también disminuyen la expansión y retracción del suelo. Por el contrario en los bordes de la construcción el suelo está menos protegido, ocasionando un cambio más notable

⁶ La expansión general se debe principalmente a la fluctuación del nivel freático de los estratos subterráneos y a la capilaridad del suelo.

⁷ La expansión localizada se agudiza con las variaciones climáticas y el incremento de las lluvias que producen abundantes filtraciones seguidas de épocas de sequía, con lo cual se evidencian sucesivas expansiones y retracciones del suelo.

el porcentaje de humedad y el incremento en las fluctuaciones de expansión y retracción del suelo.

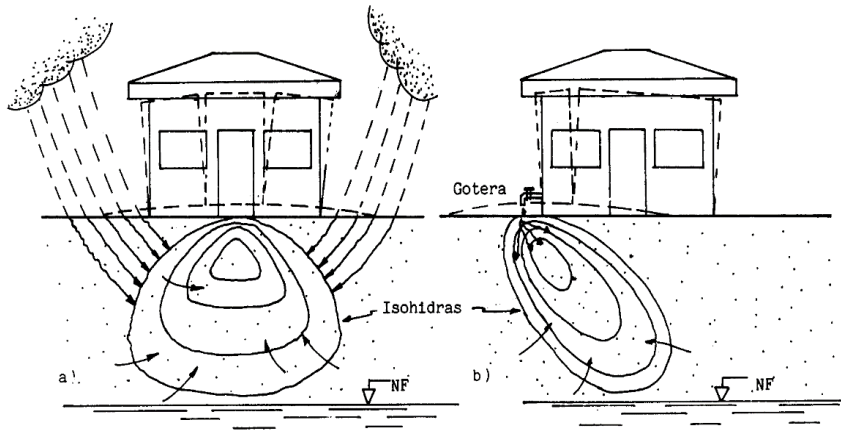


Fig.1.3 Movimiento diferencial de los suelos expansivos.

Tradicionalmente se relacionan las arcillas expansivas con el hinchamiento del terreno, sin embargo hay otros fenómenos importantes relacionados con ellas: la retracción y el colapso. La humectación (aumento de humedad) produce un aumento de volumen denominado hinchamiento. La desecación (disminución de humedad) produce una reducción de volumen denominada retracción.

El otro fenómeno que puede suceder es el colapso, o asiento producido por la humectación. Para que se produzca colapso es necesario que la presión vertical sea superior a determinada presión de hinchamiento del suelo. Los terrenos expansivos tienen en general presiones admisibles altas, pero las presiones transmitidas por la cimentación no suelen ser tan elevadas como para que se produzca colapso con la humectación parcial o la inundación. Por esta razón los casos de colapso no son frecuentes en los suelos expansivos, aunque hay constancia de su existencia en algunas ocasiones.

1.1.2 Estructura y composición de los minerales de arcilla.

Las arcillas se producen debido a la descomposición química de minerales (principalmente silicatos), que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas. Están constituidas fundamentalmente por silicatos de aluminio hidratados, además de silicatos

de magnesio, hierro y otros metales, también hidratados, cuya estructura cristalina está bien definida. La estructura atómica de las arcillas, que se encuentran dentro de los filosilicatos, ha sido determinada en detalles por numerosos autores, quienes basaron sus estudios en las generalizaciones de Pauling (1930) respecto a las estructuras de las micas⁸.

Los átomos que constituyen las arcillas están dispuestos en forma de láminas. Existen dos variedades fundamentales de dicha disposición: la silícica y la alumínica.

- La disposición en lámina silícica está constituida por un átomo de silicio y cuatro de oxígeno ordenados en forma de tetraedro, como muestra la Fig. (1.1.a), que se agrupan en unidades hexagonales las cuales se repiten indefinidamente constituyendo una retícula laminar. La unión entre cada tetraedro se realiza por medio de un átomo de oxígeno, como ilustra la Fig. (1.1.b).
- En la disposición en láminas alumínicas, un átomo de aluminio está rodeado por seis de oxígeno formando un octaedro. El enlace de unión que forma la retícula es un átomo de oxígeno (Fig. 1.2). Las estructuras laminares mostradas en la Figura 1 (ver Anexo) se forman cuando varias unidades atómicas básicas se enlazan covalentemente mediante los iones de oxígeno u oxhidrilo.

En la Figura 2a, muestra una lámina tetraédrica llamada sílice, que está formada por tetraedros enlazados que comparten dos átomos de oxígeno, la forma simbólica de representar esta lámina es por medio de un trapecio. La Figura 2.b muestra una lámina octaédrica formada por octaedros de aluminio enlazados que forman una estructura dioctaédrica.

La lámina de la Figura 2c, corresponde a una lámina formada por octaedros de magnesio que forman una estructura trioctaédrica llamada brucita, simbólicamente está representada por un rectángulo con letra B. La separación entre los iones externos de las láminas de tetraédricas y octaédricas es suficiente para que ambas láminas puedan

⁸ Las **micas** son minerales pertenecientes a un grupo numeroso de silicatos de alúmina, hierro, calcio, magnesio y minerales alcalinos caracterizados por su fácil exfoliación en delgadas láminas blandas, flexibles, elásticas y muy brillantes.

unirse por medio de iones oxígeno u oxidrilo mutuamente; esto hace posible la formación de estructuras laminares de dos o de tres láminas.

En la Figura 3 (ver Anexos) se muestra estas estructuras. La forma de la estructura de las arcillas proporciona a las partículas un área superficial muy grande, la que será la responsable del grado de cohesión de estos suelos.

La estructura interna que presentan los suelos es un aspecto de gran importancia en el comportamiento mecánico de éstos. Así, por ejemplo, bajo mismas condiciones de carga, para un suelo con una estructura abierta se produce un colapso durante el mojado del suelo, sin embargo, para el mismo suelo y condiciones de carga, pero con una estructura más compacta se puede producir una expansión al mojarlo.

En la actualidad se considera la estructura interna del suelo, de forma simplificada, teniendo en cuenta tres tipos de elementos (Alonso et al, 1987) que son: partículas elementales, agregados de partículas, y poros. A partir de estos elementos se pueden establecer tres estructuras fundamentales, que simplifican el conjunto de todas las estructuras posibles.

Las características expansivas se presentan principalmente en los minerales arcillosos del grupo de la montmorillonita, y por tanto el potencial de hinchamiento de un suelo aumenta con el contenido de estos minerales. Sin embargo, el carácter expansivo depende además de la naturaleza misma del mineral, teniendo una gran influencia su estructura cristalina y el tipo de catión de cambio.

1.1.3 Capacidad de Intercambio catiónico de los minerales.

Es una propiedad fundamental de las esmectitas (montmorillonitas). Son capaces de cambiar, fácilmente, los iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares, o en otros espacios interiores de las estructuras, por otros existentes en las soluciones acuosas envolventes.

La capacidad de intercambio catiónico (CIC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede absorber a un determinado pH. Es equivalente a la medida del total de cargas negativas del mineral.

Estas cargas negativas pueden ser generadas de tres formas diferentes:

- Sustituciones isomórficas dentro de la estructura.
- Enlaces insaturados en los bordes y superficies externas.
- Disociación de los grupos hidroxilos accesibles.

La capacidad de intercambio es de gran importancia práctica en las investigaciones de los minerales de arcilla, porque la naturaleza del ión de cambio puede influir sustancialmente en las propiedades físicas del material.

1.2 Identificación de los suelos expansivos.

Estos suelos se pueden identificar cualitativa y cuantitativamente. La forma cualitativa se fundamenta en determinadas propiedades físicas del suelo tales como la plasticidad el contenido de arcilla, las cuales permiten obtener el coeficiente de expansividad (CE) y la cuantitativa se basa en medir el incremento de volumen que experimenta una muestra de suelo bajo condiciones de hinchamiento libre (hL) y confinamiento lateral. Este valor representa una medida relativa de la expansividad del suelo y se expresa en porcentaje del volumen inicial de la muestra.

1.2.1 Límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad).

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla, por ejemplo al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido, al estado plástico y finalmente al estado líquido.

Holtz y Gibbs (1956) demostraron que el índice de plasticidad y el límite líquido son índices de utilidad para determinar las características de expansión de la mayoría de las arcillas. La relación existente entre ambos parámetros ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla.

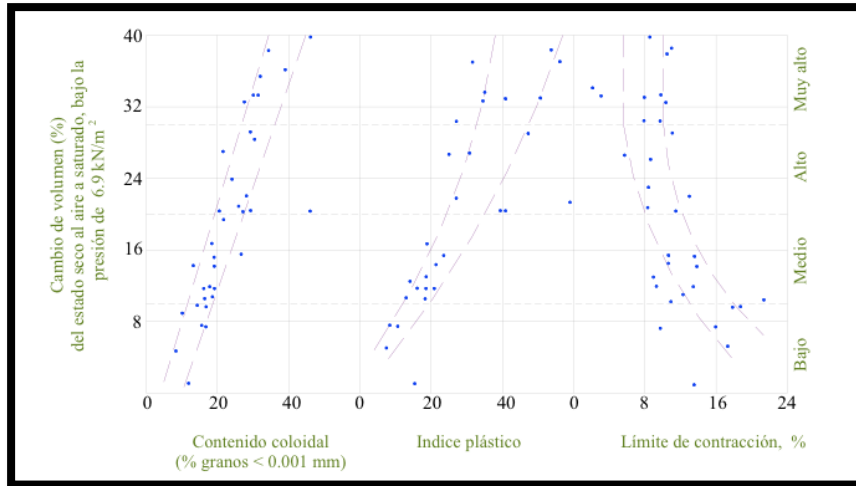


Figura 1.2.1 Relación entre el cambio de volumen y contenido coloidal, índice plástico y límite de contracción (Holtz y Gibbs, 1956).

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos en poder deformarse, hasta cierto límite sin romperse. La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. En gran parte, esta variación se debe a la diferencia en el tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal. En general, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.

Las arcillas expansivas se caracterizan a menudo por su alto límite líquido (LL) y un alto índice de plasticidad (IP). El límite líquido (W_L) del suelo se define como el contenido de humedad expresado en porciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico.

Los suelos arcillosos, especialmente los muy plásticos, se retraen mucho cuando se secan y se expanden cuando se humedecen. La composición minerogeológica de las arcillas que contiene un suelo en proporciones constantes influye directamente en el resultado de estos límites, remarcando que el mismo varía con el tipo de catión de cambio del mineral, y sobre todo de la montmorillonita.

En general cuanto, mayor es la cantidad de minerales arcillosos en el suelo mayor es la plasticidad, así como la compresibilidad y la cohesión, mientras que la permeabilidad y el ángulo de fricción interna disminuyen. Se representa graficado el Límite Líquido vs. Índice de Plasticidad de algunos minerales de arcillas. (Ver Figura No 4 en anexo).

En la tabla No 1 (ver Anexos) se muestran rangos de valores de los límites de plasticidad para diferentes minerales de arcilla. A partir de esos valores puede afirmarse que:

- Tanto el límite líquido como el límite plástico para cualquiera de los minerales arcillosos pueden variar dentro de un amplio rango.
- Para cualquier mineral de arcilla, el rango de valores del límite líquido, es mayor que el rango de valor del límite plástico.
- El tipo de catión absorbido tiene mayor influencia en minerales de alta plasticidad (Montmorillonita) que en minerales de baja plasticidad (Caolinita).
- El incremento de la valencia del catión hace disminuir el valor del límite líquido de las arcillas expansivas, pero tiende a aumentar los valores del límite líquido de los minerales no expansivos.

1.2.2 Identificación cualitativa.

$$CE = \frac{e_{LL} - e}{1 + e}$$

Donde:

CE: Coeficiente de Expansividad.

e_{LL} : Índice de Poros correspondiente al Límite líquido.

e: Índice de Poros o Relación de Vacíos.

$$I_h = \frac{LL}{\% \text{Arcilla}}$$

I_h : Índice de hidrofilia.

LL: Límite Líquido.

% Arcilla: contenido de partículas menores de 0,005 mm.

$$e_{LL} = \frac{(W_{LL} / 100) \cdot G_s}{\gamma_w}$$

W_{LL} : Humedad correspondiente al Límite Líquido

G_s : Peso Específico de los sólidos.

γ_w : Densidad del agua (1 g/cm³)

Cuando $CE > 0,30$ y/o $I_h > 1,00$ el suelo es potencialmente expansivo o muy susceptible al Hinchamiento.

1.2.3 Identificación cuantitativa.

$$h_L = \frac{\Delta h}{h}$$

Donde:

h_L : Hinchamiento relativo (conocido como Hinchamiento Libre).

Δh : incremento de la altura de la muestra por efecto de saturación.

h : altura de la muestra en estado natural.

Un suelo puede considerarse expansivo cuando $h_L > 4 \%$. Este parámetro está muy relacionado con el Índice de Plasticidad del suelo a partir del cual se puede inferir su probable comportamiento ver la tabla siguiente:

Según González de Vallejo(2003).

IP (%)	Hincham. Probable (%)	Grado de expansión
≤ 18	< 8	Bajo
18 - 30	8 - 18	Medio
30 - 41	> 18	Alto

1.3 Fenómeno de hinchamiento o expansión.

Determinados suelos expansivos sufren el fenómeno de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en este caso es referida expresamente a este aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado de tensiones exterior.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado es humedecido por medio de la absorción de agua entre sus partículas y produce un aumento de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación. En general, el hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, contrariamente a lo habitual en procesos de colapso.

Los suelos no saturados que contienen minerales arcillosos como la illita, la caolinita y la montmorillonita tienen tendencia a hincharse cuando se ponen en contacto con el agua. Lambe & Whitman (1959) se han referido exhaustivamente a estos minerales y consideran que el potencial de hinchamiento de los minerales arcillosos expansivos depende de los siguientes factores: estructura de los cristales; estructura del grupo de cristales y la capacidad de intercambio catiónico.

Los mecanismos que producen el hinchamiento están relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas provocadas, sobre todo, por sustituciones isomorfas, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes y moléculas de agua.

La causa que origina el hinchamiento en los suelos expansivos son:

La disminución de los esfuerzos efectivos, como quiera que éste se produzca, es la causa fundamental que provoca la expansión del suelo, siempre y cuando existan las condiciones para que absorba agua y transcurra el tiempo necesario para el fenómeno que se lleve a cabo.

Los suelos fuertemente preconsolidados pueden sufrir expansiones al ser sometidos a altos esfuerzos cortantes que al perturbar su estructura tienden a reducir el efecto de la preconsolidación, quedando en cierta medida libre el suelo para que se desarrolle el hinchamiento.

Al aumentar el volumen del suelo en el proceso de hinchamiento se desarrolla cierta presión que es conocida como presión de hinchamiento. Esta presión puede ser descubierta y medida con la ayuda de una carga exterior. Es evidente que esta presión de hinchamiento será igual a la aplicación de la carga, con la cual el aumento de volumen del suelo no tendrá lugar.

De este modo la tendencia al hinchamiento de un suelo se caracteriza por:

El **grado de deformación del hinchamiento**: Se determina por la variación del volumen o la altura de una muestra del suelo expresada en porcentaje.

La **humedad de hinchamiento**: Es la humedad en porcentaje correspondiente al estado del suelo en el cual deja de tener lugar el proceso de absorción de agua.

La **presión de hinchamiento**: Es la presión que se desarrolla cuando se imposibilitan las deformaciones volumétricas en el proceso de hinchamiento del suelo.

El fenómeno de la contracción del volumen en el suelo (incluyendo el agua) puede explicarse por la formación de agua de constitución, cuya densidad es mayor que la del agua libre. Al pasar el agua libre al estado constitucional su densidad aumenta y el volumen disminuye y, como resultado, el volumen total del sistema suelo más agua también disminuye. Mientras más agua de constitución se forma en el suelo, mayor es la magnitud de la contracción de volumen.

Los principales factores que determinan el carácter del hinchamiento de los suelos arcillosos son:

La composición mineralógica y granulométrica, la composición de los cationes de cambio, las particularidades estructurales, la humedad y otros.

La composición química y la concentración de las soluciones acuosa que interactúan con el suelo.

La magnitud de la presión exterior bajo la cual se encuentra el suelo.

1.3.1 Mecanismo de expansión

El hinchamiento que se produce en suelos parcialmente saturados, obedece a dos tipos de fenómenos (mecánicos y físicos-químicos). El fenómeno mecánico se debe a una disminución de la succión al aumentar la humedad reduciendo la intensidad de las fuerzas de contacto entre las partículas. Si la estructura es potencialmente inestable se producirá un colapso, pero si la estructura es suficientemente compacta se ocasionará una relajación de los esfuerzos intergranulares (expansión).

Los mecanismos que producen la expansión están directamente relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas provocadas, sobre todo, por sustituciones isomorfas, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes y moléculas de agua.

Delgado (1986) resume en tres los mecanismos microestructurales fundamentales que producen la expansión:

- Hidratación de las partículas de arcilla.
- Hidratación de cationes.
- Repulsión osmótica

Hidratación de las partículas de arcilla. Las cargas eléctricas de las partículas de arcilla pueden atraer moléculas de agua que, por su carácter bipolar, se disponen con su extremo positivo orientado hacia ellas. El extremo negativo dispuesto hacia el exterior puede atraer a su vez otras moléculas de agua formándose en su caso varias capas sucesivas.

Estas fuerzas de absorción de agua van disminuyendo al alejarse de la superficie de la partícula. Pueden existir también cationes que compensan las cargas netas negativas

formándose sistemas partícula–agua–cationes–agua– partícula en los que los cationes contribuyen a la atracción entre las partículas. Esta capa absorbida de moléculas de agua “hidrata” a la partícula de arcilla provocando un aumento de su volumen y consecuentemente su expansión.

Hidratación de cationes. El mecanismo de hidratación se puede producir también en los cationes de la capa doble difusa atraídos por las partículas arcillosas. En este caso las moléculas de agua pueden disponerse, en una o más capas, alrededor de los cationes, orientándose hacia ellos con su extremo negativo y atrayendo en su caso con su extremo positivo otras moléculas de agua. Como en el punto anterior estos cationes “hidratados” producen un aumento de volumen del suelo.

Repulsión osmótica. La concentración en la capa doble difusa, decreciente al alejarse de la partícula arcillosa, puede provocar una absorción de moléculas de agua por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con menor concentración de cationes. El fenómeno de ósmosis produce una migración de las moléculas de agua hacia el interior de la capa doble para igualar las concentraciones de cationes, con el consiguiente hinchamiento asociado.

De acuerdo con Bruijn (1973), Johnson (1980), Didier et al . (1980) y Alonso et al. (1987), los suelos expansivos presentan dos mecanismos distintos de expansión. El primer mecanismo está asociado con el flujo estacionario dentro de poros abiertos de la estructura del suelo. El segundo mecanismo está asociado a los suelos no saturados en vías terrestres relacionado con el proceso de hidratación de minerales arcillosos activos. Ambos mecanismos podrán ocurrir simultáneamente.

Snethen et al. (1979) señalan que las propiedades tales como la atracción superficial de las partículas de arcilla, la hidratación de los cationes y la presión osmótica (importante en condiciones de humedad y concentración iónica elevada) constituyen los mecanismos fisicoquímicos fundamentales que a nivel microescalar determinan el potencial expansivo de las arcillas.

1.3.2 Potencial, porcentaje y presión de expansión.

El potencial de expansión se define como el porcentaje de aumento de volumen en una muestra confinada lateralmente, la cual se satura bajo una sobrecarga de $6,9 \text{ kN/m}^2$ ($0,07 \text{ kg/cm}^2$), después de ser compactada a su peso volumétrico máximo en la humedad óptima, de acuerdo a la prueba D698 Proctor Stándar.

Define cualitativamente el grado de hinchamiento que presentará el suelo cuando sobre él se apoye una edificación.

El % de expansión se mide:

$$S (\%) = d/h$$

Donde:

$S\%$ = Porcentaje-expansión.

d = Hinchamiento sufrido por el espécimen, saturado (m).

h = Altura (m).

La presión de expansión define el esfuerzo necesario para regresar el espécimen, mediante sucesivos incrementos de carga, a la condición de volumen inicial.

Capa activa: es el espesor de suelo de pocos metros en donde ocurren las fluctuaciones volumétricas; el cual se ve influenciado por factores como el tipo de suelo, estructura, topografía y el clima. Esta zona es generalmente definida como activa y no tiene el mismo espesor en un terreno desnudo que en uno cubierto por alguna construcción.

En un depósito arcilloso no todo su espesor es expansivo, es decir, los cambios de humedad no afectan a toda la capa de suelo. Por otro lado, los cambios de humedad en el suelo pueden tener diversos orígenes, además de las variaciones climáticas, las oscilaciones del nivel freático, fugas en instalaciones hidráulicas y drenajes, etc.

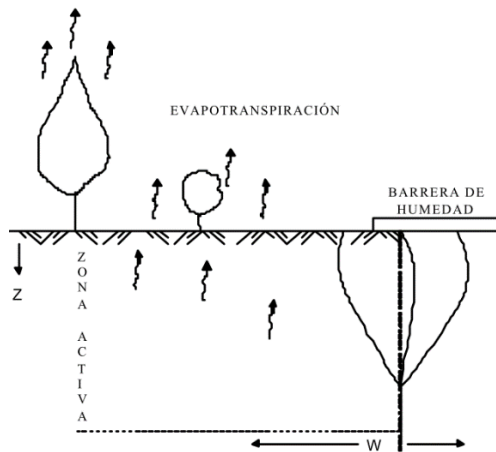


Figura 1.3.2. Perfil de humedad que define la Capa Activa.

En suelos muy expansivos donde se han apoyado elementos muy ligeros como losas, el agrietamiento puede aparecer en días, mientras que en estructuras más pesadas, edificios de 2 a 3 niveles, las fisuras pueden apreciarse en 6 a 12 meses, dependiendo de la época en que se inició la construcción (lluviosa o seca). Los movimientos son periódicos durante los siguientes 4 a 8 años, aunque se puede reactivar con cualquier fuga de agua. Los daños producidos por suelos expansivos son muy variados (ver figura 1.3.3) y dependen del clima.

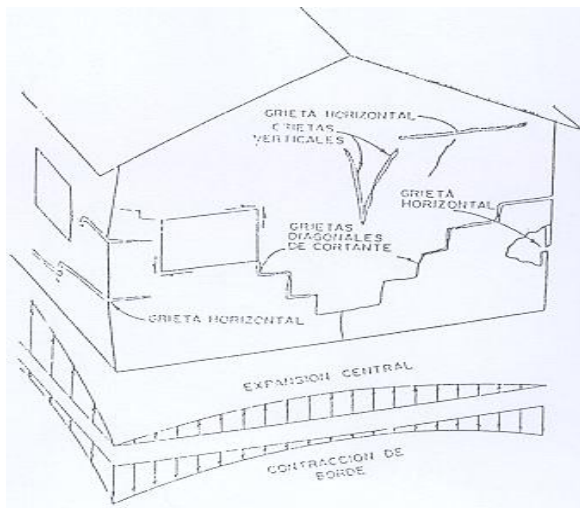


Figura 1.3.3 Daños que se presentan en la vivienda.

1.4 Factores condicionantes del hinchamiento de arcilla.

Como se ha planteado anteriormente, los dos factores básicos que originan el hinchamiento son la existencia de un suelo expansivo y una variación de la humedad. Los cambios de humedad son debidos principalmente al clima y también a otras causas. En cuanto al suelo, este es potencialmente expansivo si ocurren una serie de condicionantes en combinación adecuada. A continuación se enumeran los más destacados.

1.4.1 Composición del suelo.

Tres factores principales inciden en la composición del suelo: la cantidad de cada componente mineralógico, el tamaño de sus partículas y la capacidad de cambio catiónico. Los tres son interdependientes.

a) Mineralogía.

Los tres grupos más importantes de minerales de la arcilla son la Montmorillonita, la illita y la caolinita. La estructura mineralógica es, en general, cristalina. Químicamente son silicatos cuyas redes están formadas por elementos tetraédricos y octaédricos.

b) Tamaño de las partículas.

El tamaño de las partículas de los minerales de la arcilla suele ser inferior a 5 micras. Por ello en las clasificaciones de las partículas de los suelos por su tamaño la fracción de arcilla es la de tamaño inferior a 5 micras. Un suelo tendrá más posibilidad de contener minerales expansivos cuanto menor sea el tamaño de las partículas.

c) Capacidad de cambio catiónico.

Como se vio anteriormente, la carga electrostática negativa de la superficie de la partícula de arcilla puede ser neutralizada por cationes de carga positiva. Los enlaces resultantes son débiles, y los cationes pueden ser sustituidos fácilmente por otros de mayor afinidad. Cuanto más expansivo es el mineral de arcilla más elevada es su capacidad de cambio catiónico. Según Woodward_ Clyde Assoc. (1976)

1.4.2. Cationes de cambio disponibles

Se explicó anteriormente que los cationes absorbidos por la superficie de las partículas de arcilla influyen en los mecanismos de expansión desarrollados por osmosis y por hidratación de cationes. Los cationes de cambio más frecuentes son Na^+ (sodio), Ca^{++} (calcio), Mg^+ (magnesio) y K^+ (potasio).

1.4.3. Estructura del suelo

Se puede distinguir entre dos tipos de estructuras en el suelo. La denominada primaria (microestructura) se ha desarrollado en los suelos después de su formación, con fracturas, laminaciones, inclusiones, etc. (Cotecchia, Federico y Trizzino, 1982). La macroestructura en las arcillas expansivas puede presentar discontinuidades diversas, aunque su característica principal son las fisuras y grietas producidas por la retracción en un periodo seco (fig. 1.4.3).

Las grietas de tracción pueden ser tanto horizontales como verticales, y la desecación diferencial produce distorsiones. La macroestructura viene definida fundamentalmente por la orientación de las partículas. La estructura floculada es la existente cuando no hay orientación predominante en las partículas. Es una estructura isótropa. Si las partículas presentan paralelismos la estructura está más orientada y se denomina dispersa. La formación de la estructura depende del predominio de fuerzas atractivas o repulsivas durante la formación del suelo, y a su vez estas fuerzas dependen de múltiples factores, tales como contenido y tipo de arcilla, catión de cambio, concentración de electrolito, acidez, materia orgánica, etc.(Mitchell, 1956 y 1976).

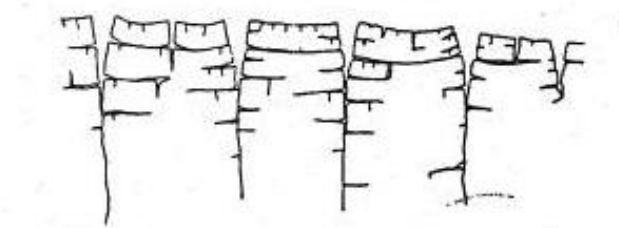


Fig. 1.4.3. Macroestructura de una arcilla expansiva tras la estación seca (Jiménez Salas, 1965).

Para un mismo suelo la estructura es más floculada con la muestra compactada que con la muestra inalterada (Warketin y Bozozuk, 1961). Un suelo presenta mayor expansión

cuanto menor es la orientación de las partículas (Seed y Chan, 1959). Esta es una de las razones, aunque no la principal, de que los suelos compactados suelen presentar mayores hinchamientos que los inalterados.

1.4.4 Cementaciones y enlaces diagenéticos.

Frecuentemente las partículas de arcilla están pegadas entre sí por materiales cementantes. Dependiendo del tipo y cantidad de cemento, el suelo presentará un mayor o menor endurecimiento. Cada agente cementante tiene un comportamiento distinto ante los cambios de temperatura, humedad y presión.

El cemento con mayor presencia en el suelo es el carbonato cálcico, que es fácilmente soluble en agua. Los enlaces diagenéticos son uniones entre las partículas de arcilla, llegando a una recristalización en los puntos de contacto. La diagénesis viene influenciada principalmente por la presión, y a continuación por la temperatura, tiempo y alcalinidad del agua intersticial, entre otros factores.

Las cementaciones y los enlaces diagenéticos se oponen a los cambios de volumen, ya sean de hinchamiento, asiento retracción o colapso. El amasado del suelo destruye partes de estas uniones. Esta es la razón principal por la que en la igualdad de condiciones de los suelos remoldeados suelen presentar mayores hinchamientos y mayores asientos que en estado natural. Schmertman (1969) define la susceptibilidad respecto al hinchamiento de una arcilla como la relación existente entre los índices de hinchamiento de muestras amasadas e inalteradas con el mismo contenido de humedad. Según el referido autor, las arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas no suelen ser susceptibles al hinchamiento, pero si suelen serlo muchas arcillas fuertemente sobreconsolidadas. Se dice que una arcilla es normalmente consolidada cuando nunca fue sometida en su pasado geológico a cargas mayores que las existentes ahora en terreno. Es el suelo que se somete a grandes cargas sufriendo cambios donde su volumen de vacío será el mínimo.

1.4.5. Presión Vertical

En un principio se pensó que el levantamiento del edificio, era totalmente independiente de su peso (Terzaghi y Peck, 1948). Pero esta creencia fue rápidamente abandonada (véase Jennings y Henkel, 1948, Jennings, 1953, Tschebotarioff, 1953). Hoy se admite que el hinchamiento es menor cuanto mayor es la presión vertical bajo la que se produce la humectación, hasta el punto de que la gran mayoría de las arcillas expansivas colapsan en vez de hinchar si la inundación se produce bajo una presión suficientemente elevada.

1.4.6. Trayectoria de las Tensiones.

Se define como trayectoria de las tensiones al camino seguido por un punto del suelo para ir de un estado tensional inicial a otro estado tensional diferente. Diferentes trayectorias producen deformaciones diferentes aunque los estados tensionales inicial y final sean los mismos en todas las trayectorias. La importancia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento deformacional de las arcillas es tan importante que se estudiará debidamente en el diseño de cimentación a utilizar.

1.4.7 Cambios Ambientales.

En el terreno natural se producen cambios de temperatura y humedad. El efecto de la presión vertical ya ha sido comentado. In situ el aumento de temperatura produce una desecación del suelo y por tanto una retracción. Los cambios ambientales de humedad son debidos en primer lugar el clima, aunque también podría incluirse aquí la influencia de otros factores tales como la vegetación y las construcciones.

1.4.7.1 Causa de los cambios de Humedad.

Los cambios de humedad en el terreno pueden ser debido a diversas causas entre las que se destacan las siguientes:

- Clima: Influyente en los cambios de humedad tanto las variaciones climáticas estacionales como los periodos de climatología extrema.
- Ejecución de una construcción: La cobertura de la superficie del terreno con una capa más o menos impermeable (edificaciones, zonas pavimentadas, etc.) produce una modificación del régimen estacional de humedades al variar las condiciones de intercambio de humedad entre la atmósfera y el terreno.

- Vegetación: Las raíces de los árboles producen una desecación del terreno, y el talado de árboles implica un aumento de humedad. La vegetación superficial ayuda a la desecación por medio de sus raíces y por transmisión de sus hojas, pero al mismo tiempo actúa como barrera que se opone parcialmente a la evaporación.
- Modificación del nivel freático.
- Realización de zanjas de drenaje
- Realización de rellenos y terraplenes con humedad distinta de la de equilibrio.
- Riego de jardines
- Calentamiento o enfriamiento artificial del terreno. Puede ser producido por plantas de refrigeración, hornos, calderas, etc.
- Causas accidentales. Rotura de arquetas o tuberías de abastecimiento o saneamiento, etc.

1.5 Reconocimiento y clasificación de suelos expansivos.

Antes de planificar o emprender cualquier obra de ingeniería, se deben conocer las características y propiedades del suelo en el cual se apoyará. Para ello se debe organizar un plan de investigación que depende de la magnitud de la obra a realizar y de la naturaleza del suelo involucrado. El reconocimiento de la posible expansividad de un ha de constar de dos partes:

En primer lugar se debe obtener información preliminar relativa a las características del suelo mediante la investigación geotécnica, y a continuación se realizan ensayos de laboratorio para su identificación. La información previa se consigue a través de los conocimientos existentes sobre la zona y mediante la inspección visual del sitio y sus áreas aledañas. Se puede obtener una primera idea mediante la información suministrada por los habitantes del lugar o por las personas que han realizado construcciones en él. Así se puede conocer la existencia o no de daños, los tipos de cimentaciones más empleadas en la zona, construcciones habituales, y las características del terreno, a nivel de una primera aproximación.

Una vez obtenida la información previa se pasa a la realización de interpretación de ensayos de laboratorio. Según Chen (1975) los métodos para reconocer si un suelo puede ser expansivo se clasifican en tres grupos (Ver tabla , Anexos 6):

- La *identificación mineralógica* y tipo de mineral de arcilla.
- Los *métodos indirectos* tales, como las Propiedades Índice, Clasificación, Potencial a Cambios Volumétricos (PVC), Actividad, etc.
- Los *métodos directos*.

Estos métodos por si solos no sirven para determinar el comportamiento de la arcillas expansivas. Su aplicación principal es reconocer la existencia o no de un suelo expansivo, con una clasificación de la posible expansividad en grados, usualmente en tres o cuatro (expansividad baja, media, alta y en ocasiones muy alta).

Como afirma Jiménez Salas (1980) en estos suelos la heterogeneidad es enorme desde el punto de vista de la expansividad. Por estas razones es preferible en primer lugar hacer muchos ensayos sencillos y aplicarles diversos métodos indirectos, y una vez centrado el problema aplicar los métodos directos.

1.6 Diagnóstico de la situación objetiva del campo.

La edificación que nos refiere en la investigación está concebida como una estructura espacial monolítica⁹, con muros de mampostería, columnas y vigas de hormigón armado fundido in-situ, la cubierta resuelta con forjado unidireccional de viguetas armadas y bovedillas de hormigón terminado con capa de compresión de 50 mm hormigonado in-situ (Ver fig Anexos 7).

La solución de proyecto para la construcción de esta vivienda consistió en emplear zapatas de hormigón armado bajo muros de carga y bloques macizados en muros divisorios, apoyados sobre una losa existente de hormigón armado concebida como cancha deportiva, la cual según el informe geotécnico tiene un espesor de 8 cm y una resistencia superficial (fck) estimada con esclerómetro de 17,6 MPa.

⁹ Los sistemas monolíticos son aquellos en los que su centro es un grupo de estructuras fijas, las cuales funcionan entre sí.

La zona donde se construyó la vivienda es relativamente baja con respecto a sus alrededores, la composición del suelo es de tipo arcilloso potencialmente expansivo y de gran susceptibilidad, con condiciones desfavorables para la construcción.

Al año de construida la vivienda, comienzan a aparecer fisuras interiores, horizontales y a 45° en algunos muros, así como pequeños asentamientos en todo el perímetro de la losa de hormigón armado existente debido el peso de la vivienda, además se observó la acumulación y la filtración de agua al terreno de cimentación, debido a la inexistencia de un correcto drenaje superficial (Ver fig Anexos 7). Esta humedad del suelo penetrando bajo la vivienda mantuvo en activo las deformaciones de la arcilla expansiva y este movimiento perjudicó aún más el mal estado de las paredes de la vivienda.

Para resolver los daños producidos en los muros se dió la solución de recalzar toda la cimentación, la cual consistió en apuntalar la estructura de cubierta y sustituir los lugares donde solo existen bloques macizados por vigas zapatas armadas, así como ejecutar en las intersecciones cimientos aislados de hormigón ciclópeo (de resistencia 20 MPa con un 30 % de rajón); de secciones de 0,50x0,50 m con una profundidad mínima de 0,60 m.

Con esta solución se pretendió transmitir las cargas puntuales de los muros hacia los cimientos. Además se ejecutaron aceras perimetrales alrededor de toda la vivienda, con un ancho de 0,50 m y con una pendiente mínima del 3 % para evitar que las aguas de lluvias se acumularan en las paredes exteriores.

A pesar de que se tomaron todas las medidas en la construcción del recalce de la vivienda, en la actualidad se percibe que esta solución no fue 100 % efectiva ya que han surgido nuevas fisuras fundamentalmente en los muros divisorios que transmiten menos carga al terreno, lo que indica que los cimientos siguen apoyados sobre el espesor de capa activa expansiva.

En visitas realizadas al lugar se observó que este se encuentra rodeado por una gran extensión de terreno descubierto, sin drenaje para la evacuación de las aguas pluviales, convirtiéndose en un receptor natural del agua de lluvia que por su inmovilidad penetra al subsuelo y desciende bajo la zona de construcción, acción que coadyuva a la complejidad del problema.

En estos momentos la vivienda posee problemas constructivos en los muros y pisos, pudiéndose apreciar afectaciones tales como: paredes con fisuras y grietas pasantes horizontales y escalonadas que terminan en las intercepciones a una altura de 1,90 m y a 0,40-0,60 m del NPT y en algunos casos desplazadas, el asiento de la losa ha propiciado al piso desniveles en algunas zonas, lo que influye en la carpintería ya que el giro de las puertas se lleva a cabo con dificultad (Ver fig Anexos 8).

En etapas tempranas del proyecto ejecutado se debió haber tomado muy en serio esta advertencia sobre el suelo, pues la realidad ha demostrado que no fueron suficientes las soluciones proyectadas y ejecutadas para contrarrestar las acciones del suelo sobre la vivienda.

1.6.1 Causas fundamentales que provocaron las fallas estructurales.

Las causas fundamentales de las fisuras y grietas en las paredes de la vivienda son producto a los cambios de volumen debido a la humedad, que aparejado al comportamiento del suelo de cimentación provocan el asentamiento y/o contracción de la losa que sirve de base a la cimentación.

Se debe tener en cuenta que la vivienda no es una estructura de gran envergadura la cual se puede considerar ligera a pesar de tener una cubierta pesada, cuya cimentación soporta cargas poco significativas y las vigas de cimentación suelen ser las más afectadas por estos movimientos del suelo.

Para comprobar la calidad de los materiales empleados en la construcción en el primer recalce se analizaron testigos a muestras escogidas del lugar y se concluye que los mismos presentan la calidad requerida por norma.

Como se deduce de los resultados experimentales (efectuados por la ENIA al lugar) la arcilla expansiva de alta plasticidad produce los cambios volumétricos que son de alta significación asociados a las condiciones topográficas desfavorables y a las variaciones del clima, han sido una de las causas influyente en los daños a la estructura.

Es de suma importancia, siempre que estemos en presencia de un suelo con tales características, diseñar de antemano una cimentación que tenga en cuenta el comportamiento de este tipo de terreno debido a que se pueden incurrir en soluciones estructurales y recalces que resulten costosos e inefectivos.

Como se sabe, la tipología más común de cimentación superficial para estructuras ligeras es la zapata corrida, sin embargo desde el punto de vista del diseño de cimentación, esta concepción utilizando bloques rellenos de hormigón no es una buena solución, debido a la pérdida de continuidad por las juntas de la mampostería.

Además la solución de diseño de cimentación empleada en esta vivienda sobre la losa de hormigón armado existente no fue técnicamente correcta, pues la misma no es suficiente para resistir los esfuerzos de cortante que producen las cargas que bajan por los muros, ni el suelo aporta la suficiente capacidad resistente para soportar las cargas que le trasmite la estructura de la vivienda con la solución dada.

1.7 Soluciones técnicas idóneas empleadas internacionalmente, según las patologías existentes.

Para obtener la solución más idónea, se investigó en la literatura especializada y la Internet, con el objetivo de conocer cómo se resuelve este problema en el mundo.

De todas las medidas que se utilizan, se llega a la conclusión de que los tres métodos con más posibilidad de ser aplicados en nuestro país y que se ajustan a nuestro objeto de estudio son los siguientes:

1. Estabilización del suelo.
2. Sustitución del suelo expansivo por uno que no lo sea, cargas de compensación.

1.7.1 Estabilización del suelo. Modificación de propiedades expansivas del suelo.

Para el tratamiento de suelos se puede utilizar cal viva (óxido de calcio – CaO), cal hidratada (hidróxido de calcio – $\text{Ca}[\text{OH}]_2$) o una lechada de cal. La cal viva se produce de la transformación química del carbonato de calcio (piedra caliza – CaCO_3) en óxido de calcio. La cal hidratada se obtiene cuando la cal viva reacciona químicamente con el

agua. La cal hidratada (hidróxido de calcio) es la que reacciona con las partículas arcillosas y las transforma permanentemente en una fuerte matriz cementante.

La cal más utilizada para el tratamiento de suelos es la cal alta en calcio, que contiene un máximo de 5% de óxido o hidróxido de magnesio. La estabilización química con ayuda de la cal ha tenido bastante éxito en la construcción sobre suelos arcillosos con características expansivas. La cal es el único producto capaz de proveer una variedad de beneficios al suelo, puede ser utilizada en suelos inestables para secar, modificar y estabilizar.

- Se crea una barrera resistente al agua y logra la reducción del índice de plasticidad (IP).
- Reduce las características de expansión y agrietamientos.
- Cuando se agregan las cantidades adecuadas de cal y agua, el PH del suelo rápidamente se incrementa, siendo favorable para la formación de silicatos y aluminatos de calcio que incrementa sustancialmente la capacidad de carga (Ver fig 1.7).

En general, los suelos arcillosos de grano fino (con un mínimo del 25 % que pasa el tamiz 200 y un Índice de Plasticidad (IP) mayor que 10) se consideran buenos candidatos para la estabilización. La estabilización es un sistema económico con una historia de 40 años de tratamiento para suelos cohesivos (Fig.1.7.1)¹⁰.

Para la estabilización del suelo las cantidades a agregar de solución o lechada de cal varían de 2 al 6 % en peso de la mezcla, dependiendo de los objetivos de la estabilización, la cual tiene la ventaja adicional de que mejoran el poder soporte del suelo (CBR). El diseño del tratamiento más adecuado se desprende de un análisis del suelo, para conocer la cantidad o el porcentaje de la solución adicionada para lograr un PH en un rango de 12-12,4.

¹⁰ Boletín 326, (Enero 2004). Manual de estabilización de suelo tratado con cal, estabilización y modificación con cal.

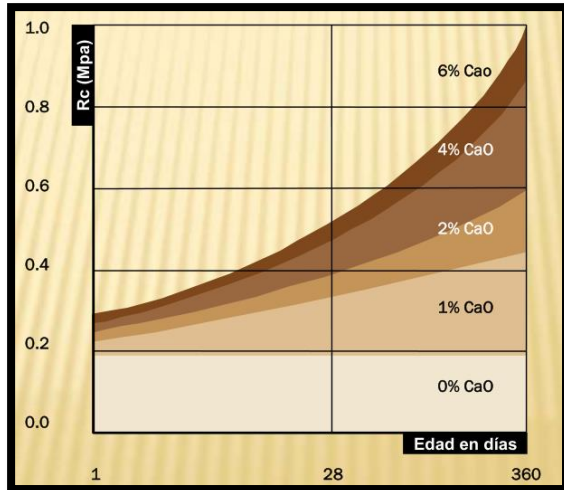


Figura 1.7. Las reacciones puzolánicas del tratamiento con cal continúa a lo largo del tiempo, permitiendo que la base gane resistencia.



Fig.1.7.1 Comparación de arcilla plástica sin tratar (izquierda) y arcilla tratada con cal, después de la mezcla inicial y fraguado (derecha).

La experiencia ha demostrado que con este sistema se logran buenos resultados si el suelo expansivo tiene un extenso sistema de fisuras y grietas a través del cuál la lechada pueda ser aplicada eficientemente. El mayor beneficio de este tipo de tratamiento se obtiene también por el pre-humedecimiento producido, la barrera de humedad formada por el suelo cal y a las limitadas cantidades del suelo que ha reaccionado produciéndose la estabilización.

1.7.2 Sustitución del suelo expansivo por uno que no lo sea , cargas de compensación.

Las arenas por tener sus granos de forma volumétrica, en los cuales la relación de superficie a volumen es pequeña, el fenómeno de la absorción no se manifiesta de una manera notable y como consecuencia de esto las arenas no poseen película de agua absorbida en su superficie y por tanto no presentan las propiedades plásticas de las arcillas; ni tampoco son impermeables, ya que en ellas las propiedades de afinidad química, tan notable en las arcillas, apenas se manifiestan.

Consecuencia también de esta falta de afinidad, es el hecho de que los suelos de arena no presentan resistencia al esfuerzo cortante como propiedad inherente a él, por lo tanto, es un suelo sin cohesión. Esto quiere decir que la capacidad portante de un suelo de arena, estará en función del confinamiento de ésta, ya que esta será la única forma de garantizar que el suelo no se disgregue al recibir una carga, y tan sólo entonces se le puede asignar un valor a la resistencia a la compresión de este suelo, ya que estará capacitado para resistir esfuerzos cortantes a través de sus partículas.

En los suelos de arena, cuando éstos se encuentran en estado seco y suelto (sin consolidar), las partículas estarán en contacto directo unas con otras y al adquirir ellas un determinado grado de humedad, por el fenómeno de capilaridad se rodea de una pequeña película de agua lo cual produce un ligero aumento de volumen en su masa pero, si el grado de humedad sigue aumentando hasta la inundación, inmediatamente desaparece este fenómeno de capilaridad entre los granos y, por lo tanto, desaparece también la película de agua capilar que los mantenía separados, con lo cual la arena volverá a tener un volumen igual al que tenía cuando se encontraba seca y suelta, o probablemente menor, ya que se habrá logrado una mayor consolidación en su masa como consecuencia de un acomodamiento más estable entre sus partículas.

Las arenas finas alcanzan una resistencia a la compresión entre 1,5 y 5 kg/cm² y las arenas gruesas menor que 1.5 kg/cm².

Conclusiones del capítulo.

1. El análisis de la documentación utilizada para profundizar en esta temática y las revisiones de la bibliografía que aborda lo relacionado con las arcillas expansivas, nos permitió conocer los aspectos principales en torno a los problemas que

ocasionan estos suelos a las construcciones, así como las propiedades mineralógicas y químicas por las que están compuestos.

2. El resultado del diagnóstico realizado a la vivienda, permitió identificar las causas fundamentales de las fallas estructurales presentes, asociadas al comportamiento del suelo de fundación potencialmente expansivo y a que las soluciones constructivas que se ejecutan no consideran la particularidad y complejidad de los mismos.
3. Teniendo en cuenta las afectaciones que ocasionó el suelo a la vivienda y la necesidad de emplearlo como base de la cimentación, se propone como solución a utilizar la estabilización y el uso del colchón de arena y rajón.

CAPÍTULO II: SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN A FALLAS ESTRUCTURALES EN VIVIENDA UBICADA EN TÁCAJÓ, CONSTRUIDA SOBRE SUELO EXPANSIVO.

Introducción al capítulo:

En el presente capítulo se muestra el análisis general de la vivienda objeto de estudio de la investigación. Se plantea la variante de solución a partir del estudio ingeniero-geológico del suelo de cimentación y el chequeo de la cimentación por estabilidad y deformación, teniendo en cuenta que la edificación puede sufrir el doble efecto levantamiento – asentamiento. Además se realiza una valoración económica de la solución propuesta.

2.1 Estudio de la vivienda.

2.1.1 Microlocalización de la vivienda

El área de estudio se encuentra ubicada aproximadamente en Calle 1^{era} y calle A colindante con ESBU, farmacia y campo de pelota, en las Coordenadas Lambert X-591 900 y Y-243 630 según la Hoja cartográfica 5078-IV-c Tacajó, a escala 1:25 000.

Los trabajos fueron programados a partir de la Tarea Técnica emitida por la Empresa de Proyectos e Ingeniería Vértice, entidad proyectista de la obra.

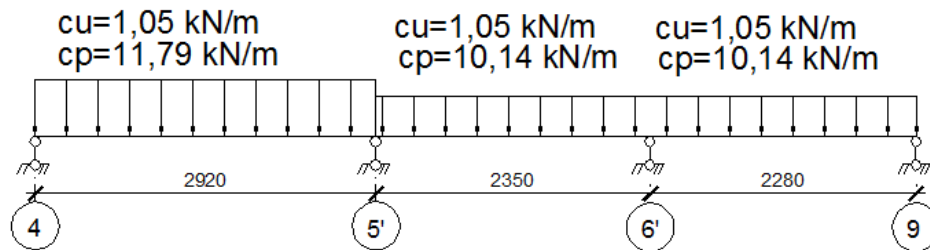
A continuación se muestra una foto de la fachada de la vivienda y una vista en planta de la misma.



$$CU_{LD} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

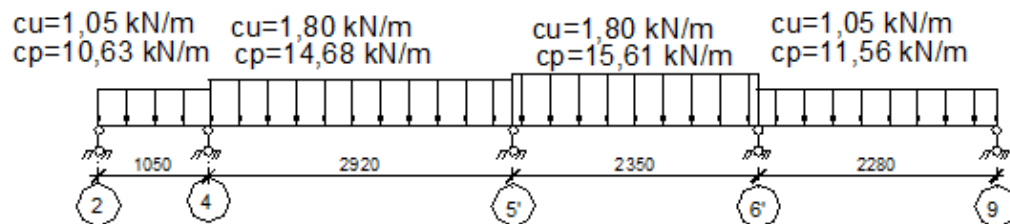
Las cargas se analizan para cada pórtico en función del área que le tributan.

Pórtico EJE-B. Esquema de cargas.



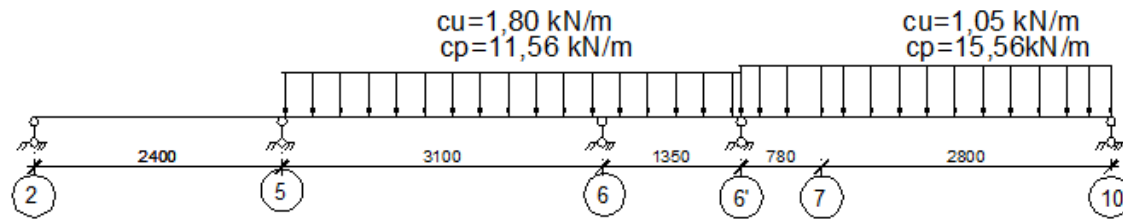
Fuerza concentrada en los apoyos			
Cimientos	N (kN)	Cimientos	N (kN)
4B	27	6'C	30,62
5'B	59,04	9C	21,48

Pórtico EJE-C. Esquema de cargas.



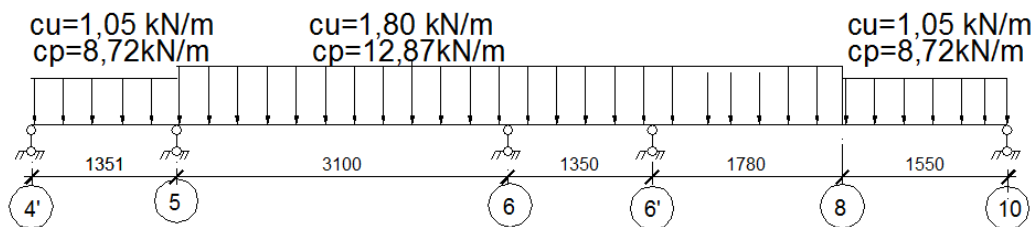
Fuerza concentrada en los apoyos			
Cimientos	N (kN)	Cimientos	N (kN)
2C	8,74	6'C	49,06
4C	56,21	9C	26,27
5'C	66,53		

Pórtico EJE-E. Esquema de cargas



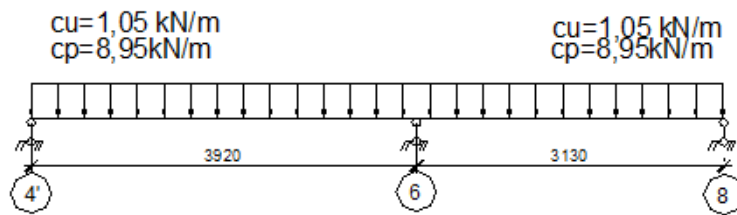
Fuerza concentrada en los apoyos			
Cimientos	N (kN)	Cimientos	N (kN)
2E	24,23	6'E	21,49
5E	38,64	7E	44,86
6E	59,04	10E	31,5

Pórtico EJE-F. Esquema de cargas.



Fuerza concentrada en los apoyos			
Cimientos	Cargas(kN)	Cimientos	Cargas(kN)
F'4	27,34	6'F	57,6
5F	36,36	8F	44,75
6F	22,10	10F	22,26

Pórtico EJE-G. Esquema de cargas.



Fuerza concentrada en los apoyos	
Cimientos	Cargas(kN)
4'G	8,74
6G	24,23
8G	27

2.1.3 Análisis técnico-constructivo. Chequeo de la cimentación de la vivienda.

Para desarrollar un análisis del comportamiento de la vivienda y el suelo de cimentación se procedió mediante la metodología de Estabilidad y Deformación referente en la Norma Cubana NC: 1-2007 , con el fin de conocer el estado actual de la cimentación.

Chequeo de la capacidad de carga de la base de la cimentación.

Para garantizar el cumplimiento del criterio de Capacidad de Carga de la base de la cimentación, debe cumplirse la siguiente condición:

$$N^* \leq Q_{bt}^* \quad (4)$$

Los valores de las cargas de cálculo se determinan a partir de:

$$N'^* = N' \cdot \gamma_f \quad (5)$$

$$H^* = H \cdot \gamma_f \quad (6)$$

$$M'^* = M' \cdot \gamma_f \quad (7)$$

$$N^* = N'^* + Q_C + Q_R \quad (8)$$

En el caso de cimientos aislados se puede suponer a:

$$Q_C + Q_R = 20 \text{ b l d}$$

Donde:

20 kN/m³ peso específico promedio del hormigón y el suelo situado por encima del nivel de cimentación.

El valor de la Q_{bt}^* para cimientos rectangulares se determina a partir de:

$$Q_{bt}^* = b' l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right)$$

Determinación de la capacidad de carga de los suelos según el método de Brinch Hansen.

Suelo ϕ y C - ϕ

$$q_{br}^* = 0.5 \gamma_2^* B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + c^* N_c s_c i_c d_c g_c + q'^* N_q s_q i_q d_q g_q$$

Suelo C ($\phi = 0$).

$$q_{br}^* = 5.14 c^* (1 + s_c' + d_c' - i_c' - g_c') + q'^*$$

$$q'^* = \gamma_1^* d + q_{sc}^*$$

Donde:

γ_1^* – Peso específico de cálculo por encima del nivel de cimentación, en el caso de existir más de un estrato en esta zona se toma un promedio ponderado de estos valores.

γ_2^* – Peso específico de cálculo por debajo del nivel de cimentación, hasta una profundidad 1.5 B'

L' - Lado mayor entre l' y b'

B' - Lado menor entre l' y b'

$N_\gamma, s_\gamma, i_\gamma, d_\gamma, g_\gamma, N_c, s_c, i_c, d_c, g_c, N_q, s_q, i_q, d_q, g_q$: Factores de la capacidad de carga, Su expresión varía según el tipo de suelo¹¹.

¹¹ Según NC: 01-2007.Cimentaciones Superficiales pág

Revisión del dimensionamiento de la base de las cimentaciones según el estado límite de deformación.

Primeramente procedemos a definir la potencia activa (H_A), según los datos que ofrece la siguiente tabla:

Cimiento Cuadrado y Circular:	$H_A = 2.5 b$
Cimiento Corrido:	$H_A = 5.0 b$
Cimientos Rectangulares	$H_A = (2.5 \text{ a } 5.0) b$, interpolándose linealmente en función de la rectangularidad del cimiento (l/b).

Esta se calculará atendiendo a los siguientes criterios:

Se tomará como potencia activa la profundidad H_A por debajo del nivel de solera donde se cumple la siguiente condición:

$$\sigma'_{zp} = 0.2 \sigma'_{zg}$$

siendo:

σ'_{zp} : incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cual es producido por las cargas impuestas a esta.

σ'_{zg} : incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cual es producido por el peso propio de la misma.

-Determinación de los asientos absolutos lineales para $M = 0$.

Cálculo de la Presión neta.

$$p' = p - q'$$

Cálculo de la Presión bruta actuante.

Cimientos Rectangulares

$$\text{Donde: } p = \frac{N}{b \cdot 1} \quad (34)$$

-Cálculo de σ'_{zp}

El incremento de las presiones verticales efectivas (σ_{zp}) se determinarán en puntos dentro de la masa de suelo situado en una vertical que pase por los Puntos Característicos del cimiento y calculándose de la forma siguiente:

$$\sigma'_{zp} = J_z \cdot p'$$

Donde:

J_z – coeficiente de influencia que se determina en función de la relación l/b y z/b en los cimientos rectangulares, siendo z la distancia vertical entre el punto característico y el punto donde se desea calcular a σ'_{zp} (Ver tabla 2.1).

Tabla-2.1 Factor de influencia J_z para el punto característico de un área rectangular uniformemente cargada.

Z / b	l / b						
	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0	10.0
0.05	0.9811	0.9819	0.9884	0.9891	0.9895	0.9897	0.9896
0.10	0.8984	0.9280	0.9372	0.9425	0.9443	0.9447	0.9447
0.15	0.7898	0.8351	0.8623	0.8755	0.8824	0.8830	0.8839
0.20	0.6947	0.7570	0.7883	0.8127	0.8335	0.8262	0.8264
0.30	0.5566	0.6213	0.6628	0.7453	0.7301	0.7376	0.7387
0.50	0.4088	0.4622	0.5032	0.5550	0.6032	0.6261	0.6299
0.70	0.3249	0.3706	0.4041	0.4527	0.5066	0.5473	0.5552
1.00	0.2342	0.2786	0.3078	0.3488	0.4008	0.4504	0.4674
1.50	0.1438	0.1830	0.2098	0.2387	0.2779	0.3303	0.3604
2.00	0.0939	0.1279	0.1475	0.1749	0.2037	0.2479	0.2883
3.00	0.0473	0.0672	0.0823	0.1043	0.1280	0.1575	0.2025
5.00	0.0183	0.0268	0.0345	0.0502	0.0646	0.0838	0.1251
7.00	0.0095	0.0141	0.0185	0.0264	0.0381	0.0541	0.0905
10.00	0.0045	0.0070	0.0093	0.0135	0.0210	0.0228	0.0633
20.00	0.0022	0.0015	0.0024	0.0035	0.0058	0.0105	0.0318

-Método de cálculo para determinación del asiento absoluto (SC)

El asiento absoluto en los puntos característicos de la base de un cimiento se calculará por el MÉTODO DE SUMATORIA DE CAPAS usando la siguiente expresión:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{6} (\varepsilon_{is} + 4\varepsilon_{ic} + \varepsilon_{il})$$

Donde:

n – cantidad de estratos por debajo del nivel de cimentación hasta una profundidad igual a la Potencia Activa.

H_i – espesor del estrato (i) existente por debajo del nivel de cimentación hasta una profundidad igual a la Potencia Activa.

ε_{is} – variación de la deformación unitaria vertical en un punto de la frontera superior del estrato (i) y calculado en una vertical que pase por el punto característico del cimiento donde se calculará el asiento absoluto.

ε_{ic} – idem para el punto centro del estrato (i).

ε_{ii} – idem para la frontera inferior del estrato (i)

-Cálculo de variación de la Deformación Unitaria.

Suelos con E_o como parámetro deformacional.

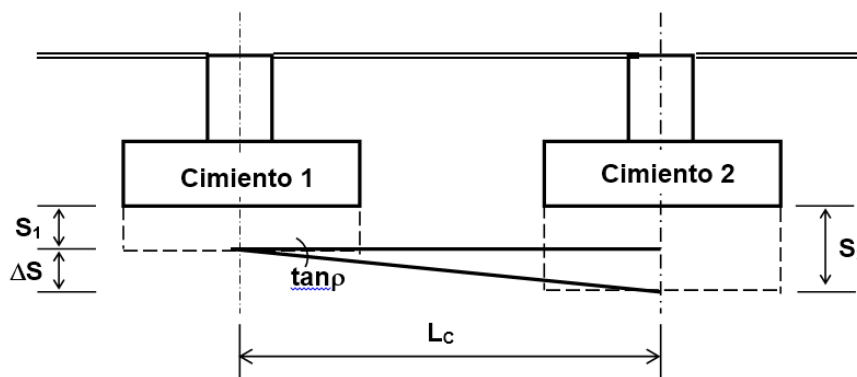
$$\varepsilon = \frac{\sigma_{zp}}{E_o}$$

Donde:

σ'_{zp} – incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, la cual es producida por las cargas impuestas a esta.

Las deformaciones relativas se pueden analizar como:

$\tan \rho$: Distorsión angular:



Este tipo de desplazamiento se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\tan \rho = \frac{\Delta S_{CA}}{L_c}$$

Donde:

ΔS_{CA} – Asiento diferencial entre dos cimientos aislados contiguos o diferencia de desplazamiento vertical (flecha) en un tramo de un cimiento.

L_c – Distancia entre dos cimientos aislados o distancia entre los puntos donde se mide la diferencia de flecha de un cimiento.

Las magnitudes de las deformaciones o desplazamientos límites absolutos y relativos, se tomarán de la siguiente tabla¹²:

Distorsión Angular	$\text{tg}\theta = \frac{S_2 - S_1}{L_c}$
$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
$\tan\theta < \frac{1}{360} = 0.0027$	Ligera fisuración en cerramientos
$\tan\theta < \frac{1}{250} = 0.004$	Fisuración visible
$\tan\theta < \frac{1}{180} = 0.0055$	Lesiones en estructuras de hormigón
$\tan\theta < \frac{1}{150} = 0.0066$	Lesiones en estructuras de acero

2.1.3.1 Ejemplo de cálculo para una sección de la vivienda.

Según las investigaciones geotécnicas se tienen las siguientes informaciones del suelo:

Cala No 1: Arcilla de muy alta plasticidad de color crema amarillento con vetas de color gris verdoso, consistencia muy dura. Según la NC 59: 2000 este suelo se clasifica como CH.

Propiedades físicas y mecánicas del suelo.

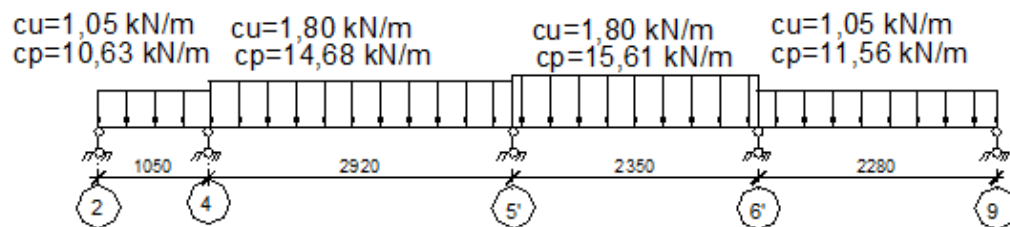
¹² Romero Parra, Ramón, (2013). Algunos criterios sobre el diseño de cimentaciones superficiales cargadas céntricamente, según trabajo presentado en el IX Fórum de Ciencia y Técnica.

Propiedades del suelo	Capa No 1
Fino (< tamiz 200)	98%
Arena	2%
Grava	0%
Límite Líquido (LL)	68%
Límite Plástico (LP)	23%
Índice Plástico (IP)	45%
Peso específico de los sólidos (Gs)	27,4kN/m ³
Humedad Natural (W)	36,3%
Peso Específico Húmedo (γ_f)	18,5 kN/m ³
Peso Específico Seco (γ_d)	13,5 kN/m ³
Índice de Poros (e)	1,03
Saturación (S)	97%
Índice de consistencia(Ic)	0,70
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	13°
Cohesión (C)	50 kPa
Módulo de Deformación (Eo)	7500 kPa
Hinchamiento libre	9,1 kPa
Presión de Hinchamiento	150 kPa
Coeficiente de Poisson	0,40

Para el diseño por el 1er Estado Límite: Por capacidad de carga (estabilidad).

Según la metodología de la Norma Cubana de Cimentaciones Superficiales (NC 01:2007) procedemos a la comprobación de la resistencia del suelo de cimentación. Como sabemos del capítulo 1, el cimiento aislado tiene la siguiente dimensión (0,50·0,50·0,60)m.

Pórtico EJE-C. Esquema de cargas.



Fuerza concentrada en los apoyos

Dados	N (kN)	Dados	N (kN)
2C	8,74	6'C	49,06
4C	56,21	9C	26,27
5'C	66,53		

Cimiento 2C

N=8,74 kN

Determinación de la capacidad de carga de la base de la cimentación (q^*_{br})

$q_{br}^* = 0,5 \gamma_2^* B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + c^* N_c s_c i_c d_c g_c + q^* N_q s_q i_q d_q g_q$.

$q_{br}^* = 0,5 \cdot 17,62 \cdot 0,5 \cdot 0,603 \cdot 0,60 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 38,48 \cdot 8,4 \cdot 1,31 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 10,57 \cdot 2,60 \cdot 2,61 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1$

$q_{br}^* = 424,23 \text{ kPa}$

$Q_{bt}^* = b' l' \left(\frac{q_{br}^* - q^*}{\gamma_s} + q^* \right) = 0,5 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{424,23 - 10,57}{1,15} + 10,57 \right) = 92,57 \text{ kN}$

$Q_{bt}^* = 92,57 \text{ kN}$.

$N = 8,74 \text{ kN} + 0,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 14,74 \text{ kN}$

$Q_{bt}^* = 92,57 \text{ kN} > N = 14,74 \text{ kN}$

Para la carga impuesta, el suelo resiste por estabilidad.

Chequeo por Deformación:

$H_A = 3B = 3 \cdot 0,50 = 1,5 \text{ m}$

$H_A = 1,50 \text{ m}$

$$\sigma_{zp} = \frac{N}{A} - \frac{\gamma \cdot D_f}{\gamma_g} = \frac{14,74 \text{ kN}}{0,50^2} - \frac{10,78}{1,03} = 37,41 \text{ kN}$$

Análisis de los asentamientos

Capas	hi (m)	zi (m)	z/B	lo	lo*δzp1(kN)	ξ1	ΔS(m)
1	0.5	0.0	0.0	1,0	37,41	0,0050	
		0.25	0.5	0,4088	15,29	0,0020	0,00119261
		0.5	1.0	0,2342	8,76	0,0012	
1	1.0	0.5	1.0	0,2342	50.42	0,0012	
		1.0	2.0	0,0939	3,51	0,0005	0,00054622
		1.5	3.0	0,0473	1,77	0,0002	
Total							=0.0017

$$\Delta S_1 = \frac{1}{6} h (E_{\text{sup}} + 4E_{\text{centro}} + E_{\text{inf}}) = \frac{1}{6} \times 0.5 (0.005 + 4 \times 0.0020 + 0.0012) = 0.0011 \text{ m}$$

$$\Delta S_2 = \frac{1}{6} \times 1 (0.0012 + 4 \times 0.0005 + 0.0002) = 0.0005 \text{ m}$$

Cimiento 4C

$$N = 56.21 \text{ kN}$$

Determinación de la capacidad de carga de la base de la cimentación (q_{br}^*)

$$q_{br}^* = 0.5 \gamma^* B' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c^* N_c s_c i_c d_c g_c + q^* N_q s_q i_q d_q g_q$$

$$q_{br}^* = 0.5 \cdot 17.62 \cdot 0.5 \cdot 0.67 \cdot 0.60 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 38.48 \cdot 8.40 \cdot 9.11 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 + 10.57 \cdot 2.60 \cdot 2.65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1$$

$$q_{br}^* = 2713.38 \text{ kPa}$$

$$Q_{bt}^* = b' \cdot l' \cdot \left(\frac{q_{br}^* - q^*}{\gamma_s} + q^* \right) = 0.5 \cdot 0.5 \left(\frac{2713.38 - 10.57}{1.15} + 10.57 \right) = 590.21 \text{ kN}$$

$$Q_{bt}^* = 590.21 \text{ kN}$$

$$N = 56.21 \text{ kN} + 0.5 \cdot 0.5 \cdot 0.6 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 59.21 \text{ kN}$$

$$Q_{bt}^* = 590.21 \text{ kN} > N = 59.21 \text{ kN}$$

Para la carga impuesta el suelo resiste por estabilidad.

Deformación:

$$H_A = 3 B = 3 \cdot 0.50 = 1.5 \text{ m}$$

$$H_A = 1.50 \text{ m}$$

$$\sigma_{zp} = \frac{N}{A} - \frac{\gamma \cdot D_f}{\gamma_g} = \frac{59.21}{0.50^2} - \frac{18.5 \cdot 0.6}{1.03} = 226.063 \text{ kN}$$

Análisis de los asentamientos

Capas	hi (m)	zi (m)	z/B	lo	lo*δzp1(kN)	ξ1	ΔS(m)
1	0.5	0.0	0.0	1.0	215.29	0.0269	
		0.25	0.5	0.4088	88.01	0.0110	0.0064
		0.5	1.0	0.2342	50.42	0.0063	
2	1.0	0.5	1.0	0.2342	50.42	0.0063	
		1.0	2.0	0.0939	20.22	0.0025	0.0029

		1.5	3.0	0.0473	10.18	0.0013	
Total							=0.0094

$$\Delta S_1 = \frac{1}{6}h(E_{\text{sup}} + 4E_{\text{centro}} + E_{\text{inf}}) = \frac{1}{6} \times 0.5(0,0269 + 4 \times 0,011 + 0,0063) = 0,0064\text{m}$$

$$\Delta S_2 = \frac{1}{6} \times 1(0,0063 + 4 \times 0,0025 + 0,0013) = 0,0029\text{m}$$

Cálculo de la distorsión entre los dados 5'B y 6'B de la vivienda.

$\tan \rho = \frac{\Delta S_{CA}}{Lc} = (0,0094 - 0,0012) / 1,05 = 0,00783\text{m} > 0,0066$. Se producen lesiones a nivel de la estructura de hormigón y daños en el acero.

Entonces los asentamientos entre ambos cimientos producen distorsiones superiores a las especificados por norma por lo cual el cimiento propuesto no fue diseñado correctamente para resistir las cargas impuestas por la vivienda.

Análisis de los asentamientos y distorsiones de los cimientos de la vivienda pórtico EJE –B

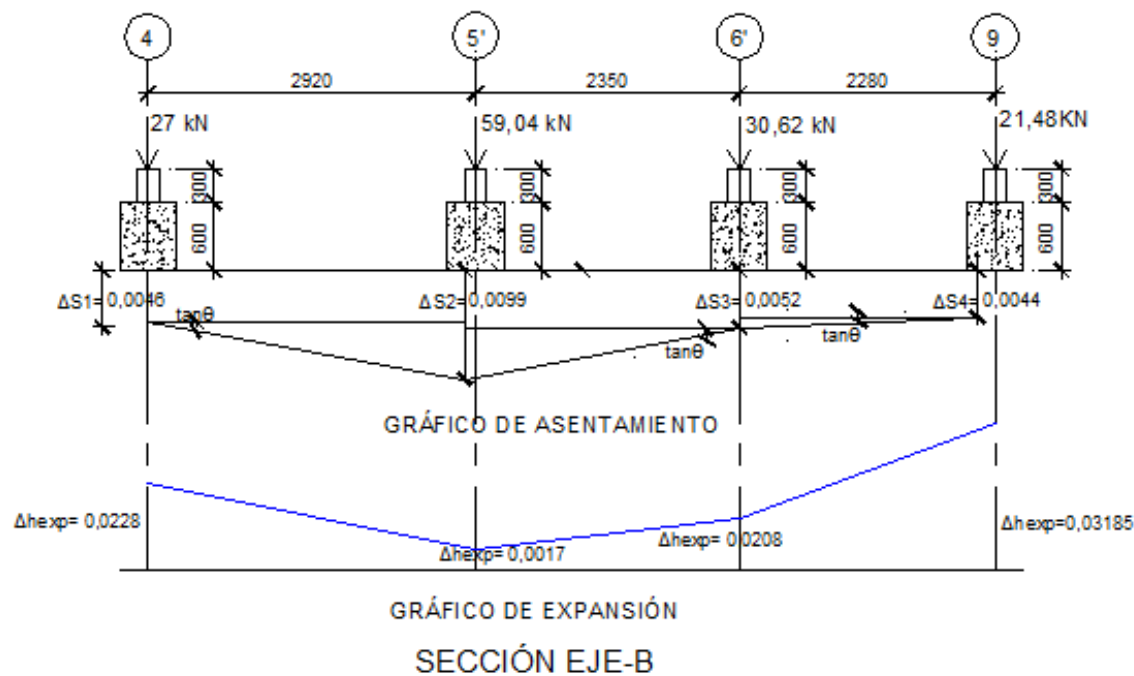


Tabla resumen de distorsión para el PÓRTICO EJE-B.

Secciones	Cimientos	$\tan\theta$	Comparación	Comentario
B-B	4B-5'B	0.0018	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	5'B-6'B	0.0020	$\tan\theta < \frac{1}{360} = 0.00277$	Ligera fisuración en cerramientos
	6'B-9 B	0.0004	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración

Análisis de los asentamientos y distorsiones de los cimientos de la vivienda pórtico EJE -C

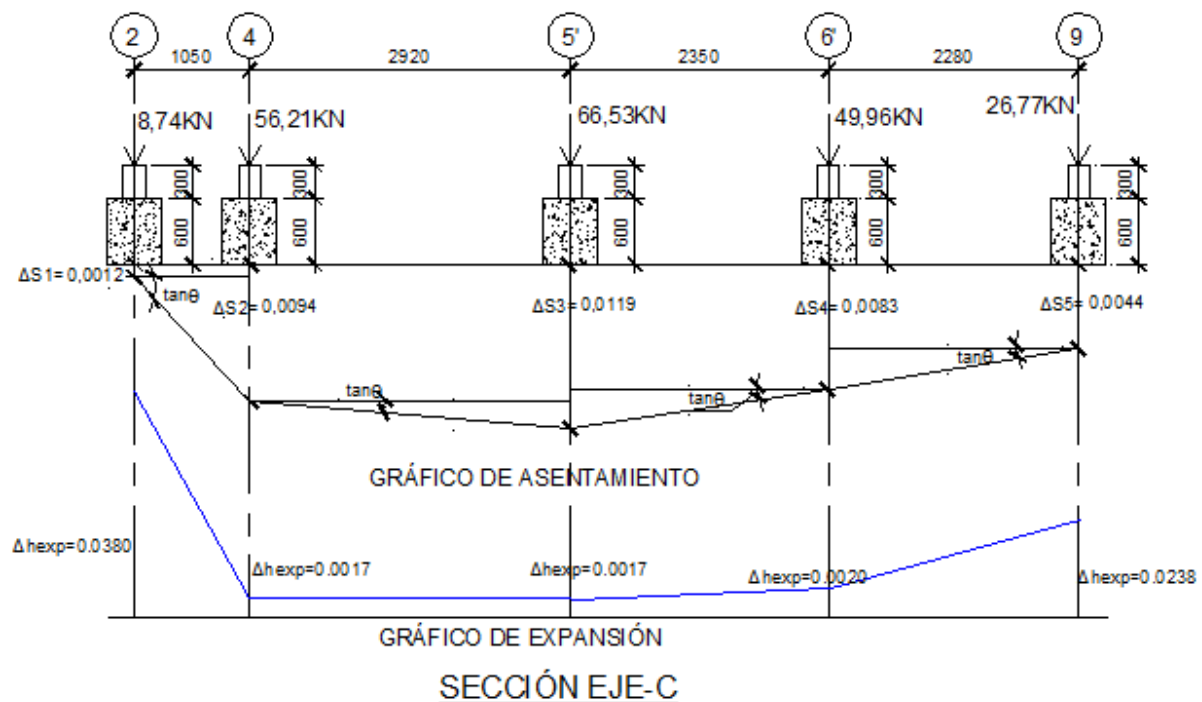


Tabla resumen de distorsión para el PÓRTICO EJE-C.

Secciones	Cimientos	$\tan\theta$	Comparación	Comentario
C-C	2C-4C	0.0078	$\tan\theta < \frac{1}{150} = 0.0066$	Lesiones en estructuras de acero
	4C-5'C	0.0009	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración

	5'C-6'C	0.0015	$\tan^{\theta} < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	6'C-9C	0.0017	$\tan^{\theta} < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración

Análisis de los asentamientos y distorsiones de los cimientos de la vivienda pórtico eje – E

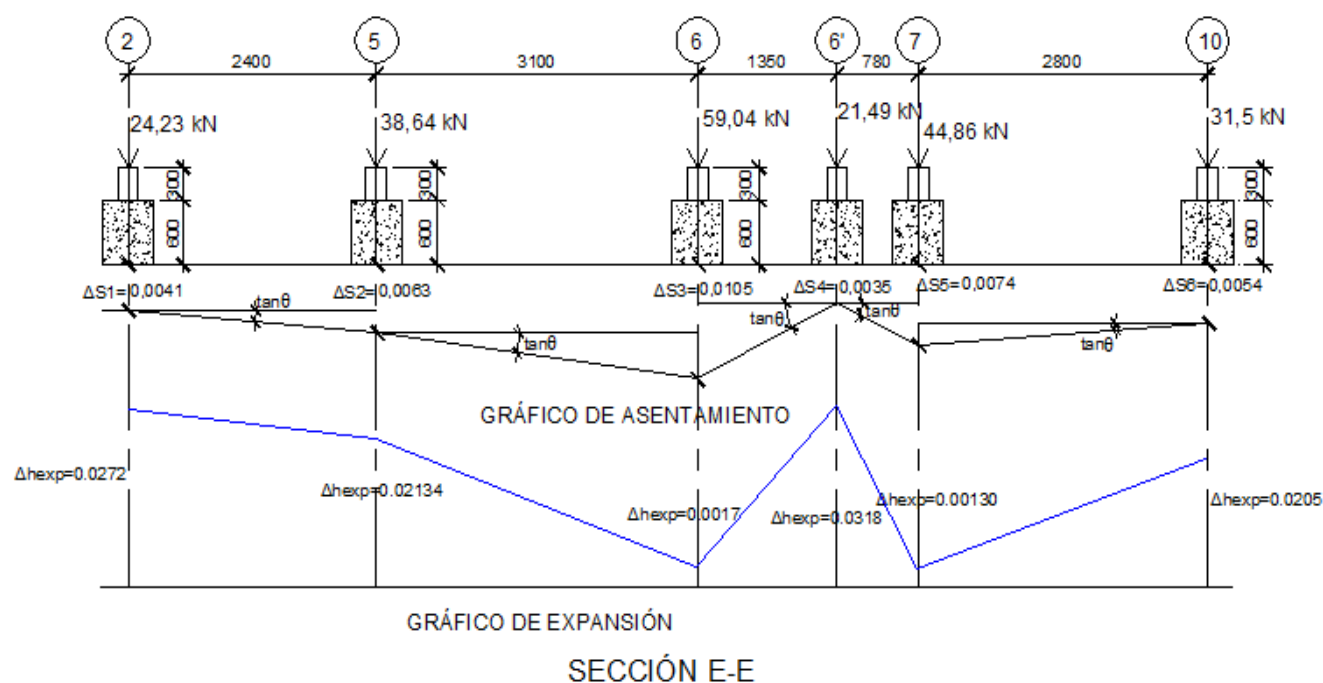
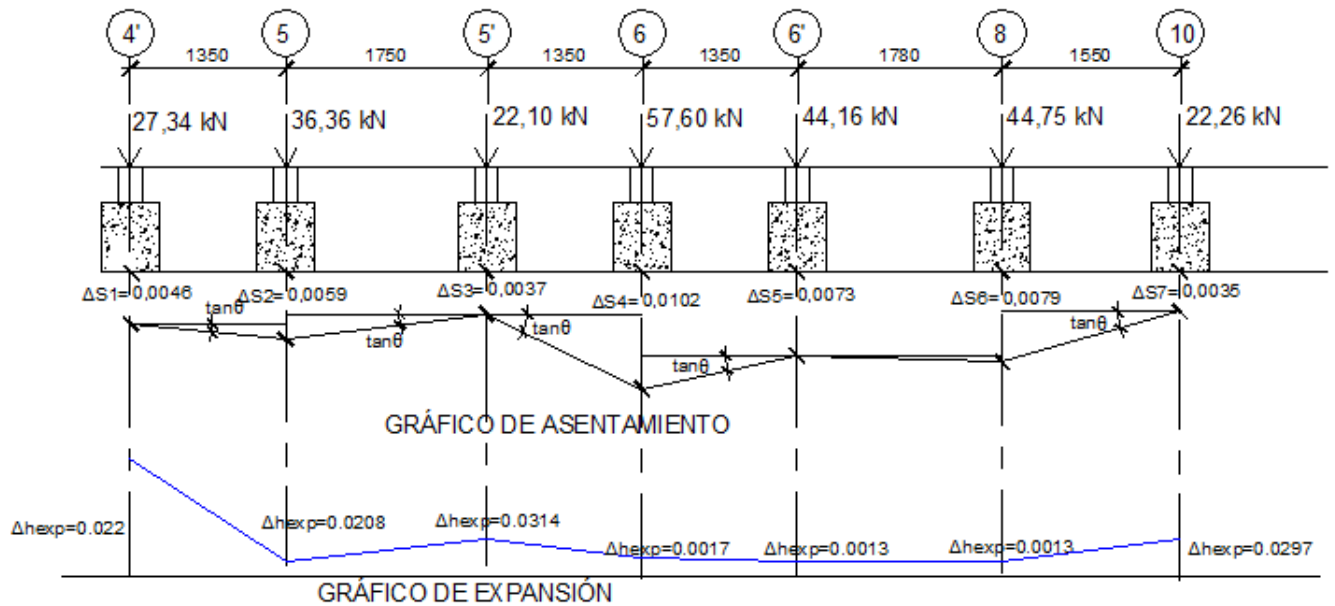


Tabla resumen de distorsión para el PÓRTICO EJE-E

Secciones	Cimientos	\tan^{θ}	Comparación	Comentario
E-E	2E-5E	0.0009	$\tan^{\theta} < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	5E-6E	0.0014	$\tan^{\theta} < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	6E-6'E	0.0052	$\tan^{\theta} < \frac{1}{180} = 0.0055$	Lesiones en estructuras de hormigón
	6'E-7E	0.0050	$\tan^{\theta} < \frac{1}{180} = 0.0055$	Lesiones en estructuras de hormigón
	7E-10E	0.0007	$\tan^{\theta} < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración

Análisis de los asentamientos y distorsiones de los cimientos de la vivienda pórtico EJE
-F



SECCIÓN EJE - F

Tabla resumen de distorsión para el PÓRTICO EJE-F

Secciones	Cimientos	$\tan\theta$	Comparación	Comentario
F-F	4'F-5F	0.0009	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	5F-5'F	0.0013	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	5'F-6F	0.0049	$\tan\theta < \frac{1}{180} = 0.005$	Lesiones en estructuras de hormigón
	6F-6'F	0.0021	$\tan\theta < \frac{1}{360} = 0.0027$	Ligera fisuración en cerramientos
	6'F-8F	0.0003	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	8F-10F	0.0028	$\tan\theta < \frac{1}{250} = 0.0040$	Fisuración visible

Análisis de los asentamientos y distorsiones de los cimientos de la vivienda pórtico EJE-
G

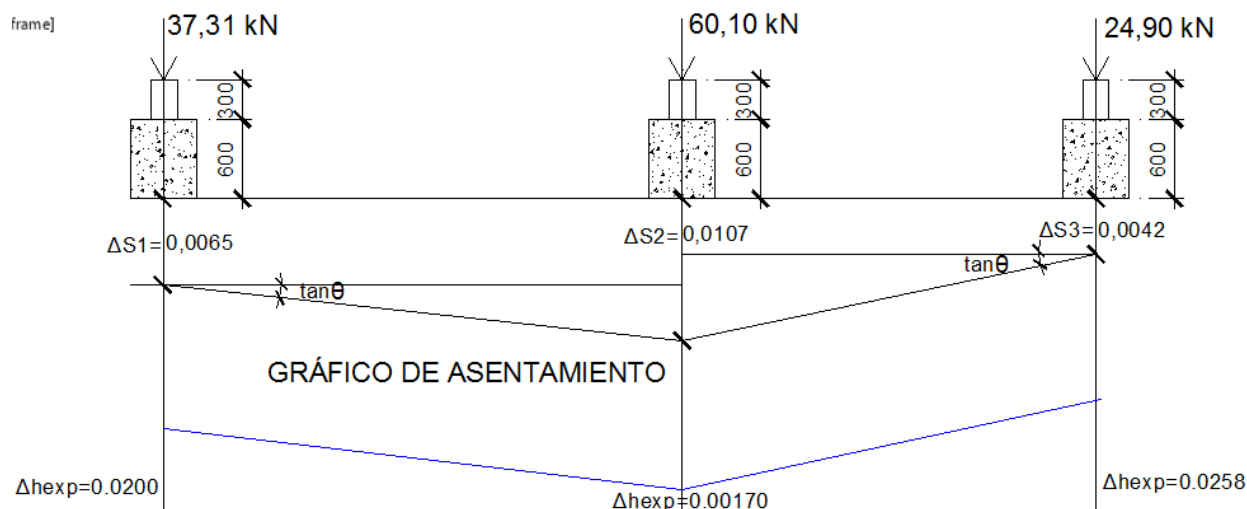


GRÁFICO DE EXPANSIÓN SECCIÓN EJE-G

Tabla resumen de distorsión para el PÓRTICO EJE-G.

Secciones	Cimientos	$\tan\theta$	Comparación	Comentario
G-G	4'G-6 G	0.0011	$\tan\theta < \frac{1}{500} = 0.002$	No se produce fisuración
	6 G-8 G	0.0021	$\tan\theta < \frac{1}{360} = 0.00277$	Ligera fisuración en cerramientos

Como muestran las tablas anteriores, para los valores en negrita los cimientos sobrepasan las distorsiones admisibles según las normas, por lo que requieren de la aplicación del recalce en los siguientes cimientos:

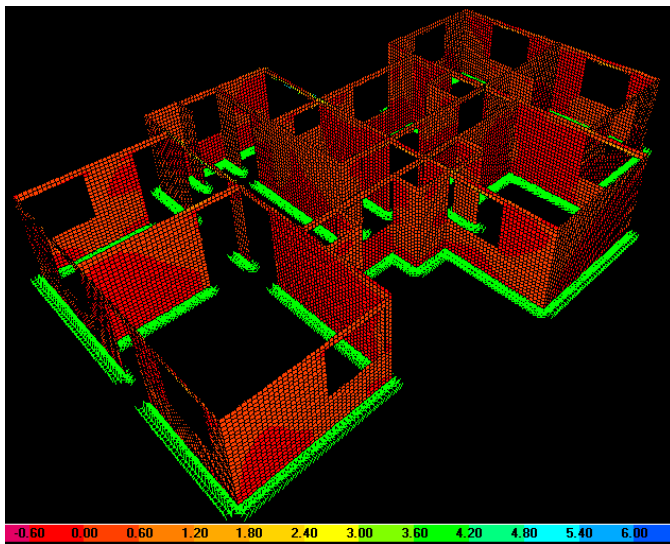
5B', 6B', 2C, 4C, 6E, 6E', 7E, 5F', 6F, 6F', 8F, 10F, 6G, 8G.

Se realizó un análisis de las tensiones transmitidas por la superestructura y se determinó que la presión de hinchamiento que genera el suelo igual a 150 kN/m² es mayor para la gran mayoría de los cimientos de la vivienda, por tanto desde la etapa de diseño había que tener en cuenta las recomendaciones especificadas por la ENIA y la literatura para minimizar o mitigar los efectos de este suelo sobre las estructuras.

2.1.4 Diseño estructural de la vivienda en el software SAP 2000.

Las cargas tributan a los muros en función de la luz de cálculo, las cuales se modelaron en el SAP 2000, un software perteneciente a la compañía Computer and Structures, Inc (CSI) el cual realiza análisis estructurales empleando el Método de los Elementos Finitos (MEF). Nos permitió una nueva manera de comprobar las deformaciones que se generan en el cimiento para realizar un análisis con respecto a los resultados obtenidos según la metodología de la NC 01:2007 Geotecnia. Cimentaciones Superficiales, para ello asumimos un comportamiento elástico del suelo.

De este análisis se obtuvieron los siguientes resultados:



Cimiento	P(kN)	$\Delta \xi$ (m)	Cimiento	P(kN)	$\Delta \xi$ (m)
2C	8,74	0.0146	4'F	27,34	0.0032
2E	24,23	0.0036	5'B	59,04	0.01257
4B	27	0.0040	F10	22,26	0.0073
4C	56,21	0.0071	E10	31,50	0.0098
5E	38,64	0.0052	C9	26,27	0.0092
5F	36,36	0.0198	B9	21,48	0.0241
6'B	30,62	0.0077	F8	44,75	0.0084
6F	57,60	0.0171	G8	24,90	0.0109
6G	60,10	0.009	6'C	49,06	0.0071
5'C	66,53	0.0003	5'F	22,10	0.0038
7E	44,86	0.0094	6'F	44,16	0.0023
6E	59,04	0.018	4'G	37,31	0.0090
6'E	21,49	0.0184			

2.1.4.1 Análisis de los resultados.

El valor de deformación resultante, considerando la influencia del asentamiento y la expansividad supera en algunos cimientos la deformación límite para el inicio de la fisuración por tracción de la mampostería igual a 0.0025 m.

La tabla muestra como la mayor cantidad de los muros menos cargados, más deteriorados o en estado de daño crítico, poseen los más altos valores de expansividad no controlada, aún después del recalce, coincidiendo los resultados de este modelo matemático con los cálculos realizados, lo cual demuestra también que el recalce realizado a la vivienda tampoco fue una solución efectiva.

La atenuación del efecto de expansividad no fue tratada con las soluciones típicas en estos casos, la cual por lo general se prevé en la fase inicial de la concepción de todo proyecto de cimentaciones superficiales en este tipo de suelo.

Se realizará la reparación a nivel estructural, mediante una solución económicamente factible para controlar al nivel actual de desplante, el efecto de hinchamiento y contracción sobre la mampostería e incluso el hormigón a tracción.

2.2 Solución técnica de recalce con el uso del colchón de arena.

Una de las soluciones más usadas por su efectividad y economía para efectuar el recalce en las construcciones, consiste en apoyar el cimiento sobre colchones de arena seleccionada y compactada, de tal forma que ésta absorba parte de las fuerzas de empuje producidas por el hinchamiento y no se transmitan a la estructura.

Para que estos colchones cumplan su objetivo debe emplearse arena fina compactada entre el 70 y el 90 % de su densidad relativa máxima. Muchos autores han comprobado que espesores del colchón de arena de 1/3 del ancho del cimiento son suficiente para obtener resultados satisfactorios. Más allá de este espesor cualquier incremento adicional se hace inefectivo.

La garantía de estos colchones está dada en su granulometría y el nivel de compactación que se requiere para que funcione en los diferentes estados de humedad por los que puede pasar el suelo. Se ha podido comprobar que la granulometría más apropiada a usar debe ser la de granos finos a medios en el intervalo de (0,25 – 2,0 mm).

La suposición de que la función de la arena es aportar espacios para que el suelo en su proceso de hinchamiento se acomode no tiene fundamento, más bien la arena absorbe parte de las fuerzas de empuje por contracción, debido a su compresibilidad, y otra parte por deformación lateral.

La arena a emplear es la natural de Sagua de Tánamo, aunque también se puede emplear las arenas de las canteras Las Parras y Candelaria Molino 200 000 , dicha arena debe cumplir con los requisitos antes mencionados y de no contar con la granulometría requerida se procederá a tamizar por una zaranda de 2 mm.

Definición de expresiones para el cálculo del espesor del colchón de arena.

Para llegar a una expresión de cálculo del espesor de arena necesario que asuma el posible hinchamiento de la arcilla y que a la vez no permita un asentamiento indeseable; hay que tener presente la evaluación de las características expansivas de ésta, por una parte y por la otra de las tensiones que la futura construcción va a someter al medio.

Considerando un procedimiento parecido al usado en los pronósticos de asiento, se plantean las premisas.

Tensiones de contacto. (Suelo friccionante).

Para zapata corrida

Sea B el ancho de la zapata y P_m la presión máxima debida a la carga N por unidad de longitud.

Las presiones de contacto o tensiones normales en el límite inferior de la zapata se calculan por.

$$P_m = 3N / 4[0.5b + Z\cos\phi]$$

Considérese para esta situación que las figuras se invierten y que la carga N es la acción de la arcilla expansiva sobre el colchón de arena, cuyo espesor necesitamos encontrar.

Para zapata cuadrada

$$P_m = 3N/1.42A$$

Donde A es el área de la zapata

Previsión de los hinchamientos. (Ascenso de los cimientos).

La ejecución de las zapatas de cimentación de una superestructura y la aplicación de las cargas de servicios que deben transmitir al suelo producen una compresión del mismo y como consecuencia un hundimiento, que resulta ser lo más común, sin embargo en el

caso de los suelos que nos ocupa el fenómeno se invierte, y valorarlo o predecirlo no resulta aún preciso.

Como se ha expresado en párrafos anteriores si ocurre un levantamiento del cimiento trae consigo trastornos a las edificaciones que en el peor de los casos provoca su demolición.

Para evitar tales consecuencias se adoptan medidas como las que nos ocupa, es decir, interponer un material, en este caso arena entre la parte inferior del elemento estructural (cimiento) y la arcilla expansiva, de tal modo que se minimice el hinchamiento.

Por lo que se requiere entonces determinar cuál es el espesor óptimo de la arena, para esto se considera que la arena se comporta como un medio en equilibrio elasto-plástico.

El posible hinchamiento (en el plano vertical Z) sería igual a:

$$\Delta Z = \frac{2N}{\Pi} \cdot \frac{1}{E} \int \frac{1}{(0.5 B + Z \cot \varphi)^2} dz \quad \text{Expr. 4}$$

Para los cálculos se recomienda asumir φ = (ángulo de fricción interna de la arena).

Pasos a seguir para determinar el espesor del colchón de arena:

- 1) Realizar análisis de carga y determinar las solicitaciones a transmitir al suelo.
- 2) Estudiar el posible hinchamiento en el laboratorio; donde se logre expresar mediante los ensayos la curva ε_{exp} vs σ , es decir, conocer cuál es la carga contra hinchamiento ($\sigma_{\text{ch.}}$).
- 3) Comparar las cargas a transmitir al suelo contra la que controla el hinchamiento:

Si P_m según forma del cimiento $> \sigma_{\text{ch}}$ no se pronostica levantamiento del cimiento.
- 4) Para P_m utilizar las expresiones según el tipo de zapata.

Para evaluar la expresión de cálculo se entrará con la diferencia de tensiones en la curva ε_{exp} vs σ y se encontrará el valor del módulo unitario de expansión que resultaría el ΔZ y despejando se obtendrá el espesor de arena que se requiere para evitar el hinchamiento.

El comportamiento de las arcillas tratadas con soluciones de cal basado en las experiencias anteriores se puede optar por remover el fondo de la zanja de las zapatas de un espesor variable que puede ser hasta 15 cm y humedecerlo con solución de cal al 3% (ésta resulta mucho más económica) y esperado el tiempo prudencial recompactar para proceder a ejecutar la cimentación o en este caso continuar con el recalce.

Para el tratamiento de los pisos, el anterior procedimiento combinado con una capa de arena evita grandemente las afectaciones que sufren los mismos, producto del hinchamiento.

Para emplear el colchón de arena es válido aclarar que las características a utilizar en el cálculo de la misma varían en función del tipo de arena, por lo cual se debe ensayar en laboratorio.

La arena que se empleará para el cálculo cumple con las características especificadas por norma para contrarrestar el posible hinchamiento y posee los siguientes parámetros:

Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	38°
Módulo de deformación (E_o)	18 000 kPa

Las características del rajón son tomadas de estudios previos realizados a este tipo de suelo:

Módulo de deformación (E_o)	29 400 kPa
---------------------------------	------------

Al igual que la arena estos valores de resistencia y las características del material en general se obtienen a partir de los ensayos de laboratorio del suelo que se empleará en la solución.

2.2.1 Cálculo del colchón de arena:

Se tomó en cuenta el menor y mayor valor de carga actuante en el cimiento para el ejemplo de cálculo:

Combinación de carga:

CP+CU+CE

El cimiento presenta las siguientes dimensiones (0,5·0,5·0,6) m

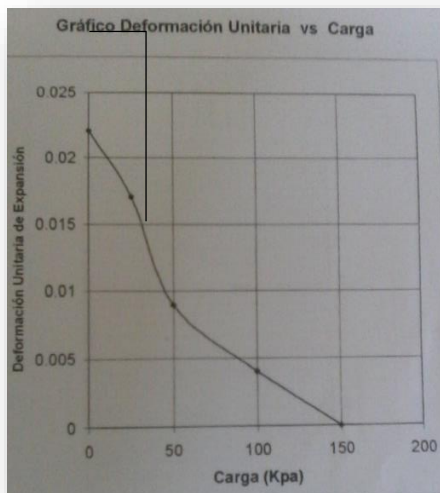
Solicitación a transmitir al suelo:

N = 8,74 kN

Tensión que recibe el suelo:

$$\sigma_{zp} = \frac{N}{A} = \frac{8,74 \text{ kN}}{0,5 \cdot 0,5} = 34,96 \text{ kPa}$$

Según el gráfico Exp vs σ la carga que controla el hinchamiento es mayor que la tensión que se transmite al suelo.



Por tanto existe la posibilidad de levantamiento del cimiento. Para determinar el espesor del colchón de arena debemos estimar la magnitud del posible hinchamiento en el plano vertical; para ello nos auxiliamos del gráfico, donde podemos según las tensiones

actuantes determinar el módulo unitario de expansión: para el ejemplo resultado de $E_{xp} = 0,0147$.

Si consideramos que de acuerdo a la densidad del suelo por peso propio se logra contrarrestar la expansión cuando exista el valor ya estudiado, tendremos:

$$H = \frac{\sigma_{zq}}{\gamma_f} = \frac{34,96 \text{ kPa}}{13,5 \text{ kN/m}^3} = 2.59 \text{ m}$$

Entonces:

$$\Delta h_{exp} = 0,0147 \cdot 2.59 \text{ m} = 0.038 \text{ m}$$

$$\Delta h_{exp} = 3.8 \text{ cm} = \Delta Z$$

Según las expresiones de cálculo la zapata es en suelo compacto y la expresión es la siguiente:

$$\Delta Z = \frac{2 N \cdot \cot \varphi}{\Pi \cdot E} \left[\frac{1}{0,5 b} - \frac{1}{0,5 b + Z \tan \varphi} \right]$$

Sustituyendo:

$$0,038 \text{ m} = \frac{2 (8,74) \cot 38^\circ}{3,1416 \cdot 18000} \left[\frac{1}{0,5 \cdot 0,5} - \frac{1}{0,5 \cdot 0,5 + Z \tan 38^\circ} \right]$$

Donde:

$$Z = 0,338 \text{ m} = 33,8 \text{ cm}.$$

Para la carga impuesta la arena requerida por cálculo es de espesor 33,8 cm; este espesor se coloca constructivamente de 35 cm .

El espesor (arena más rajón) a colocar no debe exceder los 0,60m, para el cálculo anterior el rajón a colocar tendrá un espesor 25 cm .

Solicitud a transmitir al suelo:

$$N = 60,10 \text{ kN}$$

Tensión que recibe el suelo:

$$\sigma_{zp} = \frac{N}{A} = \frac{60,10 \text{ kN}}{0,5 \cdot 0,5} = 240,4 \text{ kPa}$$

Según el gráfico Exp vs σ la carga que controla el hinchamiento es menor que la tensión que se transmite al suelo. Por tanto existe la posibilidad de hundimiento del cimientto.

$$E_{xp} = 0,0001.$$

Si consideramos que de acuerdo a la densidad del suelo por peso propio se logra contrarrestar la expansión cuando exista el valor máximo de tensión , tendremos:

$$H = \frac{\sigma_{zq}}{\gamma_f} = \frac{240,4 \text{ kPa}}{13,5 \text{ kN/m}^3} = 17,81 \text{ m}$$

Entonces:

$$\Delta h_{exp} = 0,0001 \cdot 17,81 \text{ m} = 0,001781 \text{ m}$$

$$\Delta h_{exp} = 0,17891 \text{ cm} = \Delta Z$$

Tensión de hinchamiento de cálculo.

Según las expresiones de cálculo la zapata es en suelo compacto y la expresión es la siguiente:

$$\Delta Z = \frac{2 N \cdot \text{Cot} \varphi}{\Pi \cdot E} \left[\frac{1}{0,5 b} - \frac{1}{0,5 b + Z \tan \varphi} \right]$$

Sustituyendo:

$$0,001781 \text{ m} = \frac{2 (60,10) \cot 38^\circ}{3,1416 \cdot 18000} \left[\frac{1}{0,5 \cdot 0,5} - \frac{1}{0,5 \cdot 0,5 + Z \tan 38^\circ} \right]$$

Donde:

$$Z = 0,0627 \text{ m} = 6,27 \text{ cm}.$$

Para la carga impuesta la arena requerida por cálculo es de espesor 6,27 cm, se colocará de 10 cm.

Como el espesor (arena más rajón) a colocar no debe exceder los 0,60m, para el cálculo anterior el rajón a colocar tendrá un espesor 50 cm .

Los espesores del colchón de arena varían para cada cimientto y estarán en función de las presiones que se transmitan por la superestructura a cada uno, según se muestra en la tabla No.2.2. Estos espesores se colocan con valores constructivos.

Tabla No.2.2 Espesores de colchón de arena y rajón

Cimientos	N (kN)	σ_{zp} (kPa)	H (m)	ξ_{exp} (gráfico)	Δh_{exp} (m)	Espesor de arena(Z) cm	Espesor de rajón(Z) cm
4 B	59,04	236,16	17,49	0,0001	0,0017	6,2 \approx 10	53,8 \approx 50
5' B	30,62	122,48	9,07	0,0023	0,0208	44,0 \approx 45	16,0 \approx 15
2 C	8,74	34,96	2,59	0,1470	0,3806	33,8 \approx 35	26,2 \approx 25
4 C	56,21	224,84	16,65	0,0001	0,0016	5,90 \approx 10	54,1 \approx 50
6 E	59,04	236,16	17,49	0,0001	0,0017	6,23 \approx 10	53,77 \approx
6' E	21,49	85,96	6,37	0,0050	0,0318	36,51 \approx 40	23,49 \approx 20
7 E	44,86	179,44	13,29	0,0001	0,0012	6,26 \approx 10	53,74 \approx 50
5' F	22,1	88,4	6,55	0,0048	0,0314	36,7 \approx 40	23,3 \approx 20
6 F	57,6	230,4	17,07	0,0001	0,0017	6,24 \approx 10	53,76 \approx 50
6' F	44,16	176,64	13,08	0,0001	0,0013	6,27 \approx 10	53,73 \approx 50
8 F	44,75	179	13,26	0,0001	0,0013	6,27 \approx 10	53,73 \approx 50
10 F	22,26	89,04	6,60	0,0045	0,0300	37,0 \approx 40	23,0 \approx 20
6 G	60,1	240,4	17,81	0,0001	0,0017	6,27 \approx 10	53,73 \approx 50
8 G	24,9	99,6	7,38	0,0035	0,0258	38,8 \approx 40	21,2 \approx 20

Luego de calculados los espesores de colchón de arena y rajón es necesario conocer si estos suelos nuevos con características diferentes resisten las cargas de la superestructura y cumplen con los valores permisibles normativos de asentamiento y distorsión angular por el criterio de deformación, según la NC:01-2007. La siguiente tabla No 2.3 muestra los resultados de las revisiones realizadas a los cimientos:

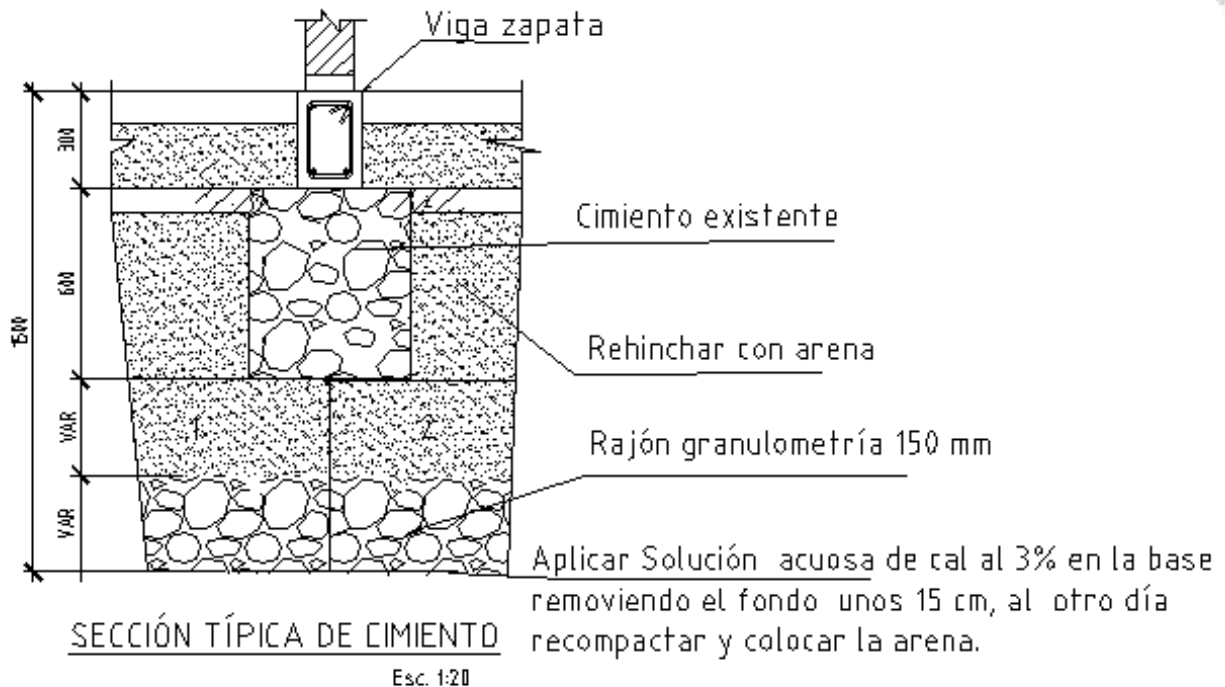
Tabla No.2.3 Revisión por deformación de los colchones de arena y rajón para cada cimiento							
Cimientos	N(kN)	Espesor de arena Z (cm)	Espesor de rajón (cm)	Pm(kPa)	ΔS_1 (m)	$\tan\theta$	Comparación
5' B	59,04	10	50	498,93	0,0037	0,0005 0,0014	No se produce fisuración
6' B	30,62	45	15	258,76	0,0024		
2 C	8,74	35	25	73,86	0,0007		

4 C	56,21	10	50	475,01	0,0022		
6 E	59,04	10	50	498,93	0,0037	0,0013	
6' E	21,49	40	20	181,61	0,0019		
7 E	44,86	10	50	379,10	0,0040	0,002	
5' F	22,1	40	20	186,76	0,0022	0,0019	
6 F	57,6	10	50	486,76	0,0048	0,0009	
6' F	44,16	10	50	373,18	0,0037		
8 F	44,75	10	50	378,17	0,0037	0,0015	
10 F	22,26	40	20	188,11	0,0013		
6 G	60,1	10	50	507,89	0,0050	0,001	
8 G	24,9	40	20	210,42	0,0019		

Teniendo en cuenta los resultados de los cálculos realizados, la solución de recalce para la vivienda objeto de estudio está diseñada teniendo en cuenta las distorsiones entre los cimientos más desfavorables, este cálculo demuestra que los espesores varían conforme lo requiera la estructura lo que posibilitará que la misma se comporte de la manera más lineal posible, es decir que sus deformaciones en caso de ocurrir sean mínimas y de forma aparejadas.

Dicha solución (Fig.2.2) se ejecutará en dos etapas, las que se exponen a continuación:

Primera etapa: Se procederá a apuntalar la estructura y luego a excavar por debajo de los dados existentes a una profundidad de 60 cm, iniciando los trabajos por el lateral del cimiento hasta el ancho medio del mismo, de manera que la cimentación se mantenga apoyada en la mitad restante. Después de realizada la excavación se estabilizará el suelo con soluciones de cal al 3 % de su peso específico. Transcurrido el tiempo necesario (un día como mínimo) para que ocurran las reacciones con el suelo, se colocará una capa de rajón y sobre ésta descansará un colchón de arena artificial de granulometría fina de 2 mm-0,25 mm con un grado de compactación que puede oscilar entre un 70 – 85% de su peso específico relativo máximo.



(Fig.2.2) Sección típica de la solución de recalce.

Segunda etapa: Se ejecutará la otra parte o mitad del cimiento de la misma manera que en la primera etapa y logrando que ambas partes se mezclen por igual formando un conjunto.

En el Anexo 10 se muestra la planta de la vivienda con la solución específica en los dados que requieren el recalce.

Luego de recalzada toda la cimentación se procederá a rehabilitar el inmueble como se describe a continuación:

- Repicar la zona afectada con cincel y martillo, eliminando todo el material suelto.
- Abrir con un taladro orificios en el muro, para introducir las patas de las grapas.
- Coser las fisuras con grapas de acero, elaborar las grapas utilizando barras de acero de (6-10) mm de diámetro, con longitudes de 150 mm, doblándose los extremos 25 mm, y espaciados a 150 mm.

- Estas se ubicarán perpendicularmente a la grieta, y espaciadas de 100 a 150 mm, una de la otra, con orientaciones diferentes, de forma tal que los esfuerzos no sean transmitidos en un solo plano. Como las grietas son pasantes se coserán los muros por ambas caras.
- Llenar los orificios con mortero de cemento con proporción 1:3.
- Resanar y rellenar la superficie con mortero.
- Concluidos estos trabajo para evitar acumulación de las aguas que se infiltran, alrededor de la vivienda se ejecutarán canalizaciones exteriores que interceptarán las aguas pluviales superficiales.

2.2.2 Valoración técnico- económica de la solución propuesta.

Para la propuesta de recalce se realizó un listado de los materiales a emplear con el fin de conocer el valor del proyecto de reparación.

DESCRIPCIÓN	U/M	CANT.
SUB-ESTRUCTURA		
Movimiento de Tierra:		
Excavación en foso (en tierra) manual	m ³	14,54
Rehincho con material de préstamo arena granulometría (0.25-2mm) compactada al 70-85 % en foso	m ³	5.40
Rehincho con material de préstamo entre zapatas con arena granulometría (0.25-2mm) compactada al 70-85 %	m ³	18,12
Impermeabilización de cimientos aislados(manta asfáltica)	m ²	23,66
solución de cal al 3%	m ²	23,66
Rajón granulometría máxima 150 mm	m ³	9,12
Demoliciones:		
Repicado de pared en la zona de las grietas	m ²	74.30
Área de piso a demoler	m ²	100.00
Rodapiés a demoler	m	95.15
Reparación de muros y pisos:		
Salpicado de muros, en la zona de las grietas y fisuras	m ²	74.30
Repello grueso de muros, en la zona de las grietas	m ²	74.30
Repello fino de muros, en la zona de las grietas	m ²	74.30
Área de piso a reponer	m ²	100.00
Rodapiés a reponer	m	95.15
Acero G-34		
BD Ø 6 mm, para coser las grietas existentes	kg	21.00

Apuntalamiento:		
Apuntalamiento de la losa de la vivienda	m ²	132.85

El valor del presupuesto calculado para el recalce es de \$ 11,157.065, significando el 20% del valor del presupuesto de la vivienda.

Este valor demuestra que la solución de recalce propuesta es factible realizarla pues resulta económica su ejecución.

Conclusiones del capítulo

1. Esta investigación propone una solución de recalce mediante el empleo del colchón de arena y rajón y la estabilización del suelo con cal como material estabilizante, colocado debajo del cimiento, la cuál es una solución técnica y económicamente efectiva.
2. Con ella se logra minimizar y contrarrestar los daños ocasionados a la vivienda provocados por las arcillas expansivas sobre todo para las edificaciones ligeras, permitiendo la rehabilitación del inmueble sin la necesidad de llegar a la demolición y tener que construir una nueva, devolviéndole su funcionabilidad y su valor de uso.

CONCLUSIONES GENERALES

1. El reconocimiento de las principales características de los suelos expansivos permitió corroborar la necesidad de ejecutar soluciones de cimentación que se adecúen al comportamiento estos suelos, ya que en muchas ocasiones los proyectistas no tienen en cuenta estas cuestiones para el diseño y es analizado como otros suelos que se comportan diferente a estos.
2. Se realizó un análisis de las soluciones de recalce de la vivienda en función de las características geológicas del suelo, aplicando diferentes metodologías actuales de diseño utilizadas en nuestro país, y la metodología desarrollada por el ingeniero Ramón Romero Parra para el cálculo del colchón de arena.

3. Con una combinación de 3 medidas, la estabilización, la sustitución y la compensación del suelo se consigue dar solución a la cimentación objeto de estudio de forma funcional y económica teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, logrando la seguridad suficiente y unas deformaciones o asentos compatibles con las tolerancias de la estructura.
4. Con la estabilización con cal y/o carbonato de calcio, se reduce el límite líquido, el Índice de plasticidad, y las características de expansión del suelo. El rajón usado sustituye el suelo expansivo y ejerce una carga de compensación, y se evita el incremento de agua (funciona como drenaje) y con el colchón de arena se logra amortiguar los efectos de hinchamiento y contracción de estas arcillas.

RECOMENDACIONES

1. Considerando la naturaleza de estos suelos, para construcciones y rehabilitación de viviendas, es necesario que se cuantifique con exactitud el grado de expansividad y se tomen las medidas adecuadas para cada situación, de modo que le permita a los proyectistas contar con los elementos necesarios para un correcto análisis a la hora de proyectar, algunas de estas consideraciones se enuncian a continuación:

-Es necesario contar con un estudio geotécnico completo previo a la realización del proyecto técnico ejecutivo (P.T.E), donde se determinen las características geológicas y geotécnicas del terreno de apoyo de la cimentación.

-Cuando las edificaciones sean lo suficientemente pesadas de tal forma que puedan transmitir al suelo tensiones iguales o superiores a la presión de hinchamiento, el diseño de cimentación se obtiene a partir de la aplicación de los criterios de estabilidad y deformación comúnmente conocidos.

-En la fase constructiva se deben supervisar todas las conducciones subterráneas, canalizaciones y tuberías, para evitar roturas o fugas de agua que alteren el estado de humedad del suelo y se puedan producir movimientos del sustrato.

- Se deben construir aceras perimetrales amplias con un ancho mínimo de 1,5 metros y un tacón externo de unos 30 cm de profundidad mínima dispuestas con pendiente hacia afuera.
 - Deberá evitarse la exposición prolongada del sustrato de apoyo a la acción de la naturaleza, excavándose y hormigonándose en el menor tiempo posible.
 - En los jardines se recomienda evitar que el agua de riego se infiltre bajo la vivienda. Los árboles que se siembren deben ser seleccionados según su tipo de raíces y su posición debe quedar alejada por lo menos a una distancia 3,5 metros de la vivienda.
2. Se recomienda que esta temática sirva de base para estudios posteriores y que independientemente a que este trabajo está realizado para solucionar un problema específico, la secuencia empleada para determinar el método más adecuado o la suma de ellos, puede ser aplicada en cualquier caso que sea necesario construir sobre arcillas expansivas, teniendo en consideración las características específicas de la edificación que se desee construir.
 3. Diseñar e impartir conferencias a ingenieros y especialistas con el objetivo de prepararlos y capacitarlos en el tipo de solución propuesta.
 4. Lograr en la medida de las posibilidades construir viviendas biplantas, ya que un mayor incremento de las presiones transmitidas al suelo puede lograr reducir el espesor del colchón de arena y de esta manera ahorrar material.
 5. Teniendo en cuenta las deficiencias que se han venido afrontando en la construcción de la vivienda desde sus inicios, al no prever la solución adecuada que diera respuesta eficaz a las condiciones propias del suelo existente en el lugar, se hace necesario que la solución de recalce propuesta se ejecute atendiendo a los códigos de buenas prácticas y bajo la supervisión del personal técnico correspondiente por un período de dos años.

BIBLIOGRAFÍA

1. Álvarez ,Ramiro,(2000). Tesis sobre suelos expansivos. Disponible en <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/8659/Capitulo2.pdf>
2. Arrieta, L., Sánchez Naveda, F, (2003). Comportamiento de edificaciones ligeras construidas sobre arcillas expansivas. Técnicas de Diseño y Rehabilitación. Documento Digital. Universidad C.O Lisandro Alvarado. Venezuela. Disponible en <http://materconstrucc.revistas.csic.es>.
3. Babe Ruano Manuel F, (2010). Nuevas consideraciones sobre punzonamiento de cimientos aislados, rectangulares de hormigón armado. Revista Ingeniería Civil 3 – 80. Formato Digital.
4. Badillo, Juárez, Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso, (1977). Mecánica de Suelos. Tomo II.
5. Bartolomei, A. A. P., A.V , (1988). "Estado tenso- deformacional en las bases de cimentación de pilotes piramidales (en ruso)." Bases, Cimentaciones y Mecánica de Suelos, Moscú (3 - 1988): 28 - 30.
6. Baschini Mirian. Minerales arcillosos. Un enfoque químico(2001)Disponible en <http://www.monografias.com/trabajos7/miar/miar.shtml#ixzz3GKengMm1>.
7. Besarón Pablo. Consejos para la elaboración de tesis, (Parte 2). Formato Digital.
8. Boletín 326, (Enero 2004). Manual de estabilización de suelo tratado con cal, estabilización y modificación con cal.
9. Borja S, Manuel. Metodología de investigación científica para ingenieros civiles. Disponible en <http://es.slideshare.net/manborja/metodologia-de-inv-cientifica-para-ing-civil>.
10. Borroto Carmona, Gerardo, (2014). Reflexiones sobre la elaboración de tesis. CUJAE.

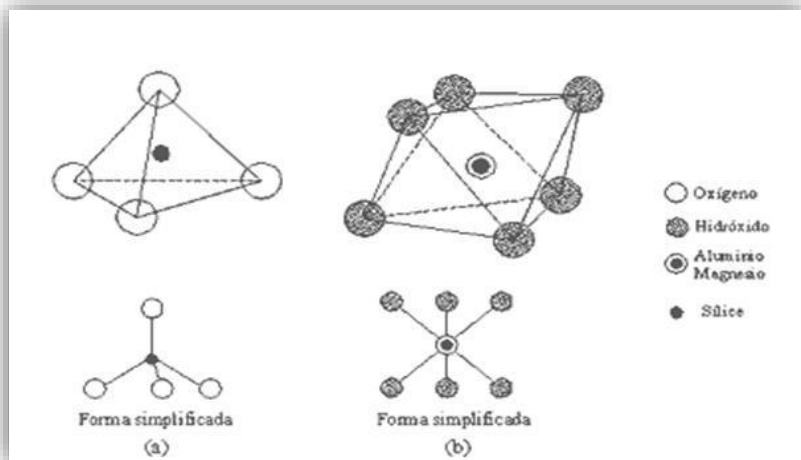
11. Brajas, M. Das, (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones. International Thomson Editores. California State University, Sacramento.
12. Brajas, M. Das, (2008.) Fundamentos de ingeniería geotécnica. Editorial Félix Varela. La Habana.
13. Bravo Ambrosio José, (2011). Tesis Consistencia del suelo Disponible en <http://es.slideshare.net/josecito91/consistencia-29191881>.
14. Calavera, José, (2000). Cálculo de Estructura de Cimentación. INTEMAC, S.A., 4ta edición, Madrid, .Formato Digital.
15. Casanova, E. (1996). Introducción a la Ciencia del Suelo. Universidad Central de Venezuela, Consejo de Desarrollo Científico y Humanístico, p 380.
16. Cimentaciones profundas. (Formato Digital).
17. Chuprin, V. N. R., F (1982). "Nuevos métodos de cimentación para edificaciones industriales y sociales." Revista Ingeniería Civil. Cuba (4-82): 291-317.
18. Chapom N. Vasil, Rodríguez Félix Alonso,(2002). Construcción de cimientos racionales para las condiciones del suelo cubano. Resultados de investigaciones, proyecto, cálculo y aplicación: Revista Ingeniería Civil 2 – 83. Formato Digital.
19. Cruz Cabezas, Miguel Alejandro, (2014). Material Docente, Trabajo de Diploma. Formato Digital.
20. Davidan, Zaven. Pilotes y cimentaciones sobre pilotes. Edit. Editores técnicos y Asociados, S.A. Barcelona 1977.
21. Delgado A, (1986). Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.
22. D.J Nelson y Millar (1992). Expansive Soils Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. John Wiley y Son Inc. New York.
23. Delgado M., Herrera C., (1982). Conceptos fundamentales para cimentación de estructuras. Asociación colombiana de ingenieros. Colombia.

24. Delgado M. (1987). Métodos de análisis geotécnicos para fundaciones profundas tipo pilotes. Conferencia Escuela Colombiana de Ingeniería.
25. Diseño Estructural de Cimentaciones. 2005. (Formato Digital).
26. Estructura de los minerales de arcilla (2012). Disponible en <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/12/estructura-de-los-minerales-de-arcilla.html>.
27. Fredlund, D.G., (1969), Factores metodológicos del ensayo endométrico en la presión de hinchamiento de los suelos, II Congreso Arcillas Expansivas, pp 435 a 456, Texas, U.S.A.
28. F. H. Chen, (1975). Foundations on Expansive Soils, Elsevier. Nueva York, pág. 250. Soils, Israel, Vol. I, pp. 289 a 293.
29. F. Rodríguez Roa, 2010. Fundaciones en arcillas expansivas. Formato Digital. Universidad Católica de Chile. pág. 28.
30. Foucault, A. & RAOULT, J-F. (1985). Diccionario de Geología. Barcelona. Edit. Masson S.A. 316 p.
31. Freureau, Jean – Marietal, (2000) Resumen de artículos de la XI Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos sobre suelos expansivos. La Habana.
32. Garza Vázquez, Luis. Diseño y construcción de cimentaciones. Colombia. Junio. 2000.
33. Garibay T. María (2010). Determinación del límite líquido. Barcelona, <http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Ensayo%20de%20Limite%20Liquido.PDF>.
34. González de Vallejo, Luís I.; et al. Ingeniería geológica. Pearson Educación. Madrid, 2002.
35. Gregory P. Tschebataroff, (2008). Mecánica del suelo. Cimientos y Estructuras de tierra: Formato Digital.
36. Jiménez Salas, J.A., (1965), Cálculos de los esfuerzos producidos sobre los edificios sobre las arcillas expansivas, Laboratorio del T. Y Mecánica del Suelo, Publicación N° 20, Madrid, España.
37. Jiménez Salas, J.A., y Justo Alpañes, J.L., (1971), Geotecnia y Cimientos I, Editorial Rueda, Madrid, España.

38. Jiménez Salas, J.A y otros. Geotecnia y Cimientos, tomo II (1976), tomo III (1980). Editorial Rueda, Madrid.
39. Justo Alpañes José L, (1982). Construcción de Infraestructuras en terrenos expansivos y colapsables. Revista de Obras Públicas N. 3.422
40. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de suelos. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Tomo 1. Edición Revolucionaria. Vedado, La Habana 1967.
41. Jiménez Salas José, (2010). Mecánica de suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Formato Digital.
42. Jiménez Salas José, 1971. Mecánica de suelo y sus aplicaciones a la ingeniería. Editorial Rueda Madrid, España.
43. Lima Rodríguez Rolando y Quevedo Sotolongo Gilberto, (2001). Dimensionamiento estructural de base de un cimiento aislado, a partir de una distribución rectangular de presiones de contacto. Revista Ingeniería Civil 5 – 83. Formato Digital.
44. Marcel y Reimbert Andre, 2000. Presiones y Asentamientos de las edificaciones. Formato Digital.
45. Martínez Perucho, Áurea, (2008). Cimentaciones superficiales en suelos. Granada, Propuesta de norma para el diseño geotécnico de Cimentaciones superficiales: CIDem.
46. Monsón A. y G. Calabresa, (2002). Resumen de artículos conferencia de Mecánica de Suelos. La Habana.
47. M. Iñiguez, Adrián, (2003). Influencia de la composición mineralógica de las arcillas en las propiedades físicas de los suelos. Formato Digital.
48. NC 54-142:35 Materiales y Productos de la Construcción. Suelo Compactación estática.
49. NC 1_2007 Geotecnia. Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
50. NC 207-2003 Requisitos Generales para el Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón.
51. Perucho Martínez, Áurea. Cimentaciones superficiales en suelos. Granada, 2008.

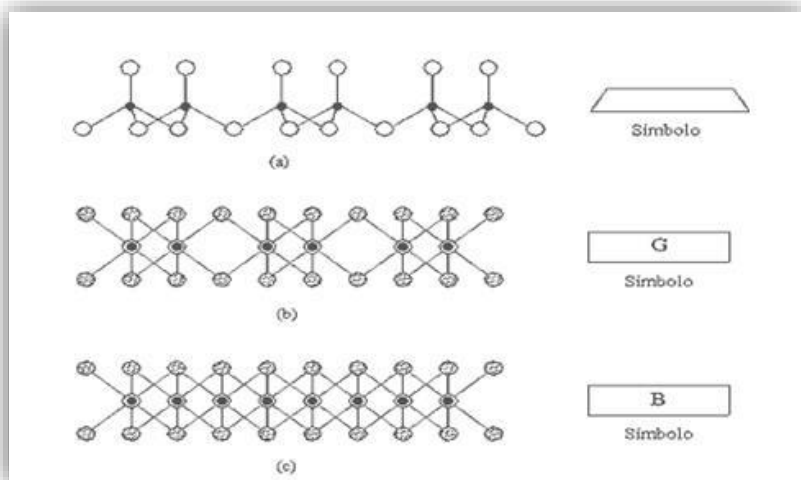
52. Reimbert, Marcel y André, 1980. Presiones y Asentamientos de las edificaciones.
53. Romero Parra, Ramón, (2012). Posibles soluciones de cimentación en suelos expansivos. Documento Digital.
54. Romero Parra, Ramón. (2012) Algunos criterios sobre los suelos expansivos. (Metodología de ensayos). Revista Ingeniería Civil 3 – 80 Documento Digital.
55. Romero Parra, Ramón, (2013). Algunos criterios sobre el diseño de cimentaciones superficiales cargadas centrícamente. Presentado en IX Fórum de Ciencia y Técnica.
56. Salas Jiménez, (1965). Cálculo de los esfuerzos producidos sobre los edificios por las arcillas expansivas. Publicación No 20. Madrid. España. pág. 28.
57. Salas Jiménez, (1980). Geotecnia y Cimientos III. 1 Parte Capítulo I. Rueda. Madrid. España.
58. Sowers, B y George F., (2008), Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Metodología de la Investigación, Ed CUJAE.
59. Torri Medina, Francisco y Ruiz Alejo Leonardo, 2010. Hormigón estructural I. Documento Digital.
60. Zepeda Garrido Alfredo José y Flores F. Maira, 2007 .Introducción a la mecánica de suelos no saturados. Curso de Geotécnia. México.
61. Méndez, S. “Comportamiento de cimentaciones en suelos expansivos”. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/421A4.pdf?sequence=4>
62. Ings. Patrone J. & Prefumo J.E. (s.f.). La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones, metodos de prevención y control. 1-16, recuperado de http://www.um.edu.uy/_upload/_descarga/web_descarga_204_Accindesuelosexpansivos.Nmero4.pdf
63. Márquez J.J. (2006). Mecánica de suelos y estudios geotécnicos en obras de ingeniería. 2-3. recuperado de <http://es.scribd.com/doc/67006326/2567443-mecanicadesuelosyestudiosgeotecnicos>

ANEXOS



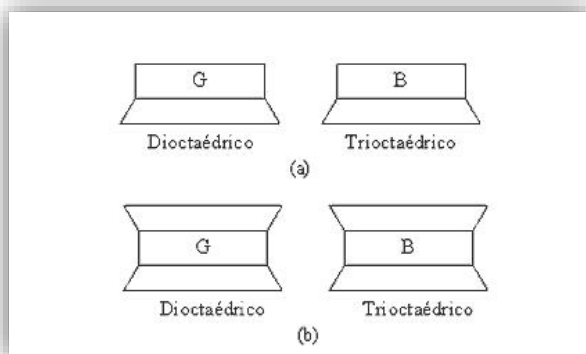
Anexo 1. Estructuras atómicas básicas de los minerales de arcilla (Whitlow, 1994)

(a) Unidad tetraédrica. (b) Unidad octaédrica.

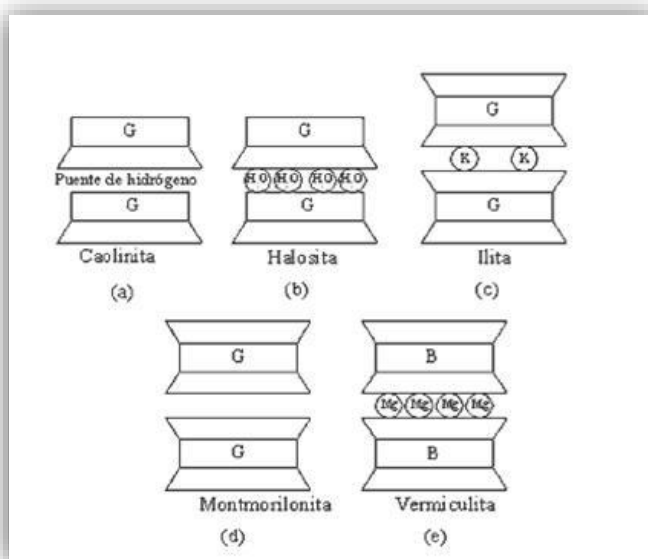


Anexo 2. Láminas formadas por estructuras atómicas básicas (Whitlow, 1994).

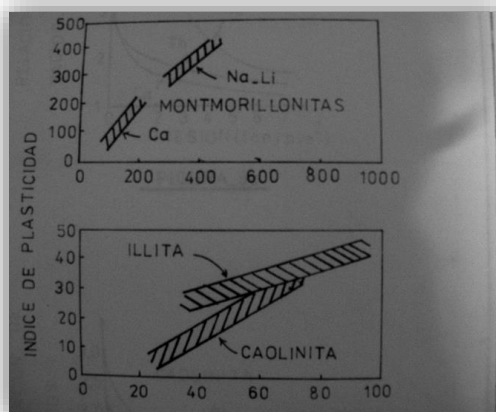
(a) Lámina de sílice. (b) Lámina de gibsita. (c) Lámina de brucita



Anexo 3. Estructura laminares de las arcillas (Whitlow, 1994).



Anexo 4. Minerales de arcilla (Whitlow, 1994)



Anexo 5. Gráfico de Límite Líquido vs Índice de Plasticidad de algunos minerales de arcilla.

Prueba	Referencia	Propiedades Investigadas	Paramentos Determinados
Pruebas Mineralógicas			
Difracción por Rayos X	ASTM STP 479	Dimensiones, características de los cristales y tipo de mineral de arcilla	Mineral predominante
Microscopio Electrónico		Tamaño y forma de las partículas de arcilla	Mineral predominante
Capacidad de Intercambio Catiónico (CEC)	US Soil Conservation Service	Deficiencia de Carga y Actividad de las partículas de arcilla	CEC (meg/100g) $CEC \approx (PL)^{1.17}$
Actividad de Intercambio Catiónico (CEAc)		Relación CEC/contenido de arcilla	$CEAc \approx (PL)^{1.17} / (\% \text{ que pasa } 2 \text{ um})$
Pruebas Indirectas e Índice			
Límites de Atterberg: LL: Límite Líquido PL: Límite Plástico SL: Límite de Contracción PI: Índice de Plasticidad LI: Índice de Liquidez	ASTM D-4308 ASTM D-4318 ASTM D-427	Plasticidad y consistencia	$PI = LL - PL$ $LI = (w - LL) / (LL - PL)$
Contenido de Arcilla (Hidrómetro) Índice de Actividad (Ac)	ASTM D-422	Distribución de las partículas finas	% que pasa 2 um $Ac = PI / (\% \text{ que pasa } 2 \text{ um})$
Expansión Libre	US Bureau of Reclamation (1974)	Expansión después de humedecimiento de una muestra no consolidada	Expansión libre = $(V_{\text{húmedo}} - V_{\text{seco}}) / V_{\text{seco}} \times 100$
Índice de Expansión	ASTM D-4829	Expansión en una dimensión a 1psi de sobrecarga y 50% de compactación	EI_{50} (Índice de Expansión)
PVC, Cambio Potencial de Volumen	UBC Stand. 29-2	Expansión en una dimensión de una muestra compactada y remodelada bajo deformación controlada	SI (Índice de Expansión, psf) Índice de PVC
Pruebas Directas			
Prueba de Hinchamiento en una Dimensión en Suelos Cohesivos	ASTM D-4546	Determina la magnitud de hinchamiento bajo una presión dada	% hinchamiento @ una presión dada Índice de Hinchamiento, C_s

Anexo 6. Pruebas para el reconocimiento de los suelos. Geotecnia.

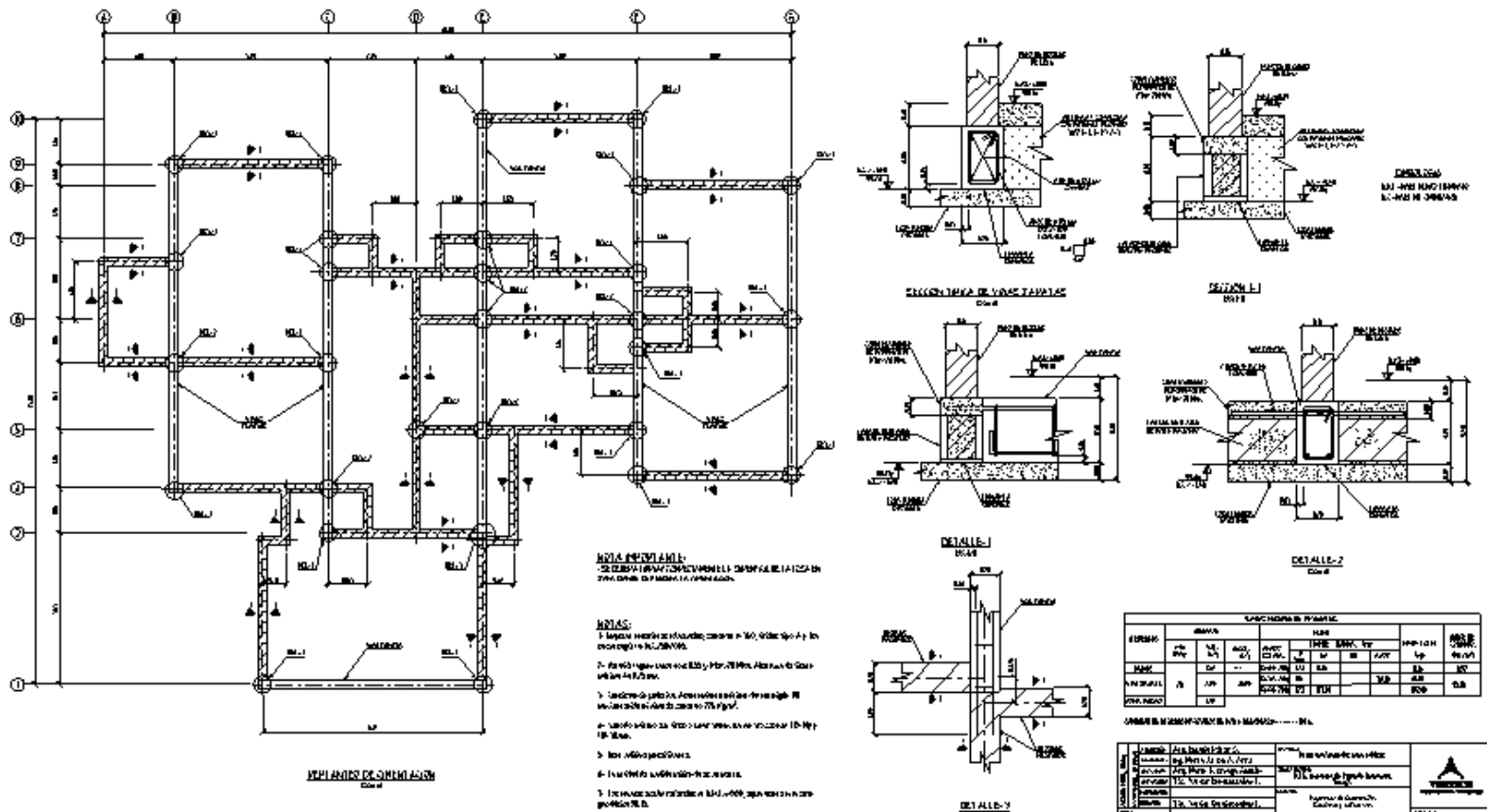


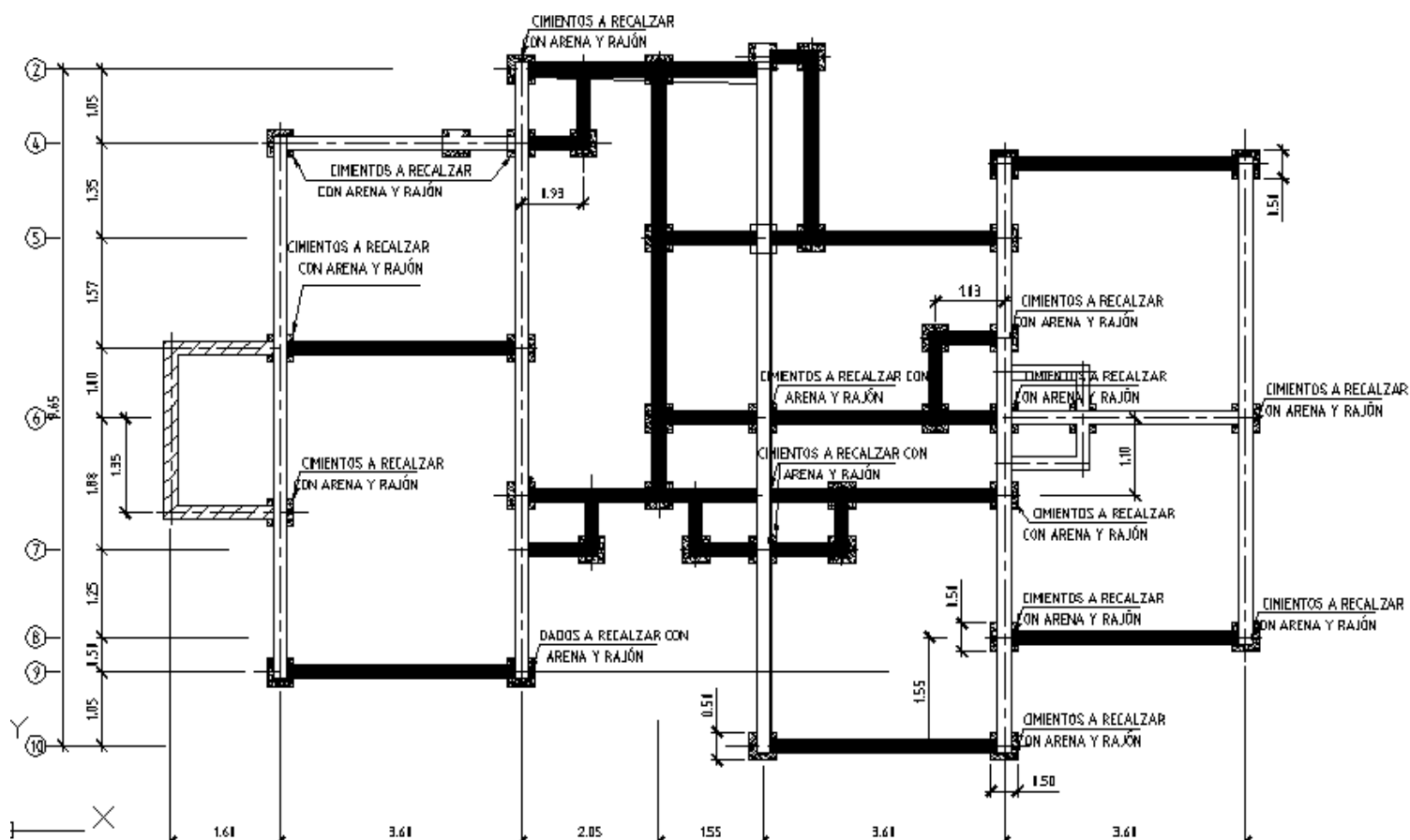
Anexo 7. Daños estructurales presentes en la vivienda antes del recalce.



Anexo 8. Daños estructurales presentes en la vivienda después del recalce.

Anexo No 9. Planta inicial de la vivienda.





Anexo No 10. Planta de la vivienda, luego de calculada la solución de recalce para 14 cimientos.

Tabla 1. Composición minerageológica de las arcillas.

Minerales	Calcio (Ca)		Potasio (K)		Sodio (Na)		Litio (Li)	
	LP	LL	LP	LL	LP	LL	LP	LL
Montmorillonita	65	166	57	161	93	344	80	638
Illita	40	90	43	81	34	61	41	68
Caolinita	36	73	38	69	26	52	33	67
Halloysita 4H ₂ O	58	65	55	57	56	56	47	49

Tabla A-2. Características de los suelos. Ángulo de fricción interna.

Ángulos ϕ de fricción interna y δ de fricción entre suelo y muro o pilote				
Clase de suelo	Ángulo de fricción interna (ϕ)		Ángulo de fricción interna entre suelo y muro o pilote δ	
Arena gruesa y mediana bien compactada	40° a 42°	35° a 37°	38°	30°
Arena gruesa y mediana normal	38°	27°	32°	26°
Arena gruesa y fina	37°	30°	29°	27°
Arena mediana fina	35°	28° a 30°	25°	21°
Arena fina limosa	36°	29°	29°	26°
Limo arenoso	35°	26°	26°	25°

Limo arcilloso y arena mediana	-	31°	-	29°
Arcilla arenosa	16° a 20°	10° a 18°	17°	12°
Tierra vegetal	20° a 26°	-	12	9°
Limo	15°	-	6°	-
Turba	5°	-	-	-