



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Diseño Estructural Para Vivienda En Suelo Con Nivel Freático
Alto, Utilizando Cimentaciones Superficiales Reforzadas Del
Distrito Asia Cañete, Lima 2021**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

Bach. Loa Quispe, William Vicente (ORCID: 0000-0002-0604-5547)

ASESOR:

Ms. Ing. Aybar Arriola, Gustavo Adolfo (ORCID: 0000-0001-8625-3989)

LINEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA-PERÚ

2021

Dedicatoria

Al todo poderoso, por darme la bendición de cumplir mis objetivos y metas profesionales.

A mi madre que está en el cielo y mi padre que siempre se sacrificaron por mi educación y brindarme el apoyo necesario en todo momento para lograr mi meta principal.

Agradecimiento

A la Universidad César Vallejo, por recibirme y ofrecerme la oportunidad de obtener mi título profesional

A nuestro asesor de curso, el Mg. Aybar Arriola, Gustavo Adolfo por su dedicación y apoyo constante.

Al Ingeniero Paul Avalos Ochoa, por brindarme el asesoramiento como especialista en estructura.

Índice de contenidos

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de tablas	vi
Índice de figuras.....	vii
Resumen	ix
Abstract.....	x
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	4
III. METODOLOGÍA	13
3.1. Tipo y diseño de investigación	13
Tipo de Investigación.....	13
Diseño de Investigación.....	13
3.2. Variables y operacionalización.....	14
3.3. Población, muestra y muestreo.....	15
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	15
3.4.1. Técnicas	15
3.4.2. Instrumentos.....	15
3.5. Procedimientos	15
3.6. Método de análisis de datos.....	16
3.7. Aspectos éticos	16
IV. RESULTADOS.....	18
4.1. Diseño estructural	18
4.1.1. Componente cimentaciones	18

4.2. Cálculo estructural.....	29
4.2.1. Diseño de columnas	29
V. DISCUSIÓN	65
VI. CONCLUSIONES.....	67
VII. RECOMENDACIONES	68
REFERENCIAS.....	69
ANEXOS	73

Índice de tablas

Tabla 1. <i>Operacionalización de Variables</i>	14
Tabla 2. <i>Resultados del estudio de mecánica de suelos</i>	18
Tabla 3. <i>Esfuerzos actuantes en la columna</i>	29
Tabla 4. <i>Verificación por flexo-compresión</i>	30
Tabla 5. <i>Estribos por confinamiento</i>	31
Tabla 6. <i>Esfuerzos actuantes en la columna</i>	32
Tabla 7. <i>Verificación por flexo-compresión 2</i>	32
Tabla 8. <i>Colocación de estribos por confinamiento</i>	34
Tabla 9. <i>Esfuerzos cortantes en la columna - 3</i>	34
Tabla 10. <i>Verificación por flexo-compresión 3</i>	35
Tabla 11. <i>Colocación de estribos por confinamiento - 4</i>	36
Tabla 12. <i>Distribución de acero principal en elementos estructurales columnas</i> .	37
Tabla 13. <i>Momentos en X en muro de piscina</i>	54
Tabla 14. <i>Momentos en Y en muros largos de la piscina</i>	56
Tabla 15. <i>Momentos en X en muro corto del tanque</i>	58
Tabla 16. <i>Momentos en Y en muro corto del tanque</i>	60
Tabla 17. <i>Resumen de refuerzo en muros de cisterna</i>	61

Índice de figuras

Figura 1. <i>Sección transversal del mejoramiento del terreno y la cimentación</i>	19
Figura 2. <i>Vista en planta de la sección de la cimentación</i>	20
Figura 3. <i>Vista en 3D de la sección de la cimentación</i>	20
Figura 4. <i>Vista de la cimentación con la propiedad del terreno el cual se va apoyar</i>	21
Figura 5. <i>Carga muerta en la cimentación</i>	21
Figura 6. <i>Carga viva de la cimentación</i>	22
Figura 7. <i>Carga de sismo en la dirección y en la cimentación</i>	22
Figura 8. <i>Combinaciones de carga para la verificación de las presiones sobre el suelo</i>	23
Figura 9. <i>Verificación del asentamiento ante cargas de servicio sobre el terreno</i>	24
Figura 10. <i>Verificación de la presión de las cargas de servicio sobre el terreno - 0.932kg/cm²</i>	24
Figura 11. <i>Verificación de la presión de cargas de sismo sobre el terreno</i>	25
Figura 12. <i>Combinaciones de carga y la envolvente para el diseño de la cimentación</i>	26
Figura 13. <i>Momento máximo de la envolvente para el diseño de la cimentación</i> . 26	
Figura 14. <i>Máximo momento de la cimentación</i>	26
Figura 15. <i>Cortante máximo por flexión en la cimentación</i>	27
Figura 16. <i>Diseño de Columna</i>	29
Figura 17. <i>M Vs P</i>	30
Figura 18. <i>Diseño por cortante</i>	31
Figura 19. <i>Diseño de Columna</i>	31
Figura 20. <i>M Vs P - 2</i>	33
Figura 21. <i>Diseño por Cortante</i>	33
Figura 22. <i>Diseño de Columna</i>	34
Figura 23. <i>M Vs P - 3</i>	35
Figura 24. <i>Diseño por Cortante</i>	36
Figura 25. <i>Diseño por flexión de placa de concreto armado</i>	38
Figura 26. <i>Diseño De vigas</i>	39
Figura 27. <i>Diseño De vigas</i>	41
Figura 28. <i>Diseño De vigas</i>	43

Figura 29. <i>Diseño de Losa Aligerada Ejes A,C y E</i>	45
Figura 30. <i>Diseño de Losa Aligerada Ejes C y E</i>	46
Figura 31. <i>Diseño de Losa Aligerada Ejes A,B,C y E</i>	47
Figura 32. <i>Diseño de Losa Aligerada</i>	48
Figura 33. <i>Diseño de Escaleras</i>	49
Figura 34. <i>Diseño de Escaleras</i>	50
Figura 35. <i>Diseño de Escaleras</i>	51
Figura 36. <i>Diseño de Escaleras</i>	52
Figura 37. <i>Diseño de piscina</i>	53
Figura 38. <i>Diseño de paredes del tanque</i>	54
Figura 39. <i>Diagrama de presiones - piscina</i>	55
Figura 40. <i>Diagrama de presiones (momento horizontal)</i>	57
Figura 41. <i>Diagrama de Presiones (Momento Vertical)</i>	59
Figura 42. <i>Diagrama de presiones (momento horizontal)</i>	60
Figura 43. <i>Diseño de losa de fondo</i>	63

Resumen

La presente investigación titulada Diseño estructural para vivienda en suelo con nivel freático alto, utilizando cimentaciones superficiales reforzadas del distrito Asia, Cañete, Lima; ostenta como objetivo principal, realizar un óptimo análisis y posterior diseño estructural, partiendo desde el estado del terreno, evaluándolo mediante un estudio de mecánica de suelos; el cual nos proporcionará los datos exactos que requerimos para nuestro diseño estructural. Dado que el lugar en donde se sitúa la investigación se encuentra muy cerca del litoral marítimo, el nivel freático suele estar a un nivel superficial; es por ello, que en esta investigación se plantea realizar el mejoramiento del suelo mediante un sistema de drenaje conformado por over, y la impermeabilización para controlar el ascenso del nivel freático a la superficie con geomembrana, que cubre toda el área de cimentación y los laterales hasta el nivel de relleno con afirmado, a fin de mejorar la capacidad portante; la cimentación se reforzará mediante zapatas corridas de doble malla, con vigas de cimentación entre columna y columna confinando toda el área de cimentación, además se utilizará un 80% del uso de muros estructurales y un 20% de muros de albañilería confinada. La metodología empleada, consistió en un estudio de tipo cuantitativo y un diseño no experimental-transversal; asimismo, utilizó la técnica de la observación para reunir datos, así como el análisis documental de manera exhaustiva del expediente y planos originarios, que permitirá un cotejo en campo apegado a la normativa legal vigente. Los resultados obtenidos fueron, que el expediente técnico no cuenta con datos correctos, respecto de lo que indica la norma a los asumidos por el consultor en la elaboración del expediente técnico. Por lo cual, se requiere una reformulación del proyecto, que adopte todos los requerimientos normativos a fin de asegurar una adecuada resistencia, seguridad estructural y sísmica.

Palabras clave: *Diseño estructural, edificaciones, nivel freático, suelos.*

Abstract

The present investigation titled structural design, for housing in soil with high water table, using reinforced superficial foundations of the Asia Cañete Lima district; Its main objective is to carry out an optimal analysis and subsequent structural design, starting from the state of the land, evaluating it through a soil mechanics study which will provide us with the exact data we require for our structural design. Since the place where the research is located is very close to the sea coast, the water table is usually at a superficial level, which is why in this research, it is proposed to improve the soil through a drainage system made up of over and waterproofing to control the rise of the water table to the surface with a geomembrane, which covers the entire foundation area and the sides up to the level of infill with affirmed, in order to improve the bearing capacity, the foundation will be reinforced by double run footings mesh, with foundation beams between column and column confining the entire foundation area, in addition, 80% of the use of structural walls and 20% of confined masonry walls will be used. The methodology used consisted of a quantitative study and non-experimental-cross-sectional design, likewise, it used the technique of observation to gather data, as well as exhaustive documentary analysis of the original file and plans that will allow a comparison in attached field to current legal regulations. The results obtained were that the technical file does not have correct data, with respect to what the standard indicates to those assumed by the consultant in the preparation of the technical file. Therefore, a reformulation of the project is required, which adopts all the regulatory requirements in order to ensure adequate resistance, structural and seismic safety.

Keywords: *Structural design, building, water table, soils.*

I. INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones, representan el soporte de una edificación o construcción de cualquier naturaleza; lo cual, hace necesario tener conocimiento de las diferentes variaciones y tipologías en que pueden llevarse a cabo las mismas, para así apreciar los diferentes elementos de los cuales tiene dependencia un cimiento, a manera de que actúe de manera eficaz.

En el caso de los suelos que manifiestan una capa freática elevada, los mismos exponen limitantes referidas al proceso de cimentación, requiriendo tratamientos apropiados para que el mencionado recobre en cierta manera, su capacidad; sirviendo de sustento para una cimentación; por lo que son propuestos, mecanismos de drenajes y procesos de relleno que faciliten la edificación de la tipología de cimentación específica y apropiada.

Ahora bien, el presente estudio está situado en el Distrito Asia Cañete, del departamento de Lima; el cual, se caracteriza por presentar un nivel turístico debido a su localización a orillas del mar; razón que ocasiona, la presencia de una tipología de suelo con elevados niveles freáticos, para lo cual deben ejecutarse calicatas, que permitan llevar a cabo la valoración del contexto de los estratos, y así tener la posibilidad de diseñar el perfil estratigráfico; siendo éste, el aportante de los datos necesarios, a modo de poder realizar la definición de la cota con mayor optimización para la cimentación de la estructura.

Es por lo expuesto, que el estudio tiene su atención puesta en la construcción de una vivienda multifamiliar en el Distrito de Asia, debido a que se trata de una estructura de categoría C, de acuerdo al RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), la norma E.030 de suelo y cimentación en su apartado 15, indicativo de la categorización y factor de utilización; donde puede observarse, su naturaleza de edificación.

Es por ello, que en el desarrollo de esta investigación se contempla un mejoramiento en el suelo, que tiene el respaldo de las normas nacionales e internacionales, al igual que otorgar la garantía de un rendimiento estructural ideal frente a probables sucesos de naturaleza sísmica; conllevando entonces, a intentar exponer el proceso y los resultados arrojados del escrutinio del expediente técnico titulado "DISEÑO ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA EN SUELO CON NIVEL

FREÁTICO ALTO, UTILIZANDO CIMENTACIONES SUPERFICIALES REFORZADAS DEL DISTRITO ASIA CAÑETE, LIMA 2021”.

Es por el escenario expuesto anteriormente, que se procede a formular la siguiente situación problemática: ¿Cómo el diseño estructural determinara la utilización de cimentaciones superficiales reforzadas para vivienda en suelo con nivel freático alto?

A su vez, se plantean los problemas específicos que se mencionan: ¿De qué manera el estudio de mecánica de suelos ayudará en el correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete?; ¿Cómo se podría calcular la capacidad portante del suelo para una vivienda con nivel freático alto? y ¿De qué manera se garantizará una solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación teniendo en consideración las recomendaciones del EMS?

Entonces, la investigación manifiesta relevancia, debido a la necesidad de diseñar una edificación con cimentaciones reforzadas, ya que el tipo de suelo es blando y el nivel freático se encuentra a 1.20 m; siendo el punto de partida, los estudios de mecánica de suelos, debido a que, en base a las características propias del terreno y la capacidad portante, se podrá realizar un análisis y posterior diseño estructural.

Al mismo tiempo, el estudio investigativo otorga aportes a nivel social, ya que la ejecución del proyecto nos permitirá beneficiar al propietario y a su familia, contribuyendo a una mejor calidad de vida.

Por otra parte, en lo que respecta al objetivo general, el mismo se centra en: Determinar el adecuado diseño estructural para vivienda en suelo con nivel freático alto mediante la utilización de cimentaciones superficiales reforzadas. Para lo cual, se plantearon los siguientes objetivos específicos: Realizar el estudio de mecánica de suelos para determinar el correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete; Realizar el cálculo de la capacidad portante del suelo mediante el estudio de mecánica de suelos para una vivienda con nivel freático alto y realizar un análisis garantizando una solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación teniendo en consideración las recomendaciones del EMS.

Finalmente, se plantea como hipótesis general: Realizando un adecuado diseño estructural para vivienda en suelo con nivel freático alto definirá la correcta utilización de cimentaciones superficiales reforzadas. Así, las hipótesis específicas del estudio quedan expuestas de la siguiente forma: Realizando el correcto estudio de mecánica de suelos determinara un correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete; Realizando el cálculo de la capacidad portante del suelo mediante el estudio de mecánica de suelos evita posibles fallas por cortante de suelo y asentamientos diferenciales para una vivienda con nivel freático alto y el correcto sistema de drenaje e impermeabilización de la cimentación definirá la solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación.

II. MARCO TEÓRICO

Para el presente estudio, se han encontrado investigaciones previas relativas al contexto analizado como:

Ledesma y Martínez (2018) en su investigación denominada “Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta, caso de estudio localidades de Bosa, Bolívar, San Cristóbal y Usme”; intentamos evaluar el desempeño del diseño estructural de viviendas muy vulnerables que podrían verse afectadas por terremotos. Presenta un nivel metodológico que describe el descubrimiento con procedimientos de modelado metodológico utilizando SAP 2000, siguiendo un análisis estático no lineal o acelerado. Durante la evaluación de la formación de una bisagra plástica con ciclos de carga crecientes y valores de eficiencia, se puede observar que fuera del rango elástico, la estructura comienza a deteriorarse, asumiendo que el componente principal pierde resistencia. Luego, cuando se alcanza el punto de operación, la estructura se vuelve inestable y se deben tomar medidas para evitar pérdidas humanas y económicas.

López (2017) en su estudio titulado “Evaluación estructural mediante aplicación de normativa NEC y propuestas de reforzamiento de la residencia universitaria Hogar Santa Teresita”; el propósito es realizar un diagnóstico estructural de la vivienda de la Universidad Hogar Santa Teresita en la ciudad de Quito de acuerdo con la Ley de Normas de Edificación NEC de Ecuador, y establecer una propuesta de fortalecimiento a través del análisis. Económico-técnico. Es un estudio de correlación-observación-descubrimiento con métodos de investigación sintéticos y deductivos. Métodos de recolección basados en entrevistas y revisiones de documentos. Se ha informado que los edificios tienen daños físicos como la humedad y daños mecánicos como grietas. Problemas estructurales como pilares cortos, inestabilidad debido a pilares fuertes y débiles, relacionados con las características de los edificios vulnerables a eventos sísmicos. Del mismo modo, según una evaluación cualitativa, la vulnerabilidad es alta y la puntuación es $S = 0,7$. En el lado de la renovación del edificio, se agregaron refuerzos revestidos de metal a las columnas, reduciendo la luz de la estructura en casi un 30%.

Roa y Vidal (2019) en su estudio denominado “Evaluación técnico-económica de cimentaciones en terreno con baja capacidad portante, caso: Edificio Marañón de Huamachuco, la Perla, Callao 2019”; el objetivo es realizar un análisis de dos posibles sistemas fundamentales mediante modelado y diseño estructural, así como las pruebas requeridas por la norma E0.70. Adecuado para suelos con baja capacidad de carga (1,00 kg / cm²) para minimizar el impacto de costes de esta condición. Presentó una metodología: inferencia cuantitativa aplicada; clasificación descriptiva horizontal. Podemos concluir que las alternativas de cimentación son más económicas que las alternativas de cimentación conectada y aislada, para un total de 5,16%. Por lo tanto, identificada como la mejor alternativa para utilizar como base para un proyecto de construcción multifamiliar en el Maranhão de Huamachuco.

Farina y Huapaya (2019) en su investigación denominada “Formulación de Cimentación Superficial para un Centro Comercial de 3 Piso en una zona con Suelos Licuables en la Encantada- Chorrillos”; su objetivo era proporcionar una base surrealista para un centro comercial de tres pisos en una zona de licuefacción de Wolve. La Encantada. El estudio tiene una clasificación de correlación-investigación-observación-correlación, que incluye métodos de investigación sintéticos e inferenciales y métodos de recolección de datos a través de entrevistas y revisiones de la literatura. Se puede usar una base poco profunda para demostrar la viabilidad de construir un centro comercial de tres pisos en áreas con suelo sensible. Aquí el cálculo es válido para suelos similares con formaciones licuables hasta una profundidad de unos 2,50 metros. Por tanto, si la profundidad supera los 2,50 metros, se deben realizar los análisis y cálculos necesarios para obtener los resultados requeridos para el diseño de las cimentaciones del edificio considerado.

Alfaro y Copello (2017) en su tesis denominada “Comparativo de Análisis Estructural considerando interacción suelo- estructura (ISE) vs. Empotrado, para un edificio de oficinas de 5 pisos, en la ciudad de Lima, con Sistema Dual, según la propuesta de norma E030-2014”; Tenga en cuenta las sombras y las grietas y aplique la textura del suelo y el análisis de interacción integrado de un edificio de

oficinas de sistema dual de cinco pisos con cimientos separados para darse cuenta de sus diferencias. En el campo de la metodología, se trata de una investigación exploratoria de correlación observacional. En el método de investigación de síntesis e inferencia; El método de recolección está representado por entrevistas y revisión de documentos. Se puede concluir que la reducción de la resistencia del modelo con la interacción del suelo y la estructura produce un mayor ahorro en términos de refuerzo de elementos estructurales. Se pueden utilizar ahorros de hasta el 5,88% en blanco y hasta el 1,59% en agrietado como medio de análisis.

Bohl (2006) hace un estudio cualitativo de distintos tipos de suelos, para la “Determinación de los factores de reducción de capacidad de suelos y su aplicación en el diseño geotécnico”, a través de estudios comparativos de diversos suelos, logra evidenciar en gráficos, la influencia de aspectos como el peso específico, el nivel freático, cargas que actúan sobre la cimentación, tamaño y forma de la cimentación y profundidad de desplante, en su capacidad portante. Concluyendo en que es importante tener un estudio de suelos certero, controlar la capacidad portante del suelo y que un buen diseño de zapatas y cimentaciones reduce riesgos y costos (tradicionales).

Cabello (2017) el objetivo es establecer una relación entre el nivel del acuífero y el tipo de cimentación durante la construcción. Usamos métodos de prueba como la medición de la distribución del tamaño de partículas, la clasificación del suelo utilizando el Sistema de Clasificación Uniforme de Suelos (SUCS), indicadores como el contenido de humedad, el ángulo de fricción, la fuerza cohesiva, el límite de líquido y el límite de plástico. Como unidad de investigación, I.E. utilizar parte de la tierra. Jorge Basadre Gromann de Huancavelica. Los autores citados de este tratado realizan estudios de suelos de manera establecida. El autor propone eliminar el nivel del agua subterránea mediante la construcción de un canal de drenaje subterráneo, aumentando la capacidad de carga de $1,00 / cm^2$ a $1,32 kg / cm^2$, el valor de compensación del fondo es de 2,50 my el factor de seguridad total 3. El cálculo de la capacidad de carga del suelo determinada por los resultados del levantamiento de suelos tiene importantes implicaciones para el trabajo de investigación.

Díaz, Escobar y Olivo (2009) analizan diferentes geotextiles y sus posibles aplicaciones, "aplicación de geosintéticos en la construcción de pavimentos y drenaje de carreteras", en características como refuerzo, separación, filtración y drenaje. Debe ser una alternativa a los problemas comúnmente encontrados durante la construcción de estas estructuras, como suelos de baja capacidad de carga y suelos con un acuífero alto. Los paneles insonorizados son superiores a los métodos tradicionales por su facilidad de colocación, durabilidad y rentabilidad a largo plazo.

Puémape (2015) analizar la construcción de los cimientos del proyecto "CIUDAD VERDE", que consta de varias edificaciones familiares con niveles freáticos en varios puntos de exploración desde 0,30 m a 1,50 m de profundidad. Identifica cada alternativa y ventaja para la construcción de la cimentación del edificio, el costo de la cimentación y finalmente analiza la construcción del sistema de drenaje para la reducción del nivel freático. El estudio propone colocar una cimentación de hormigón silópico en combinación con un sistema de drenaje para controlar el nivel del acuífero y mantenerlo a una profundidad superior a 0,50 m. Los autores mencionados de este tratado brindan soluciones a la alta presencia de agua subterránea mediante el uso de esclusas y diseños de concreto, pero también requieren estructuras estratigráficas para explorar diferentes puntos del terreno mediante la excavación de hoyos.

Entonces, en relación a la posición de los diversos autores relacionados al tema de investigación, encontramos las siguientes referencias bibliográficas:

Para Almirón y Yndigoyen (2019), definición de estructura; se refiere al conjunto de elementos estructurales que sostienen un edificio en posición vertical, como cimientos, columnas, muros, vigas y diafragmas. Más tarde entendido como pisos y techos diseñados para proporcionar fuerzas laterales a vigas y pilares en la dirección de la cimentación. El nombre no estructural también se refiere a todos los componentes de un edificio que están conectados a partes estructurales como techos, puertas y techos.

Por otro lado, Alzate (2017) los elementos estructurales son soportes distribuidos de estructuras que resisten y viajan hasta la cimentación, luego al suelo y así sucesivamente. La fuerza causada por el peso del edificio y su contenido y la carga causada por el terremoto. Estos elementos incluyen columnas, vigas, losas de hormigón, mampostería cortada y más.

La vulnerabilidad se refiere a la sensibilidad de una estructura a situaciones que podrían dañar las partes o componentes que la mantienen en su lugar en caso de terremotos de diversa gravedad. Cimentaciones, columnas, muros, vigas, pisos, etc. Dependiendo del nivel de daño, el daño puede ser bajo o alto.

Asimismo, la Asociación Latinoamericana de Evaluación de Riesgos Naturales (2011) indica que los daños se miden en relación al daño promedio RMD (MDR) y corresponden al costo de reparación de las instalaciones. Se mide contra el valor de reemplazo total del evento. La intensidad sísmica está en estado listo, ágil o desplazado y está más correlacionada con la extensión del daño al componente en estudio.

Los aspectos estructurales a menudo se tienen en cuenta durante la fase de diseño y construcción, si se trata de un edificio nuevo, o durante las fases de reparación y mantenimiento, incluidas las modificaciones si se trata de un edificio nuevo. Del mismo modo, un diseño estructural bien diseñado es excepcional, capaz de soportar y resistir de manera confiable terremotos dañinos pero sin colapsar.

Asimismo, la Organización Panamericana de la Salud (2020) abordó inevitablemente las externalidades relacionadas con la elección regional, el tamaño, los servicios públicos, las restricciones ambientales, las carreteras adyacentes y las conexiones a las redes urbanas. Al mismo tiempo, es necesario abordar los aspectos comunes relacionados con la planificación: interrelaciones, tráfico primario y secundario, privado y público, y enfoques generales y específicos del territorio subyacente.

Un aspecto importante es la correcta selección del suelo. Porque la capacidad de carga del suelo nos dice qué tipo de estructura necesitamos. Actualmente, los estados y estructuralistas están interesados en estudiar la mecánica de suelos en áreas donde existen niveles de agua subterránea y su evaluación y análisis brindan información relevante para determinar qué tipo de cimentación utilizará en la construcción de edificios y / o infraestructura.

Si el acuífero está bloqueado por la excavación, surgirán problemas no solo en el suelo y las estructuras circundantes, sino también en los trabajos de excavación y construcción en el área circundante. El nivel del agua, la capa, el manto o el nivel del agua subterránea se define como la superficie en la que la presión del agua es igual a la presión atmosférica. En general, el nivel freático tiene la misma flotabilidad que la superficie, pero es más suave, puede flotar hacia afuera y formar depósitos de agua sueltos.

El problema es que el agua actúa como factor de inestabilidad, afectando el suelo y las estructuras superiores. Para suelos de carga, provoca alternancia de presión, sedimentación, pérdida de sustentación, fertilizante, musgo, lixiviación, etc. Y en el caso de las estructuras, causa estragos a través de procesos físicos, químicos o biológicos. Directos o indirectos como repelencia de paredes y pisos, resistencia reducida, deformación, contracción, ablandamiento, deposición, agrietamiento, penetración, erosión, humedad general, inundaciones.

La Norma E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018a), Diseño sismorresistente establece que todos los lados del edificio están diseñados para ajustarse al comportamiento sísmico de acuerdo con el principio de diseño sísmico. El artículo 3 de esta norma establece tres razones para evitar la pérdida de recursos humanos y garantizar el normal desarrollo de los servicios comunes básicos. En circunstancias imprevistas, se deben minimizar los daños a la estructura. Para ello, las hipótesis a considerar son: Ante el movimiento de un terremoto, el edificio no debe derrumbarse, causar poco daño a las personas y con el tiempo el edificio debe resistir el movimiento. Actividad sísmica moderada.

Además, el edificio debe seguir funcionando correctamente en caso de un gran terremoto.

Para Blanco (1994), las estructuras deben ser capaces de poder transmitir la totalidad de las cargas a razón de gravedad a las cuales son sometidas hacia su base. En tal sentido Blanco (1994), sugiere con el fin de conseguir un diseño sísmoresistente adecuado; los siguientes criterios de estructuración:

- a. Simplicidad y simetría.
- b. Resistencia y ductilidad.
- c. Hiperestaticidad y Monolitismo.
- d. Uniformidad y continuidad de la estructura.
- e. Rigidez lateral.
- f. Existencia de un diafragma rígido.
- g. Elementos no estructurales.

El tamaño predeterminado del elemento de textura es la fuente a partir de la cual se determinará el tamaño del elemento de textura en el futuro. Déjalos en paz; columnas, tejas, vigas y más. Las predimensiones son en cambio solo la base de las dimensiones de los componentes, porque se reajustan a las tensiones reales de la carga, cerca de la realización de los cálculos para el diseño final de la estructura (Hanco, 2017).

En otra área de la idea, la columna es un elemento del eje de compresión y es muy delgada para su longitud. Aumento de carga por flexión o inestabilidad lateral ante una carga mucho menor que la permisible. A la velocidad a la que el el impacto de está roto, luego aplastarlo.

Las columnas largas se dañan por la inestabilidad y la flexión lateral. Las columnas intermedias están dañadas por una combinación de esfuerzos, deformaciones y aplastamiento. Finalmente, se sobrescribe la columna corta. (Uribe J. , 2000)

Por lo tanto, dado que la deflexión es completamente proporcional a la longitud del cubo, en resumen, para excentricidades pequeñas o miembros cortos, la deflexión lateral es despreciable y el esfuerzo de flexión no es tan importante como el esfuerzo de compresión directo. Un valor relativamente bajo. Luego, en las dos situaciones descritas, las columnas cortas están sometidas principalmente a

esfuerzos de compresión directos y las columnas largas están sometidas principalmente a esfuerzos de flexión. De hecho, cuanto mayor es la longitud de la columna, menor es la importancia y la influencia del esfuerzo de compresión directo y mayor el esfuerzo de flexión.

Las vigas son elementos estructurales rígidos diseñados para soportar cargas horizontales en el espacio y transferirlas a soportes. Una forma irregular de fuerza recibe la flexión y deflexión de la viga. Esto debe contrarrestarse con la resistencia del material en su superficie interior. (Chang, 2015).

La deflexión es la distancia vertical a la que un elemento de recubrimiento de espacio se desvía de su forma original cuando se somete a cargas laterales, aumentando con la carga y el espacio, y luego disminuyendo a medida que aumenta el momento de inercia con la sección transversal. Equipo. El momento flector es el momento externo relativo al movimiento de rotación o flexión de una parte de la estructura y es igual a la suma algebraica de los momentos alrededor del eje neutro de la sección considerada. Sin embargo, la tensión de flexión es la suma de las tensiones de compresión y tracción que se producen en una sección transversal del elemento estructural. (Mehdi M. , 1999).

En el caso de los suelos, se trata de elementos formados por un conjunto monolítico de varios tirantes dispuestos a intervalos regulares en una o dos direcciones con un ángulo vertical y una losa encima. El ancho normal de estos tirantes es de al menos 0,1 metro y la pendiente es menos de 31/2 veces el ancho del lazo más pequeño. Asimismo, la distancia entre personas empujándose puede ser de hasta 0,75 metros. (Uribe, 2000).

La losa unidireccional, la fuerza que actúa normalmente sobre la correa, debe cumplir con todos los requisitos de flexión, teniendo en cuenta que la carga se concentra donde sea apropiado. Pero, por el contrario, estos no son inferiores al refuerzo debido a la contracción y temperatura requeridas. Hoy, los paneles realizan varias funciones. "Las funciones del edificio se basan en asegurar que el ruido, la línea de visión y sobre todo el calor estén bloqueados. En otras palabras, no puede escuchar nada que no sea visible desde el exterior. de lado a lado y condicionado con el tiempo, debe ser menos severo. Generalmente se refiere a la separación vertical de espacios que forman pisos de diferentes tipos de edificaciones Función estructural. Esta función es una serie de paneles como

muebles, electrodomésticos, personas, etc. Se refiere al hecho de que debe tener una capacidad de carga para soportar una gran cantidad de carga, así como su propio peso total para agregar al acabado. Un diafragma intermedio rígido para la funcionalidad sísmica general. (Saavedra, 2019).

A su vez, las losas se clasifican:

- a.** Según la dirección de la carga.
- b.** Según el tipo de material.
- c.** Según las losas vaciadas en el mismo sitio.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de Investigación.

Asimismo, la investigación presenta un nivel de investigación descriptivo, donde el propósito del investigador se centra en definir las propiedades que resulten relevantes de un conjunto de personas o en su defecto, de cualquier otro fenómeno que se encuentre bajo análisis o estudio; siendo posible recolectar datos relativos a la variable objeto de investigación de manera independiente o también conjunta; para posteriormente cuantificarla y llevar a cabo una descripción de su comportamiento (Hérmendez, Fernández, & Baptista, 2014).

La investigación desarrollada, presenta una tipología cuantitativa, partiendo de la hipótesis de que se recopila el registro de información ligada a la variable objeto de análisis, de tal manera que sean cuantificables, a través de la aplicación del análisis estadístico; y estableciendo patrones de actuación relativos a la situación analizada.

Finalmente, se trata de un estudio de campo, debido a que la recopilación de la información conectada con la variable, se realizará de forma directa de la realidad de donde ocurren los hechos; sin existir ningún tipo de manipulación o control de las mismas (Hérmendez, Fernández, & Baptista, 2014).

Diseño de Investigación.

En cuanto al diseño de la investigación, se caracteriza por ser no experimental, ya que el investigador busca llevar a cabo una serie de experimentos, para posteriormente a través de la observación, visualizar los efectos que las mismas originan (Hérmendez, Fernández, & Baptista, 2014).

Al mismo tiempo, presenta un diseño de corte transversal, ya que el investigador recolectará información en un solo momento, en un tiempo único; buscando hacer una descripción de la variable estudiada, y posteriormente, llevar a cabo un análisis de su incidencia e interrelación en un momento determinado.

3.2. Variables y operacionalización

Tabla 1. Operacionalización de Variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad para medición
Cimentaciones forzadas	Los cimientos superficiales son esos que descansan en las capas superficiales del suelo y que tienen la capacidad de aguantar la carga que recibe de la creación a través de la ampliación de base (EADIC, 2018)	El diseño mediante cimentaciones superficiales será a través del estudio de mecánica de suelos y el análisis estructural existente.	Estudio de mecánica de suelos	Capacidad portante	Razón
				Nivel freático	Razón
				Clasificación	Nominal
			Análisis estructural	Diseño de cimentación	Razón
				Diseño de columnas	Razón
				Diseño de vigas	Razón
				Diseño de losas	Razón

Nota: Autor de la investigación

3.3. Población, muestra y muestreo

Población: La población está constituida, por las viviendas ubicadas en el Anexo de Chocalla, Condominio Farallones del Distrito de Asia, Cañete-Lima.

Muestra: Vivienda ubicada en el Condominio Farallones.

Muestreo: No aplica.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Técnicas

En el estudio se empleará la técnica referida al análisis documental, ya que la investigación se sustentará de información proveniente de fuentes de carácter documental que se localiza en expedientes, reportes, etc.

Igualmente, el investigador se basará en la observación, ya que realizará un registro sistemático, confiable y certero de comportamientos y situaciones que son observables, por medio de un conjunto de ítems y sub-ítems.

3.4.2. Instrumentos

En lo referente al instrumento a utilizarse en la investigación que permita la recolección de los datos, el mismo estará referido a la ficha documentaria, ya que el mencionado selecciona las ideas informativas importantes de un documento, a objeto de manifestar su contenido a través de un análisis tanto documental como estadístico; llevando a cabo experimentos en laboratorio que permiten divulgar resultados así como poseer un control de la situación investigada; todo ello mediante un procedimiento deductivo, secuencial, probatorio y de la realidad objetiva. Asimismo, se aplicarán el instrumento de campo, legal y tecnológico (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

3.5. Procedimientos

En procedimiento desarrollado en el presente estudio, se inició con la realización del estudio de mecánica de suelos, el cual por tratarse del caso de una vivienda unifamiliar de dos pisos, la norma indica que por no ser la situación de una edificación que albergue una cantidad excesiva de personas, el estudio de mecánica del suelo debe realizarse mediante el ensayo SPT. Sin embargo, debido a la naturaleza del caso de estudio, se empleó el ensayo promedio por corte directo;

realizándose calicatas para determinar el nivel freático del suelo. En este sentido se detalla que la profundidad del nivel de terreno al nivel freático es de 1.70 y es por ello, que el especialista en mecánica del suelo solicita que se lleve a cabo un mejoramiento de del suelo de 50 cm desde el nivel del nivel freático hacia la superficie, con boconerías y el resto con afirmado. Sin embargo, al ejecutar el análisis no basta solo con la realización del drenaje del agua, sino que se impermeabilice el agua y esa agua por capilaridad no ascienda a la superficie; motivo por el cual, se consignó una geomembrana para que el mencionado líquido por concepto de la capilaridad no ascienda a la superficie.

En cuanto al diseño estructural, la estructura es un diseño de concreto armado con zapatas corridas de doble malla y con muros estructurales según la norma; empleados por dos razones: primero, debido que al momento de ocurrirse un movimiento sísmico, el adherido está más inmerso a que pueda sufrir alguna falla por causas como asentamiento, mayor fragilidad, etc.; situación que conllevó a que la mayor parte de la edificación, se empleara el sistema de muros estructurales que cuentan con acero de tres octavos. En cuanto al techo, se ejecutó con ladrillos sin presentar ningún inconveniente; y posteriormente, se trabajó toda la distribución de los ambientes.

Lo antes expuesto, hace que estructura sea rígida y no pueda sufrir asentamientos diferenciales dado que nos encontramos en una zona con un nivel freático elevado.

3.6. Método de análisis de datos

En relación con el análisis de la información recopilada en el estudio, se empleará el método cuantitativo, ya que a través de la estadística descriptiva y las medidas de tendencia central (la media aritmética, la mediana y la moda); las medidas de dispersión (la varianza, la desviación estándar y el coeficiente de variabilidad)

Igualmente, se aplicará un análisis inferencial, con la finalidad de realizar un contraste con la hipótesis, y de esta forma comprobar la veracidad de la misma

3.7. Aspectos éticos

En el estudio, el investigador se compromete a elaborar la investigación con estricta observancia de la metodología de investigación y del método científico;

además, de que la información contenida es enteramente de la autoría personal de la misma, lo que le otorga originalidad a la investigación.

De igual forma, en la investigación se dará fiel cumplimiento a la ética profesional, tanto desde el aspecto moral como social; estando además basada su elaboración en el respeto a la normativa APA sexta edición, así como siguiendo y cumpliendo el orden de la estructura otorgada por el Reglamento y los estándares de la Universidad correspondiente; manteniendo en todo momento la veracidad de la información vaciada en el trabajo investigativo.

A todo esto, se une el hecho de reservar la identidad de los profesionales en el área de ingeniería que participan en la investigación; destacando, por último que el investigador se compromete a no manipular los resultados obtenidos en la investigación.

IV. RESULTADOS

4.1. Diseño estructural

“Construcción de vivienda temporal unifamiliar de 02 niveles – Playa Farallones – Chocalla – Asia – Cañete – Lima”

4.1.1. Componente cimentaciones

El Estudio de Mecánica de Suelos se realizó por la empresa EMSGO SAC, el cual presenta un cuadro resumen con los siguientes resultados:

Tabla 2. Resultados del estudio de mecánica de suelos

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 0.0 -3.0m)	Arena mal graduada (SP)
Características	HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Profundidad de cimentación mínima (Df)	1.30 m
Ancho de cimentación (B)	1.0 m
Peso unitario del suelo de apoyo	1.645 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	0.9587 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

verificando de que la superestructura del edificio pueda soportar una gravedad moderada (carga viva, carga muerta) y cargas sísmicas, según el tipo de suelo. Las zapatas aislantes no cumplen con las expectativas de buen funcionamiento y rendimiento estructural. Por lo tanto, se sugiere utilizar cimientos basados en cimientos corridos y viga de cimentación, y así asegurar una buena resistencia y distribución de fuerzas al suelo para crear una base sólida. Sin riesgo de que sufra algún asentamiento.

En cambio, se decidió hacer un saneamiento del suelo con las siguientes características: Este empaque se coloca para destruir la presión capilar y las grietas, ya que se recomienda excavar a 2.15 m, cuyo TM es de 6 pulgadas de espesor promedio de 0.50 m de bolonería ya que el Nivel Freático, se encuentra a -1.70m.

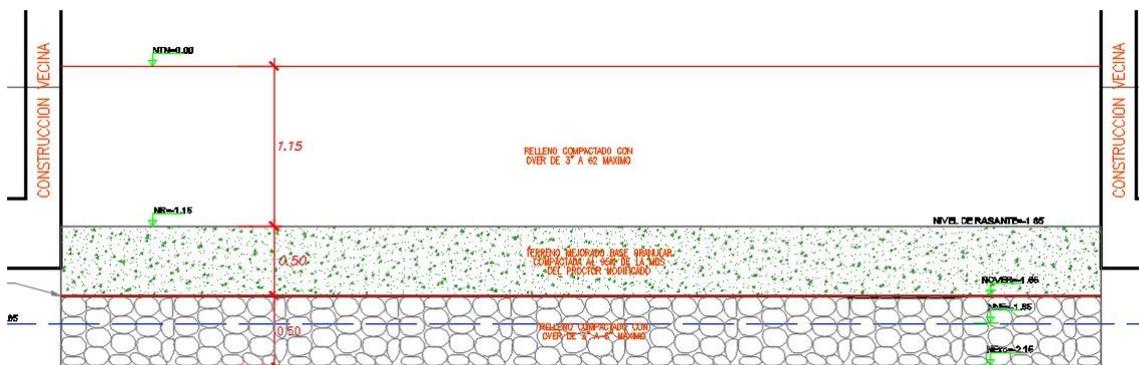
Luego, colocar una capa material granular de 0.50 m, compactados al 95% de la máxima densidad seca del ensayo próctor modificado; compactar en capas

de 0.25m de espesor y realizar el ensayo de densidad de campo, hasta llegar a la cota donde se fundará la cimentación.

En la interface o capas de botonería de piedra y afirmado, colocar una geomembrana HDP de espesor $e= 0.60\text{mm}$, con la finalidad de darle mayor estabilidad al mejoramiento, y uniformidad en la distribución de cargas del afirmado hacia la bolonería.

En la siguiente imagen, se muestra una sección del mejoramiento:

Figura 1. Sección transversal del mejoramiento del terreno y la cimentación



Este mejoramiento ayudara a aumentar la capacidad admisible de la tierra. Su éxito se basa en el estricto cumplimiento de todos los procedimientos de manejo, ya sea mediante ingeniería o relleno controlado, según lo informado por la NTE.050 Suelos y Cimentaciones. Bajo este criterio, los óptimos procesos garantizarían que se alcance una capacidad admisible mayor a la prevista en el EMS.

El modelo de la cimentación, se realizó con el programa SAFE Slab Analysis by the Finite Element, en su versión 16.02.

Las cargas fueron importadas del programa ETABS Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, en su versión 16.2.1 al programa SAFE; las cargas importadas fueron en estado de servicio.

Diseño de la geometría y características de los materiales de la cimentación

Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$, para elementos que están en contacto con el terreno, con presencia de sulfatos y cloruros (ver EMS); se propone el uso de cemento tipo V.

Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

$Q_{adm} = 0.958 \text{ kg/cm}^2$, corresponde un coeficiente de balasto o de Winkler de $K=2.11 \text{ kg/cm}^3$, para simular el apoyo en un medio semi infinito flexible (cimentación flexible) y de comportamiento sólo a compresión.

El espesor de las zapatas corridas $e=0.50$, se pudo ir incrementando de acuerdo a los esfuerzos por punzonamiento en la interfaz columna cimentación; se verificó para las columnas más cargadas, axiales por carga de gravedad y de sismo en cada dirección.

El diseño se hizo con los esfuerzos máximos de la envolvente, ya sea para flexión, corte por flexión y punzonamiento; de acuerdo a la norma E.060 del RNE.

En las siguientes imágenes, se observa la cimentación con cargas actuantes, y las combinaciones para hallar la envolvente de esfuerzos.

Figura 2. Vista en planta de la sección de la cimentación

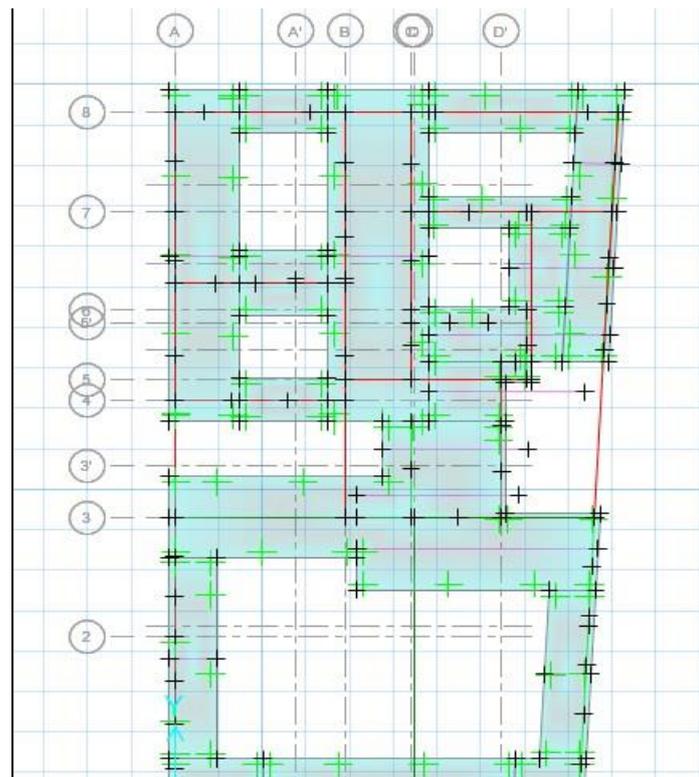


Figura 3. Vista en 3D de la sección de la cimentación

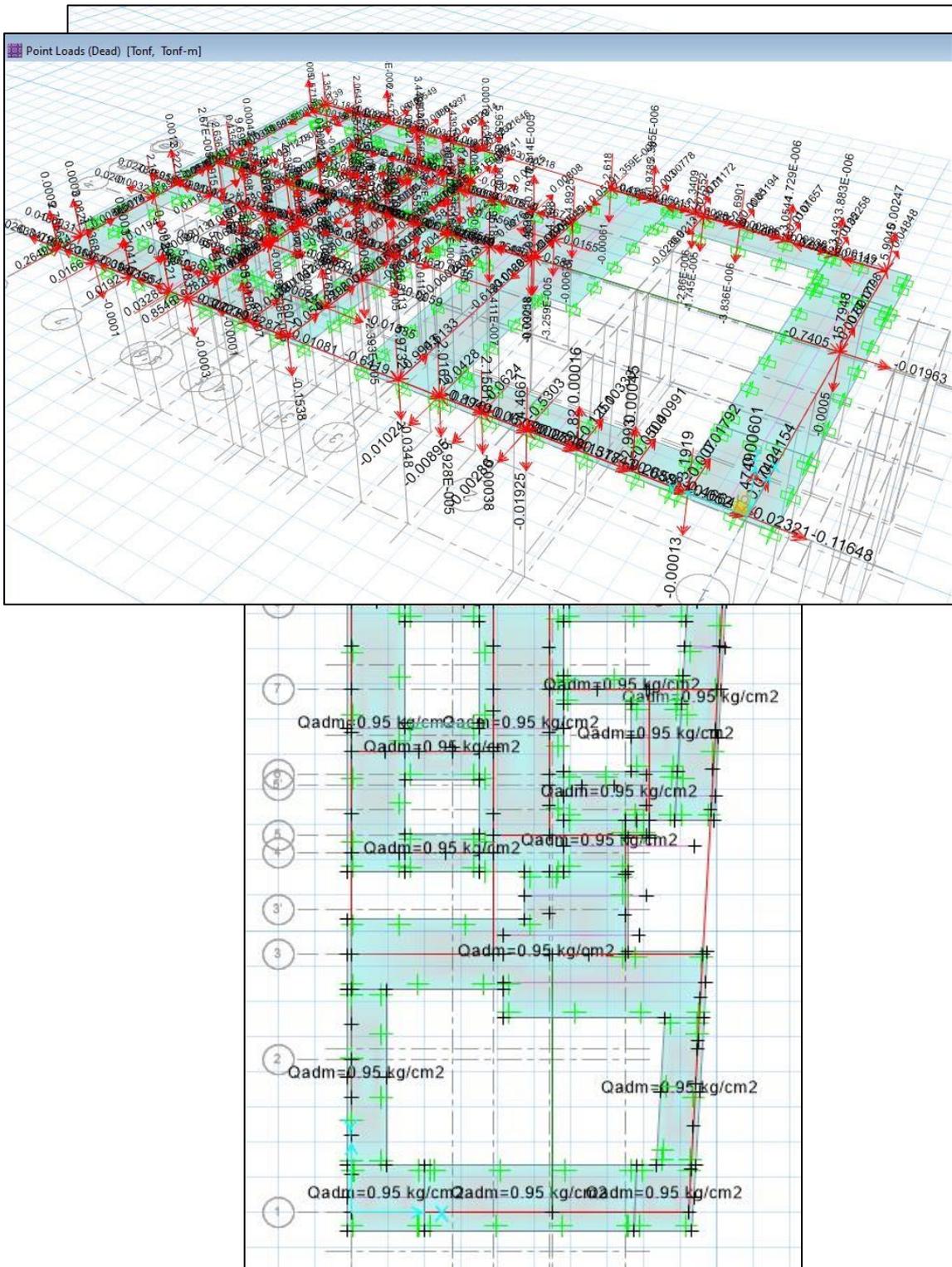


Figura 5. Carga muerta en la cimentación

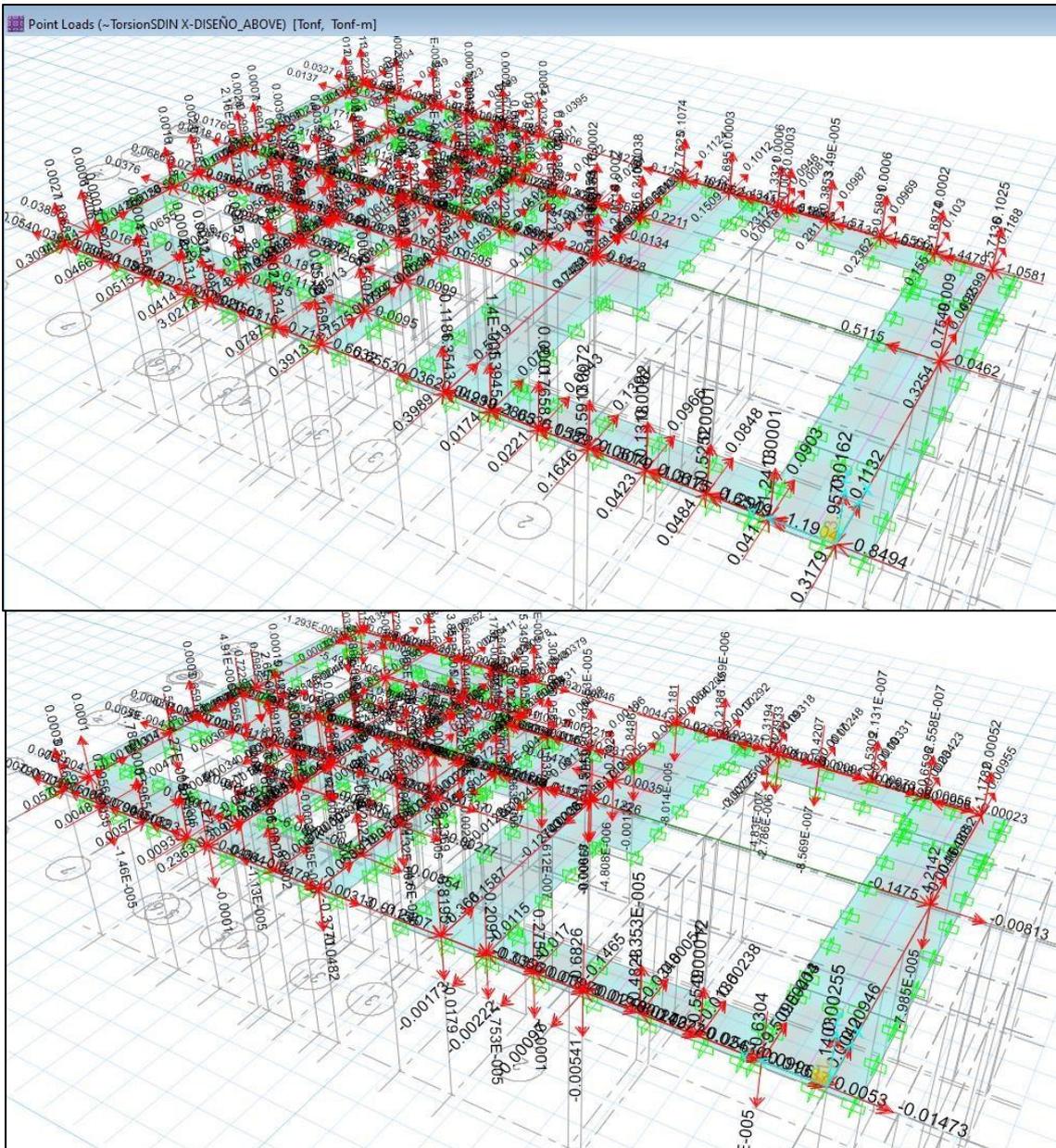
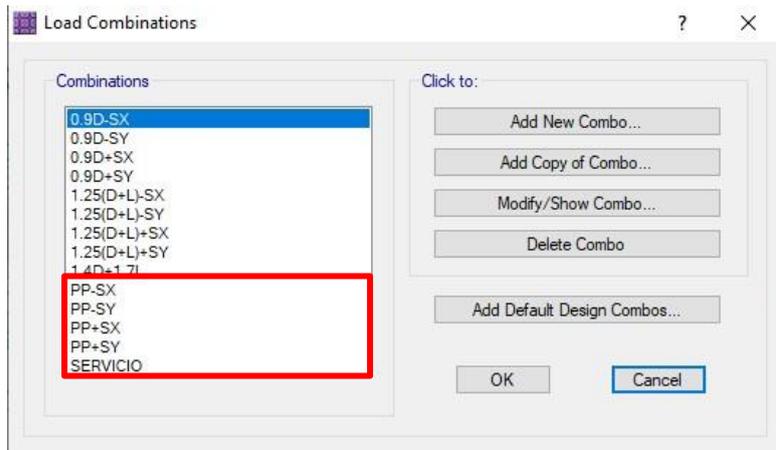


Figura 7. Carga de sismo en la dirección y en la cimentación

Una vez que se tienen las cargas en la cimentación, se hallaron las presiones ejercidas en el suelo, para lo cual se usaron las siguientes combinaciones

Figura 8. *Combinaciones de carga para la verificación de las presiones sobre el suelo*



Verificamos el asentamiento en el terreno:

Figura 9. Verificación del asentamiento ante cargas de servicio sobre el terreno

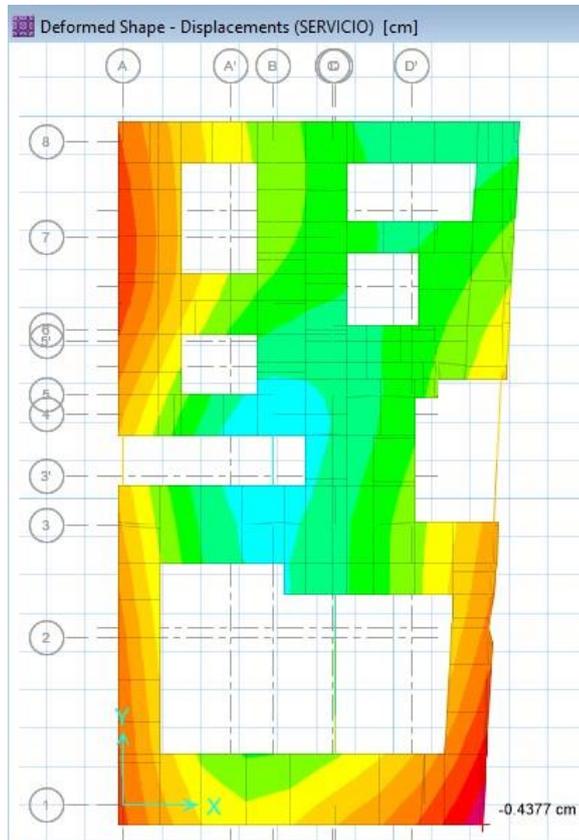
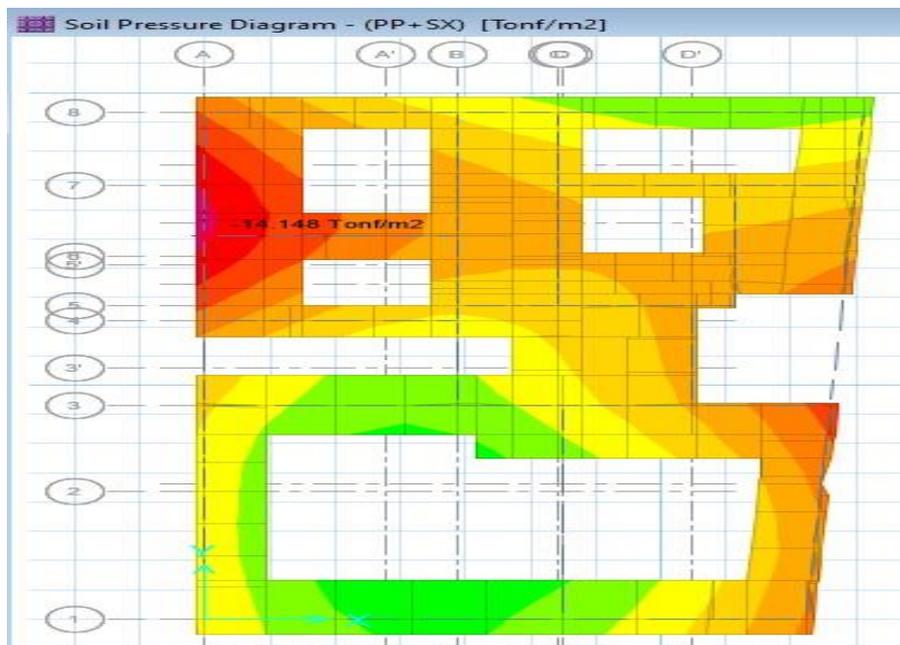


Figura 10. Verificación de la presión de las cargas de servicio sobre el terreno - 0.932kg/cm^2



Figura 11. Verificación de la presión de cargas de sismo sobre el terreno



Se observó, que la presión actuante es de 1.41 kg/cm², siendo la presión admisible para sismo = $0.958 \cdot 1.3 = 1.24$ kg/cm²; se observa que la presión actuante es ligeramente mayor, estando ésta situación salvada por el mejoramiento de suelo previsto.

Diseño por flexión de la cimentación

Una vez que se tienen las cargas en la cimentación, se halló la envolvente de momentos para el diseño por flexión.

Figura 12. Combinaciones de carga y la envolvente para el diseño de la cimentación

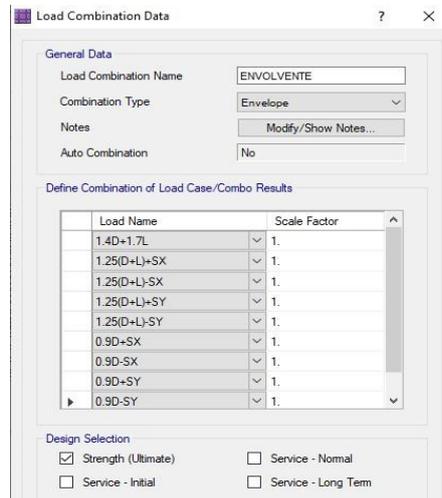


Figura 13. Momento máximo de la envolvente para el diseño de la cimentación

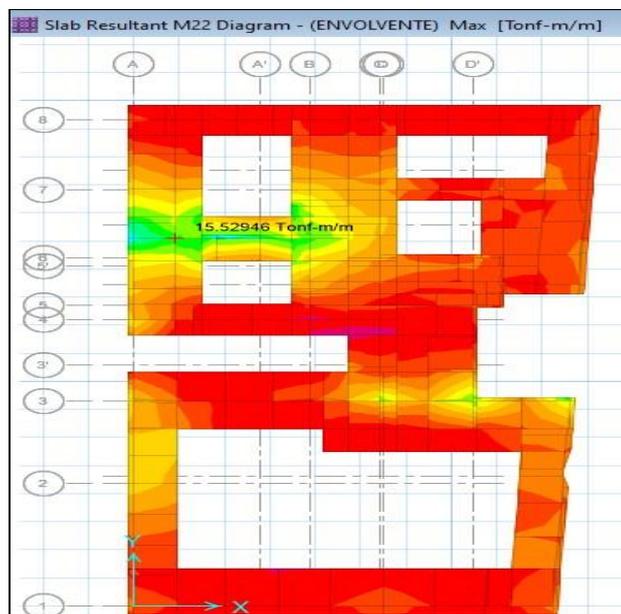


Figura 14. Máximo momento de la cimentación

$$\text{Mu} = 15.53 \text{ Tn.m}$$

$$A_s = \text{Mu}/(\phi f_y \cdot 0.9 \cdot d) = 11.13 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.60 \text{ cm}$$

$$A_s = \text{Mu}/(\phi f_y \cdot (d - a/2)) = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b) = 2.40 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ mínimo} : 0.0018 \cdot B \cdot T = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Losa/Zapatas} = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos } A_s \text{ de } 5/8'' \quad 2.00 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.19 \text{ m}$$

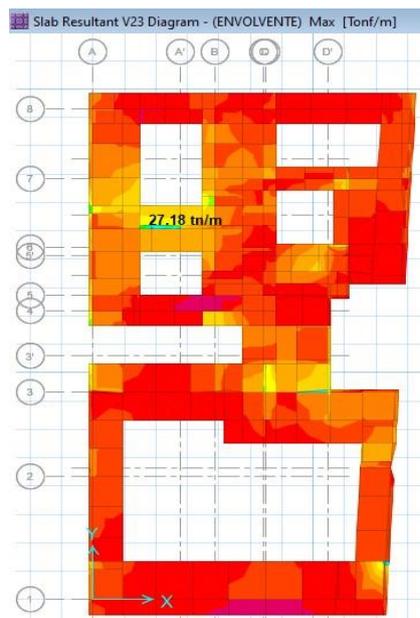
Acero negativo en LOSAS / ZAPATAS	
Cumple	5/8" @ 0.19

Al contar con viga de cimentación en las zapatas corridas, se consideró una distribución de acero de $\varnothing 5/8'' @ 0.20$ en ambos sentidos, y en ambas capas.

Diseño por corte por flexión de la cimentación

Se halló el corte máximo a una distancia de la cara de la cimentación, $V_u = 27.18 \text{ tn/m}$

Figura 15. Cortante máximo por flexión en la cimentación



El cortante máximo resistente del concreto es:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

Entonces:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 42 = 27.42 \text{ tn} > 27.18 \text{ tn} \dots$$

Conforme

Diseño por punzonamiento

El esfuerzo de corte por punzonamiento, no se produce en la cimentación dado que toda la cimentación a base de zapatas corridas, está conectada mediante viga de cimentación, lo cual resuelve el problema de punzonamiento.

4.2. Calculo estructural

4.2.1. Diseño de columnas

Figura 16. Diseño de Columna

A. DISEÑO DE COLUMNA

NOMENC	EJES		LABEL
C-1	1	A	C4

A.1. FLEXOCOMPRESIÓN

Altura libre: 3.05 m \varnothing cort. = 0.85
 $b = 25.00$ cm \varnothing fix-cp. = 0.70
 $h = 40.00$ cm $A_c = 1000$ cm²
 $d' = \text{Recub.} + \varnothing\text{Est} + \varnothing\text{barra long}/2 = 6$ cm
 $d = 34.00$ cm
 $f_c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Se tiene que:

$$q = \frac{h - 2R}{h} \quad K = \frac{P_u}{f_c \cdot A_g} \quad e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b \cdot h \quad A_s = \rho \cdot b \cdot h \quad \rho (\text{rho}) = \text{del Diagrama de Interacción}$$

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

Tabla 3. Esfuerzos actuantes en la columna

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	6.27	-0.11	-0.09	0.01	-0.05	-0.16
1.25(CM+CV)+SX Max	2.18	0.31	0.09	0.03	0.06	0.73
1.25(CM+CV)+SX Min	8.63	-0.51	-0.25	-0.01	-0.14	-1.00
1.25(CM+CV)-SX Max	2.18	0.31	0.09	0.03	0.06	0.73
1.25(CM+CV)-SX Min	8.63	-0.51	-0.25	-0.01	-0.14	-1.00
1.25(CM+CV)+SY Max	-0.84	0.03	0.18	0.02	0.11	0.04
1.25(CM+CV)+SY Min	11.65	-0.22	-0.34	0.00	-0.20	-0.31
1.25(CM+CV)-SY Max	-0.84	0.03	0.18	0.02	0.11	0.04
1.25(CM+CV)-SY Min	11.65	-0.22	-0.34	0.00	-0.20	-0.31
0.9CM+SX Max	0.02	0.35	0.12	0.02	0.08	0.77
0.9CM+SX Min	6.46	-0.47	-0.21	-0.02	-0.13	-0.95
0.9CM-SX Max	0.02	0.35	0.12	0.02	0.08	0.77
0.9CM-SX Min	6.46	-0.47	-0.21	-0.02	-0.13	-0.95
0.9CM+SY Max	-3.00	0.06	0.21	0.01	0.13	0.09
0.9CM+SY Min	9.48	-0.19	-0.30	-0.01	-0.18	-0.27
0.9CM-SY Max	-3.00	0.06	0.21	0.01	0.13	0.09
0.9CM-SY Min	9.48	-0.19	-0.30	-0.01	-0.18	-0.27
ENVOLVENTE Max	-3.00	0.35	0.21	0.03	0.13	0.77
ENVOLVENTE Min	11.65	-0.51	-0.34	-0.02	-0.20	-1.00

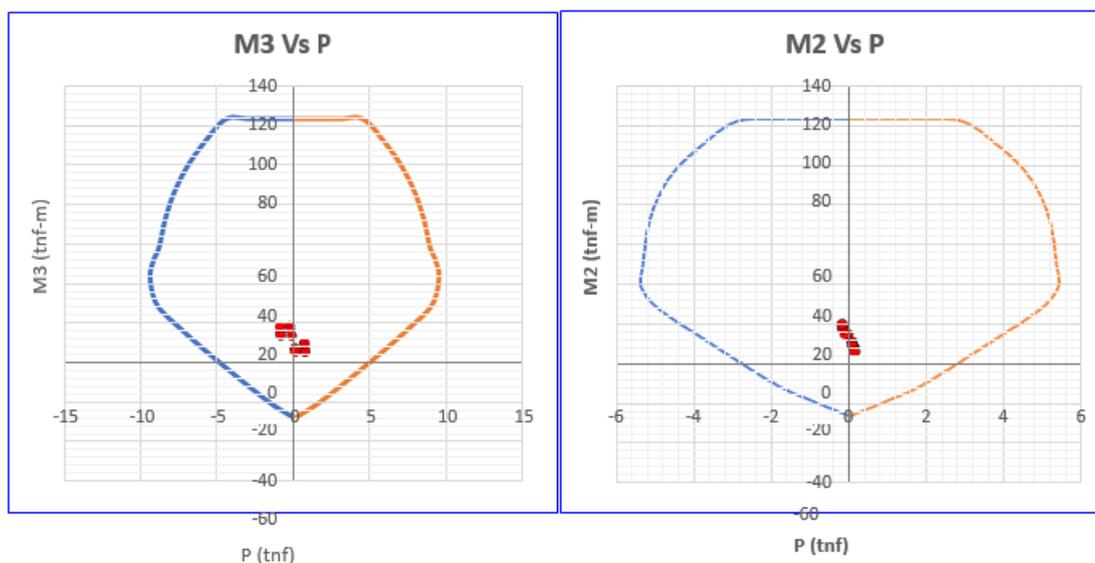
	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	A
ENVOLVENTE	0.70	0.014	0.26	0.64	0.009	0.010	10.0 cm ²
ENVOLVENTE	0.70	0.055	0.09	0.22	0.012	0.010	10.0 cm ²

	Ø longitudinal			As Coloc.	CONDICION
Elección			6 Ø 5/8	12.00 cm2	OK

Tabla 4. Verificación por flexo-compresión

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	122.58		122.58		122.58		122.58	
2	122.58	-2.85	122.58	2.85	122.58	-1.84	122.58	1.84
3	122.53	-4.48	122.53	4.48	121.02	-2.95	121.02	2.95
4	110.26	-5.88	110.26	5.88	108.69	-3.82	108.69	3.82
5	97.48	-6.99	97.48	6.99	95.20	-4.52	95.20	4.52
6	83.97	-7.83	83.97	7.83	80.12	-4.98	80.12	4.98
7	69.41	-8.44	69.41	8.44	63.22	-5.25	63.22	5.25
8	53.60	-8.87	53.60	8.87	43.63	-5.38	43.63	5.38
9	46.84	-9.23	46.84	9.23	37.79	-5.43	37.79	5.43
10	37.55	-9.45	37.55	9.45	30.52	-5.40	30.52	5.40
11	22.95	-9.01	22.95	9.01	19.82	-4.96	19.82	4.96
12	10.03	-7.45	10.03	7.45	2.83	-3.73	2.83	3.73
13	-5.39	-5.29	-5.39	5.29	-20.18	-1.98	-20.18	1.98
14	-28.08	-1.86	-28.08	1.86	-29.07	-1.05	-29.07	1.05
15	-37.97		-37.97		-37.97		-37.97	

Figura 17. M Vs P



Se usa entonces:

	Ø longitudinal			As Coloc.	CONDICION
Elección			6 Ø 5/8	12.00 cm2	OK

A.2-Diseño por cortante

Figura 18. Diseño por cortante

Cortante	Cantidad	und	
Vu	505.40	kg	
ØVc	5,549.11	kg	
Estribos	3/8"		
Brazos d estribos:	2		
Asv (elección)	1.42	cm ²	
S (elección)	0.20	m	
ØVs	8,617.98	kg	
ØVn	14,167.09	kg	
Se cumple ØVn > Vu ?	Solo estribo mínimo		

Verificar:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$$

Condición **Muros Estructurales o Dual Tipo I**

b =	25.00 cm
h =	40.00 cm

hn/6	0.51
Bmax	0.40

Lo=	50
	0.50

hn=	3.05 m
dbl =	5/8"

Lo ₁ =	0.51 m
-------------------	--------

8dbl	0.12
So= Bmin/2	0.12
10	0.10
So=	0.10 m

16dbl	0.25
S= 25	0.25
S=	0.25 m

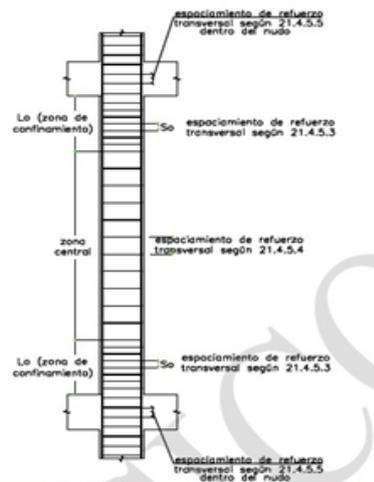


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

Tabla 5. Estribos por confinamiento

Ø ESTRIBOS	Lo	So	S
3/8	0.51	0.10	0.25 m
SEPARACIÓN	1 @ 0.05 +	7 @ 0.1	Rto @ 0.25

Figura 19. Diseño de Columna

A. DISEÑO DE COLUMNA

NOMENC	EJES		LABEL
C-2	1	D	C3

A.1. FLEXOCOMPRESIÓN

Altura libre:	3.05 m	Ø cort. = 0.85
b =	25.00 cm	Ø fx-cp. = 0.70
h =	50.00 cm	Ac = 1250 cm ²
d' = Recub. + ØEst + Øbarra long/2 =	6 cm	
d =	44.00 cm	
f _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²

Se tiene que:

$$q = \frac{h - 2R}{h}$$

$$K = \frac{P_u}{f_c * A_g}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde:

$$A_g = b * h$$

$$A_s = \rho * b * h$$

$$\rho (\text{rho}) = \text{del Diagrama de Interacción}$$

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

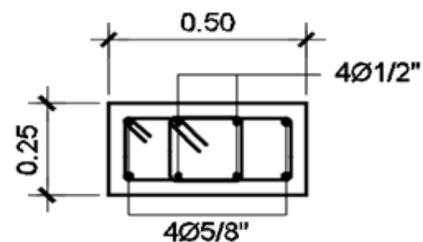


Tabla 6. Esfuerzos actuantes en la columna

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m
1.4CM+1.7CV	28.70	-1.39	0.02	0.00	0.04	-1.54
1.25(CM+CV)+SX Max	23.40	-1.13	0.46	0.01	0.74	-1.24
1.25(CM+CV)+SX Min	25.69	-1.26	-0.43	-0.01	-0.68	-1.39
1.25(CM+CV)-SX Max	23.40	-1.13	0.46	0.01	0.74	-1.24
1.25(CM+CV)-SX Min	25.69	-1.26	-0.43	-0.01	-0.68	-1.39
1.25(CM+CV)+SY Max	24.06	-1.09	0.07	0.00	0.12	-1.10
1.25(CM+CV)+SY Min	25.03	-1.29	-0.04	-0.01	-0.05	-1.54
1.25(CM+CV)-SY Max	24.06	-1.09	0.07	0.00	0.12	-1.10
1.25(CM+CV)-SY Min	25.03	-1.29	-0.04	-0.01	-0.05	-1.54
0.9CM+SX Max	12.89	-0.63	0.46	0.01	0.72	-0.70
0.9CM+SX Min	15.18	-0.76	-0.44	-0.01	-0.69	-0.84
0.9CM-SX Max	12.89	-0.63	0.46	0.01	0.72	-0.70
0.9CM-SX Min	15.18	-0.76	-0.44	-0.01	-0.69	-0.84
0.9CM+SY Max	13.55	-0.59	0.06	0.00	0.10	-0.55
0.9CM+SY Min	14.52	-0.80	-0.05	-0.01	-0.07	-0.99
0.9CM-SY Max	13.55	-0.59	0.06	0.00	0.10	-0.55
0.9CM-SY Min	14.52	-0.80	-0.05	-0.01	-0.07	-0.99
ENVOLVENTE Max	12.89	-0.59	0.46	0.01	0.74	-0.55
ENVOLVENTE Min	28.70	-1.39	-0.44	-0.01	-0.69	-1.54

	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	A
ENVOLVENTE Max	0.7	0.049	0.04	0.09	0.004	0.010	12.5 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.7	0.109	0.05	0.11	0.012	0.010	12.5 cm ²

Propuesta inicial

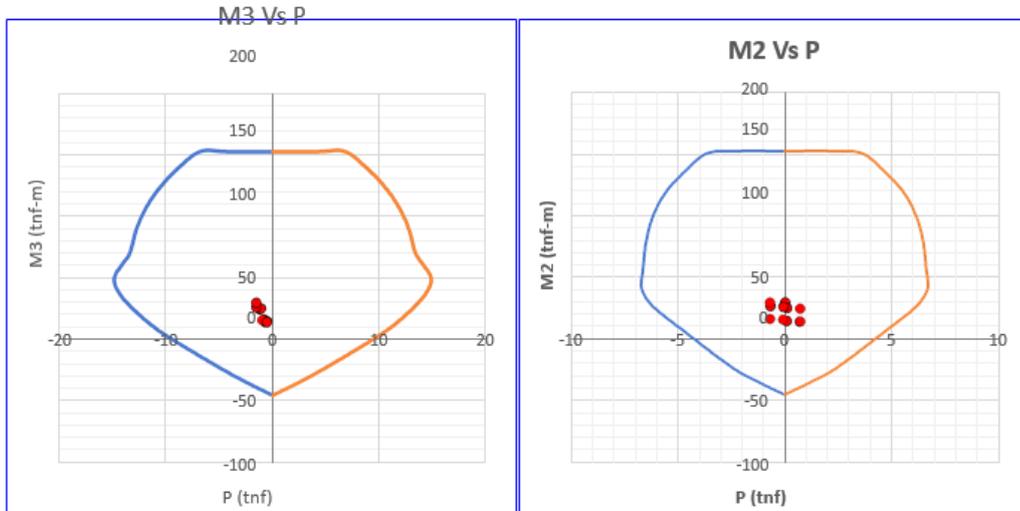
	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección		4 Ø 5/8 4 Ø 1/2	13.16 cm ²	OK

Tabla 7. Verificación por flexo-compresión 2

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	153.23		153.23		153.23		153.23	
2	153.23	-4.36	153.23	4.36	153.23	-2.29	153.23	2.29
3	153.23	-6.86	153.23	6.86	151.27	-3.69	151.27	3.69
4	139.12	-8.99	139.12	8.99	135.86	-4.77	135.86	4.77
5	123.48	-10.69	123.48	10.69	119.00	-5.65	119.00	5.65
6	107.38	-11.96	107.38	11.96	100.15	-6.23	100.15	6.23
7	89.63	-12.89	89.63	12.89	79.03	-6.56	79.03	6.56
8	69.98	-13.52	69.98	13.52	54.54	-6.72	54.54	6.72
9	60.38	-14.24	60.38	14.24	47.24	-6.78	47.24	6.78
10	48.24	-15.01	48.24	15.01	38.15	-6.75	38.15	6.75
11	33.30	-14.25	33.30	14.25	24.77	-6.20	24.77	6.20
12	11.21	-11.59	11.21	11.59	3.54	-4.67	3.54	4.67
13	-6.56	-8.53	-6.56	8.53	-25.23	-2.47	-25.23	2.47

14	-32.04	-3.50	-32.04	3.50	-36.34	-1.31	-36.34	1.31
15	-47.46		-47.46		-47.46		-47.46	

Figura 20. M Vs P - 2



Se verifica el correcto dimensionado de acero en la Columna analizada: $P_n \gg P_u$

Se usa entonces:

	Ø longitudinal		As Coloc.	CONDICION
Elección		4 Ø 5/8 4 Ø 1/2	13.16 cm ²	OK

Figura 21. Diseño por Cortante

A.2. Diseño por Cortante

Cortante	Cantidad	und
Vu	1,387.00	kg
ØVc	7,181.20	kg
Estribos	3/8"	
Brazos d estribos:	2	
Asv (elección)	1.42	cm ²
S (elección)	0.20	m
ØVs	11,152.68	kg
ØVn	18,333.88	kg

Verificar:

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi V_n &= \phi V_c + \phi V_s \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c \end{aligned}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \\ V_s &= \frac{A_{sv} * f_y * d}{s} \end{aligned}$$

Se cumple $\phi V_n > V_u$? Solo estribo mínimo

Condición Muros Estructurales o Dual Tipo I

b =	25.00 cm	hn/6	0.51
h =	50.00 cm	Bmax	0.50
		50	0.50
		Lo ₁	0.51 m

hn = 3.05 m
dbl = 5/8"

8dbl	0.12
So = Bmin/2	0.12
10	0.10
So =	0.10 m
16dbl	0.25
S = 25	0.25
S =	0.25 m

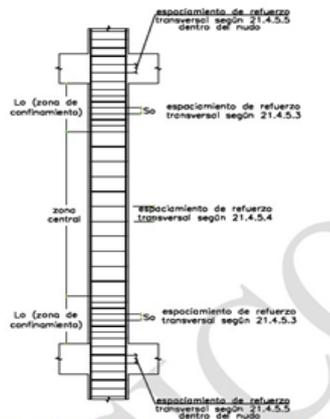


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

Tabla 8. Colocación de estribos por confinamiento

Ø ESTRIBOS	Lo	So	S
3/8	0.51	0.10	0.25 m
SEPARACIÓN	1 @ 0.05 +	7@0.1	Rto @ 0.25

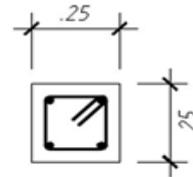
Figura 22. Diseño de Columna

A. DISEÑO DE COLUMNA

NOMENC	EJES		LABEL
C-3	2	A	C1

A.1. FLEXOCOMPRESIÓN

Altura libre:	3.25 m	Ø cort. = 0.85
b =	25.00 cm	Ø fix-cp. = 0.70
h =	25.00 cm	Ac = 625 cm ²
d' = Recub. + ØEst + Øbarra long/2 =	6 cm	
d =	19.00 cm	
fc =	210	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²



Se tiene que:

$$q = \frac{h - 2R}{h} \quad K = \frac{Pu}{fc \cdot Ag} \quad e = \frac{Mu}{Pu}$$

Donde:

$$Aq = b \cdot h \quad As = \rho \cdot b \cdot h \quad \rho (\text{rho}) = \text{del Diagrama de Interacción}$$

Diametro	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Area (cm ²)	0.71	1.29	2.00	2.85	5.10

Tabla 9. Esfuerzos cortantes en la columna - 3

Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3	
	tnf	tnf	tnf	tnf-m	tnf-m	tnf-m	
1.4CM+1.7CV	3.28	-0.67	0.01	-0.03	0.00	-0.70	
1.25(CM+CV)+SX Max	2.54	-0.39	0.16	-0.02	0.08	-0.27	
1.25(CM+CV)+SX Min	3.16	-0.76	-0.14	-0.04	-0.08	-0.93	
1.25(CM+CV)-SX Max	2.54	-0.39	0.16	-0.02	0.08	-0.27	
1.25(CM+CV)-SX Min	3.16	-0.76	-0.14	-0.04	-0.08	-0.93	
1.25(CM+CV)+SY Max	2.63	-0.53	0.22	-0.02	0.12	-0.54	
1.25(CM+CV)+SY Min	3.07	-0.63	-0.20	-0.03	-0.11	-0.66	
1.25(CM+CV)-SY Max	2.63	-0.53	0.22	-0.02	0.12	-0.54	
1.25(CM+CV)-SY Min	3.07	-0.63	-0.20	-0.03	-0.11	-0.66	
0.9CM+SX Max	1.48	-0.14	0.16	0.00	0.08	-0.01	
0.9CM+SX Min	2.10	-0.51	-0.15	-0.03	-0.08	-0.68	
0.9CM-SX Max	1.48	-0.14	0.16	0.00	0.08	-0.01	
0.9CM-SX Min	2.10	-0.51	-0.15	-0.03	-0.08	-0.68	
0.9CM+SY Max	1.56	-0.28	0.22	-0.01	0.11	-0.28	
0.9CM+SY Min	2.01	-0.38	-0.21	-0.02	-0.11	-0.41	
0.9CM-SY Max	1.56	-0.28	0.22	-0.01	0.11	-0.28	
0.9CM-SY Min	2.01	-0.38	-0.21	-0.02	-0.11	-0.41	
ENVOLVENTE Max	1.48	-0.14	0.22	0.00	0.12	-0.01	
ENVOLVENTE Min	3.28	-0.76	-0.21	-0.04	-0.11	-0.93	
	g	k	e	e/h	Ke/h	rho	As
ENVOLVENTE Max	0.52	0.011	0.01	0.03	0.000	0.010	6.3 cm ²
ENVOLVENTE Min	0.52	0.025	0.28	1.14	0.028	0.010	6.3 cm ²

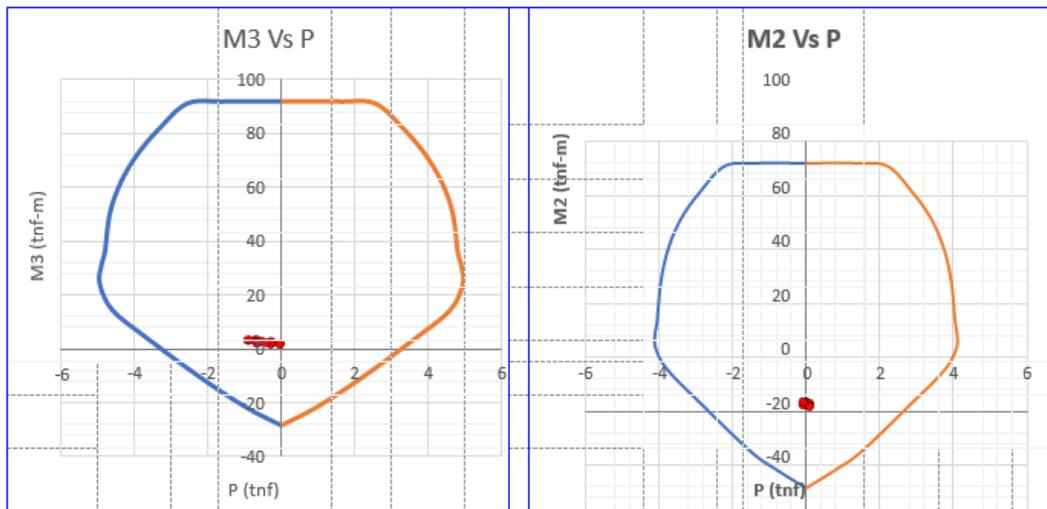
Propuesta inicial

	Ø longitudinal			As Coloc.	CONDICION
Elección			4 Ø 5/8	8.00 cm ²	OK

Tabla 10. Verificación por flexo-compresión 3

Point	Curva P-M3 Izquierda		Curva P-M3 Derecha		Curva P-M2 Izquierda		Curva P-M2 Derecha	
	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M3 tnf-m	P tnf	M2 tnf-m	P tnf	M2 tn-m
1	91.94		91.94		91.94		91.94	
2	91.94	-1.59	91.94	1.59	91.94	-1.38	91.94	1.38
3	91.18	-2.56	91.18	2.56	90.84	-2.21	90.84	2.21
4	82.00	-3.32	82.00	3.32	81.64	-2.86	81.64	2.86
5	72.05	-3.94	72.05	3.94	71.58	-3.39	71.58	3.39
6	61.51	-4.39	61.51	4.39	60.40	-3.74	60.40	3.74
7	50.04	-4.68	50.04	4.68	47.84	-3.95	47.84	3.95
8	36.31	-4.81	36.31	4.81	33.31	-4.05	33.31	4.05
9	31.06	-4.91	31.06	4.91	28.78	-4.10	28.78	4.10
10	24.20	-4.95	24.20	4.95	23.35	-4.08	23.35	4.08
11	14.51	-4.61	14.51	4.61	15.35	-3.76	15.35	3.76
12	4.32	-3.69	4.32	3.69	2.65	-2.84	2.65	2.84
13	-9.97	-2.27	-9.97	2.27	-15.03	-1.49	-15.03	1.49
14	-21.47	-0.99	-21.47	0.99	-21.75	-0.79	-21.75	0.79
15	-28.47		-28.47		-28.47		-28.47	

Figura 23. M Vs P - 3



Se verifica el correcto dimensionado de acero en la columna analizada: $P_n \gg P_u$

Se usa entonces:

	Ø longitudinal			As Coloc.	CONDICION
Elección			4 Ø 5/8	8.00 cm ²	OK

Figura 24. Diseño por Cortante

A.2. Diseño por Cortante

Cortante	Cantidad	und		Verificar:
Vu	759.40	kg		
∅Vc	3,100.97	kg		
Estribos	3/8"			Donde:
Brazos d estribos:	2			
Asv (elección)	1.42	cm ²		
S (elección)	0.20	m		
∅Vs	4,815.93	kg		
∅Vn	7,916.90	kg		
Se cumple ∅Vn > Vu ?		Solo estribo mínimo		
Condición	Muros Estructurales o Dual Tipo I			
b =	25.00 cm		hn/6	0.54
h =	25.00 cm		Bmax	0.25
			50	0.50
			Lo ₁ =	0.54 m
	hn = 3.25 m			
	dbl = 5/8"			
			8dbl	0.12
			Bmin/2	0.12
			10	0.10
			So =	0.10 m
			16dbl	0.25
			S =	0.25
			25	0.25
			S =	0.25 m

$\emptyset V_n \geq V_u$
 $\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s$
 $\emptyset V_s = V_u - \emptyset V_c$
 $\emptyset V_c = \emptyset * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$
 $V_s = \frac{A_{sv} * f_y * d}{s}$

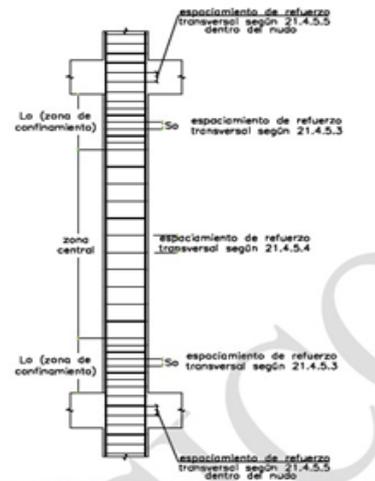
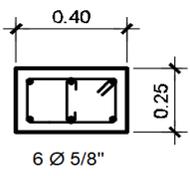
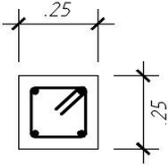


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

Tabla 11. Colocación de estribos por confinamiento - 4

∅ ESTRIBOS	Lo	So	S
3/8	0.54	0.10	0.25 m
SEPARACIÓN	1 @ 0.05 +	7 @ 0.1	Rto @ 0.25

Tabla 12. Distribución de acero principal en elementos estructurales columnas

DISTRIBUCIÓN DE ACERO PRINCIPAL EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES COLUMNAS							
Proyecto: CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA TEMPORAL UNIFAMILIAR DE 02 NIVELES - PLAYA FARALLONES - CHOCALLA - ASIA -LIMA							
Tipo de Elemento	Columna	Columna	Columna				
Condición	C-1	C-2	C-3				
ESQUEMA							
Ancho "b"	0.25 m	0.25 m	0.25 m				
Largo "t"	0.40 m	0.50 m	0.25 m				
Recubrimiento Usado	0.040 m	0.040 m	0.040 m				
Condición 1	Acero Mínimo	Acero Mínimo	Acero Mínimo				
Condición 2	Acero Maximo	Acero Maximo	Acero Maximo				
Área de Acero Mínimo	10.00 cm ²	12.50 cm ²	6.25 cm ²				
Área de Acero Maximo	60.00 cm ²	75.00 cm ²	37.50 cm ²				
NIVELES	Todos Niveles	Todos Niveles	Todos Niveles				
Área de Acero Requerida	10.00 cm ²	12.50 cm ²	6.25 cm ²				
Ø As Principal 1	5/8	5/8	5/8				
N° de Varillas As 1	6	4	4				
Ø As Principal 2		1/2					
N° de Varillas As 2		4					
Área de Acero Colocada	12.00 cm ²	13.16 cm ²	8.00 cm ²				
Estado	¡Cumple!	¡Cumple!	¡Cumple!				

Diseño por flexión de placa de concreto armado

Figura 25. Diseño por flexión de placa de concreto armado

<u>Proyecto:</u>	CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA TEMPORAL UNIFAMILIAR DE 02 NIVELES - PLAYA FARALLONES - CHOCALLA - ASIA - LIMA		
<u>Placa</u>	Placa MY9	PISO 1	Por: LPAO

<u>Geometría:</u>	$t = L$	<input type="text" value="12"/> cm	(Ancho)
	$= d1$	<input type="text" value="234"/> cm	(Longitud, dirección del momento)
	$= t1$	<input type="text" value="0"/> cm	(Distancia de As1 al borde)
	$= L1$	<input type="text" value="0"/> cm	(Espesor del ala en compresión)
	$= d2$	<input type="text" value="12"/> cm	(Ancho del ala en compresión)
	$= t2$	<input type="text" value="65"/> cm	(Distancia de As2 al borde)
	$=$	<input type="text" value="0"/> cm	(Espesor del ala en tracción)
	$l \ ? =$	<input type="text" value="0"/> cm	(Ancho del ala en tracción)
	$Aq =$	<input type="text" value="3444"/> cm ²	(Área bruta de concreto)

<u>Refuerzo</u>	$As1 =$	<input type="text" value="0.00"/> cm ²	(Área de acero en extremo-1)
<u>Concentrado</u>	$As2 =$	<input type="text" value="0.00"/> cm ²	(Área de acero en extremo-2)

<u>Refuerzo Distribuido</u>	$As \text{ por fila} =$	<input type="text" value="0.71"/> cm ²	(Refuerzo para una fila)
	$s =$	<input type="text" value="20"/> cm	(Espaciamiento entre filas)
	$As_{tot} =$	<input type="text" value="7.81"/> cm ²	(Acero distribuido total)
	(11 filas)		

<u>Concreto</u>	$f_c =$	<input type="text" value="210"/> Kg/cm ²	(Resistencia característica)
	$c =$	<input type="text" value="0.003"/>	(Deformación a la rotura)
	$=$	<input type="text" value="0.85"/>	

<u>Acero</u>	$f_y =$	<input type="text" value="4200"/> Kg/cm ²	(Esfuerzo de fluencia)
	$E_s =$	<input type="text" value="2000000"/> Kg/cm ²	(Módulo de elasticidad)
	$s =$	<input type="text" value="0.0021"/>	(Deformación unitaria de fluencia)

<u>F.Seguridad</u>	$=$	<input type="text" value="0.8"/>	(Factor para determinar P _{máx})
	$=$	<input type="text" value="0.7"/>	0.7 (para $P > 0.1 f_c A_g$)
	$=$	<input type="text" value="0.9"/>	0.9 (Para $P = 0$ ó $P < 0$)

Cargas (Ton. m)	Pu	Mux	Mn para Pu	
	19.3	-3.9	-2.2	50.1
	12.1	3.0	2.7	47.0
	20.8	-9.6	-6.5	48.6
	12.1	3.0	2.7	14.5
	20.8	-9.6	-6.5	16.4
	15.5	-2.5	-1.6	33.6
	17.5	-4.0	-2.2	5.7
	15.5	-2.5	-1.6	5.2
	17.5	-4.0	-2.2	5.4
	4.9	4.5	3.5	4117.8
	13.6	-8.1	-5.6	4134.2

Refuerzo Concentrado

(2) Indicar As1 y As2

Para opción (2):	$As1 =$	<input type="text" value="0.00"/> cm ²	
	$As2 =$	<input type="text" value="0.00"/> cm ²	
	Opción =	<input type="text" value="2"/>	

Diseño por Cortante	
hm =	5.20 m
hm/lm =	2.22
c =	0.53
Pu =	20.77 Ton.m
Vu =	2.59 Ton
Mu =	9.58 Ton.m
Mn =	57.80 Ton.m
Vu (dis) =	18 Ton
Vn (máx) =	90 Ton
Vc =	18 Ton
As _h =	0.71 cm ²
sh =	-211.4 cm
=	1.00
Asv (adic.) =	cm ²
Vnv =	46 Ton

OK

Elección As 1															
As 2	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8									
As 3															
As Coloc. (cm2)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	10.49	6.77	3.05	10.41	5.29	0.17									
ØVc (kg)	5,549	5,549	5,549	5,549	5,549	5,549									
ØVs (kg)	5,813	1,436	-2,940	5,719	-305	-6,328									
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"									
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42									
"s" (cm)	34.88	141.18	S Confinam.	35.46	S Confinam.	S Confinam.									
"S" (cm)xCapacidad	2			3											
Elección	1 @ 0.05 + 8 @ 0.10+ Rto@0.25			1 @ 0.05 + 8 @ 0.10+ Rto@25											

Diseño de vigas – VP2 25x40 (Eje 1) Primer Nivel

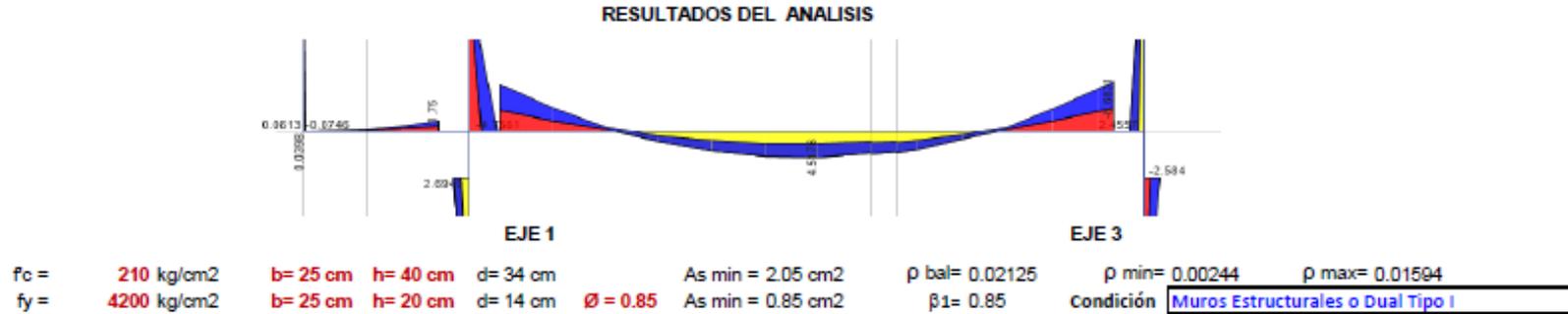


Figura 27. Diseño De vigas

	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
Elemento	(-)	(-) Centro	(-) Derecha	(-)	(-) Centro	(-) Derecha	(-)	(-) Centro	(-) Derecha	(-)	(-) Centro	(-) Derecha	(-)	(-) Centro	(-) Derecha
Mu (ton-m)	0.00	0.72	1.75	8.17	0.00	8.68									
a (cm)		1.40	3.50	6.60		7.10									
As (cm ²)	0.85	1.43	3.78	7.04	2.05	7.54									
Elección As 1															
As 2	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	4 Ø 5/8	2 Ø 5/8	4 Ø 5/8									
As 3															
As Coloc. (cm ²)	4.00	4.00	4.00	8.00	4.00	8.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
Elemento	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mn (ton-m)	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0									
Mu (ton-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	4.56	0.00									
a (cm)					3.70										
As (cm ²)	0.85	0.85	0.85	2.05	3.75	2.05									

Elección As 1															
As 2				2 Ø 5/8	4 Ø 5/8	2 Ø 5/8									
As 3	2 Ø 1/2	2 Ø 1/2	2 Ø 1/2												
As Coloc. (cm2)	2.58	2.58	2.58	4.00	8.00	4.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)
Vu (ton)	10.49	6.77	3.05	10.41	5.29	0.17									
ØVc (kg)	2,285	5,549	5,549	5,549	5,549	5,549									
ØVs (kg)	9,653	1,436	-2,940	5,719	-305	-6,328									
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"									
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42									
"s" (cm)	21.01	141.18	S Confinam.	35.46	S Confinam.	S Confinam.									
"S" (cm)xCapacidad		25			25										
Elección	1 @ 0.05 +	Rto@0.1		1 @ 0.05 +	8 @ 0.10+	Rto@25									

Diseño de vigas – VP3 25x40 (Eje 1) Primer Nivel

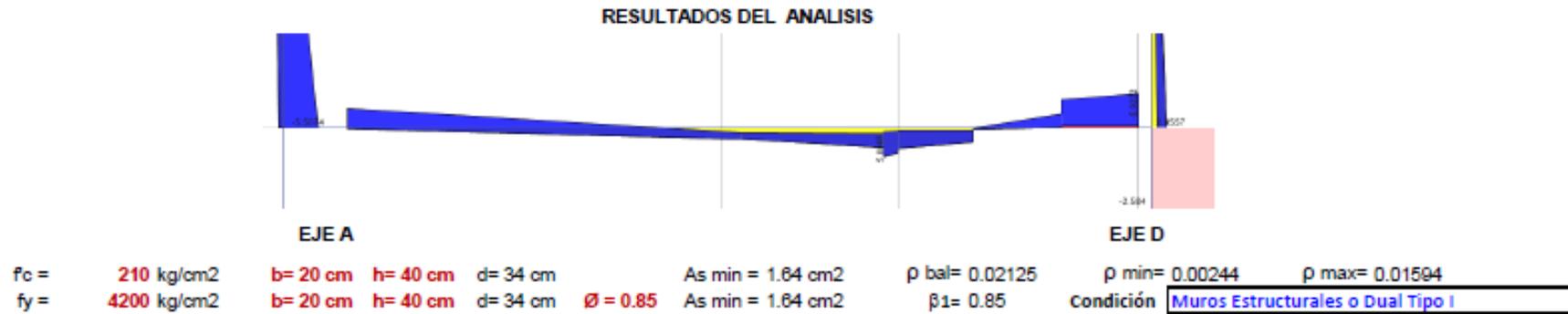


Figura 28. Diseño De vigas

	TRAMO 1-2 SUPERIOR			TRAMO 2-3 SUPERIOR			TRAMO 3-4 SUPERIOR			TRAMO 4-5 SUPERIOR			TRAMO 5-6 SUPERIOR		
Elemento	(-)	(-) Centro	(-)	(-)	(-) Centro	(-)	(-)	(-) Centro	(-)	(-)	(-) Centro	(-)	(-)	(-) Centro	(-)
Mu (ton-m)	0.00	0.72	1.75	8.17	0.00	8.68									
a (cm)		1.40	3.50	6.60		7.10									
As (cm ²)	0.85	1.43	3.78	7.04	2.05	7.54									
Elección As 1															
As 2	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	2 Ø 5/8	4 Ø 5/8	2 Ø 5/8	4 Ø 5/8									
As 3															
As Coloc. (cm ²)	4.00	4.00	4.00	8.00	4.00	8.00									
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto									
	TRAMO 1-2 INFERIOR			TRAMO 2-3 INFERIOR			TRAMO 3-4 INFERIOR			TRAMO 4-5 INFERIOR			TRAMO 5-6 INFERIOR		
Elemento	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha	(+) Izquierda	(+) Centro	(+) Derecha
Mn (ton-m)	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0									
Mu (ton-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	4.56	0.00									
a (cm)					3.70										
As (cm ²)	0.85	0.85	0.85	2.05	3.75	2.05									

Elección As 1																
As 2				2 Ø 5/8	4 Ø 5/8	2 Ø 5/8										
As 3	2 Ø 1/2	2 Ø 1/2	2 Ø 1/2													
As Coloc. (cm2)	2.58	2.58	2.58	4.00	8.00	4.00										
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto										
	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	Vu (Cara)	Vu (d)	Vu (2d)	
Vu (ton)	10.49	6.77	3.05	10.41	5.29	0.17										
ØVc (kg)	2,285	5,549	5,549	5,549	5,549	5,549										
ØVs (kg)	9,653	1,436	-2,940	5,719	-305	-6,328										
Estribos (Ø)	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"										
Asv (cm2)	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42										
"s" (cm)	21.01	141.18	S Confinam.	35.46	S Confinam.	S Confinam.										
"S" (cm)xCapacidad	2			2												
Elección	1 @ 0.05 + Rto@0.1		1 @ 0.05 + 8 @ 0.10+ Rto@25													

Figura 29. Diseño de Losa Aligerada Ejes A,C y E

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA
PAÑO EJES A, C y E

Losa aligerada en un sentido $h = 0.20$ m $d = 0.17$ m $b = 0.40$ $bw = 0.10$ $f'c = 210$ kg/cm² $f_y = 4200$ kg/cm²

Datos: Uso Aulas		METRADO DE CARGAS		(para Pasadizo)		Carga Viva	
Acabados :	100 kg/m ²	Carga Muerta				Sobrecarga = 200 kg/m ²	
Losa h=0.20 m :	300 kg/m ²	Peso Propio de losa = 300 kg/m ²					
Tabiquería :	kg/m ²	Piso terminado = 100 kg/m ²					
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Tabiquería = 400 kg/m ²					
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Vivienda					
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Pasadizo					
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Techo					

Carga Última: (por metro) $W_u = 1.4 D + 1.7 L$ $W_u = 900$ kg/m. Carga Última: (por viqueta) $W_u = 360$ kg/m. ($W_u \cdot 0.40$)

ANÁLISIS Usando el Método de los Coeficientes

MOMENTOS POSITIVOS								
Apoyos :	A	C	E	PAÑO :	A-C	C-E	C-D	D-E
M (-) =	236 kg-m	621 kg-m	118 kg-m	M (+) =	502 kg-m	142 kg-m		
As (-) =	0.41 cm ²	1.07 cm ²	0.20 cm ²	As (+) =	0.87 cm ²	0.25 cm ²		
a =	1.00 cm	2.50 cm	0.50 cm	a =	0.50 cm	0.10 cm		
As (-) =	0.38 cm ²	1.04 cm ²	0.19 cm ²	As (+) =	0.79 cm ²	0.22 cm ²		
Elección	3/8	1/2	3/8	Elección	1/2	1/2		
As Coloc. (cm ²)	0.71	1.29	0.71	As Coloc. (cm ²)	1.29	1.29		
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Resultado	Correcto	Correcto		

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$ **$V_c = 1,306$ Kg**

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo i	Cara del Primer apoyo int	Cara de apoyo Exterior	Cara de apoyo Exterior
A	C	E		
$V_1 = 713$ kg-m	$V_2 = 700$ kg-m	$V_2 = 504$ kg-m	$V_3 =$	$V_3 =$
CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO

Figura 30. Diseño de Losa Aligerada Ejes C y E

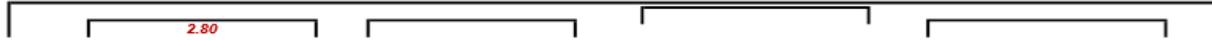
DISEÑO DE LOSA ALIGERADA
PAÑO EJES C y E

Losa aligerada en un sentido $h = 0.20$ m $d = 0.17$ m $b = 0.40$ m $b_w = 0.10$ m $f'c = 210$ kg/cm² $f_y = 4200$ kg/cm²

Datos : Uso Aulas		METRADO DE CARGAS		(para Pasadizo)		Carga Viva	
Acabados :	100 kg/m ²	Carga Muerta				Sobrecarga = 200 kg/m ²	
Losa h=0.20 m :	300 kg/m ²	Peso Propio de losa =		300	kg/m ²		
Tabiquería :	kg/m ²	Piso terminado =		100	kg/m ²		
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Vivienda	Tabiquería =	400	kg/m ²		
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Pasadizo					
Sobrecarga :	200 kg/m ²	Techo					

Carga Última: (por metro) $W_u = 1.4 D + 1.7 L$ $W_u = 900$ kg/m. **Carga Última:** (por viqueta) $W_u = 360$ kg/m. (Wu*0.40)

ANÁLISIS Usando el Método de los Coeficientes



MOMENTOS NEGATIVOS				MOMENTOS POSITIVOS			
Apoyos :	C	E		PAÑO :	C-E		
$M (-) =$	118 kg-m	118 kg-m		$M (+) =$	392 kg-m		
$As (-) =$	0.20 cm ²	0.20 cm ²		$As (+) =$	0.68 cm ²		
$a =$	0.50 cm	0.50 cm		$a =$	0.40 cm		
$As (-) =$	0.19 cm ²	0.19 cm ²		$As (+) =$	0.62 cm ²		
Elección	3/8	3/8		Elección	1/2		
As Coloc. (cm ²)	0.71	0.71		As Coloc. (cm ²)	1.29		
Resultado	Correcto	Correcto		Resultado	Correcto		

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$ **$V_c = 1,306$ Kg**

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo i	Cara del Primer apoyo int	Cara de apoyo Exterior	Cara de apoyo Exterior
C	E			
$V1 = 504$ kg-m	$V2 = 504$ kg-m	$V2 =$	$V3 =$	$V3 =$
CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO

Figura 31. Diseño de Losa Aligerada Ejes A,B,C y E

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

PAÑO EJES A, B, C y E

Losa aligerada en un sentido $h = 0.20$ m $d = 0.17$ m $b = 0.40$ $bw = 0.10$ $f'c = 210$ kg/cm² $f_y = 4200$ kg/cm²

Datos : Uso Aulas		METRADO DE CARGAS		(para Pasadizo)		Carga Viva	
Acabados :	100 kg/m ²	Carga Muerta				Sobrecarga = 200 kg/m ²	
Losa h=0.20 m :	300 kg/m ²	Peso Propio de losa =		300	kg/m ²		
Tabiquería :	kg/m ²	Piso terminado =		100	kg/m ²		
Sobrecarga :	200 kg/m ² Vivienda	Tabiquería =		400	kg/m ²		
Sobrecarga :	200 kg/m ² Pasadizo						
Sobrecarga :	200 kg/m ² Techo						

Carga Última: (por metro) $Wu = 1.4 D + 1.7 L$ $Wu = 900$ kg/m. Carga Última: (por viqueta) $Wu = 360$ kg/m. (Wu*0.40)

ANÁLISIS Usando el Método de los Coeficientes



MOMENTOS NEGATIVOS					MOMENTOS POSITIVOS				
Apoyos :	A	B	C	E	PAÑO :	A-B	B-C	C-E	
M (-) =	118 kg-m	342 kg-m	607 kg-m	118 kg-m	M (+) =	377 kg-m		542 kg-m	
As (-) =	0.20 cm ²	0.59 cm ²	1.05 cm ²	0.20 cm ²	As (+) =	0.65 cm ²		0.94 cm ²	
a =	0.50 cm	1.40 cm	2.50 cm	0.50 cm	a =	0.40 cm		0.60 cm	
As (-) =	0.19 cm ²	0.56 cm ²	1.02 cm ²	0.19 cm ²	As (+) =	0.59 cm ²		0.86 cm ²	
Elección	3/8	1/2	1/2	3/8	Elección	1/2	1/2	1/2	
As Coloc. (cm ²)	0.71	1.29	1.29	0.71	As Coloc. (cm ²)	1.29	1.29	1.29	
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $Vc = 0.53 \sqrt{f'c} bw * d$ $Vc = 1,306$ Kg

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo in	Cara del Primer apoyo i	Cara de apoyo Exterior	Cara de apoyo Exterior
A	B	C	E	
$V1 = 504$ ka-m	$V2 = 395$ ka-m	$V2 = 460$ ka-m	$V3 = 616$ ka-m	$V3 =$
CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO

Figura 32. Diseño de Losa Aligerada

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

PAÑO EJES A, B y E

Losa aligerada en un sentido $h = 0.20$ m $d = 0.17$ m $b = 0.40$ $b_w = 0.10$ $f'c = 210$ kg/cm² $f_y = 4200$ kg/cm²

Datos : Uso Aulas		METRADO DE CARGAS (para Pasadizo)		Carga Viva	
Acabados :	100 kg/m ²	Carga Muerta		Sobrecarga = 200 kg/m²	
Losa h=0.20 m :	300 kg/m ²	Peso Propio de losa = 300 kg/m ²			
Tabiquería :	kg/m ²	Piso terminado = 100 kg/m ²			
Sobrecarga :	200 kg/m ² Vivienda	Tabiquería = 400 kg/m ²			
Sobrecarga :	200 kg/m ² Pasadizo				
Sobrecarga :	200 kg/m ² Techo				

Carga Última: (por metro) $W_u = 1.4 D + 1.7 L$ $W_u = 900$ kg/m. **Carga Última:** (por vigueta) $W_u = 360$ kg/m. ($W_u * 0.40$)

ANÁLISIS Usando el Método de los Coeficientes



MOMENTOS NEGATIVOS				MOMENTOS POSITIVOS			
Apoyos :	A	B	E	PAÑO :	A-B	B-E	
M (-) =	118 kg-m	711 kg-m	311 kg-m	M (+) =	82 kg-m	611 kg-m	
As (-) =	0.20 cm ²	1.23 cm ²	0.54 cm ²	As (+) =	0.14 cm ²	1.06 cm ²	
a =	0.50 cm	2.90 cm	1.30 cm	a =	0.10 cm	0.60 cm	
As (-) =	0.19 cm ²	1.21 cm ²	0.50 cm ²	As (+) =	0.13 cm ²	0.97 cm ²	
Elección	3/8	3/8	3/8	Elección	3/8	1/2	
As Coloc. (cm ²)	0.71	1.42	0.71	As Coloc. (cm ²)	0.71	1.29	
Resultado	Correcto	Correcto	Correcto	Resultado	Correcto	Correcto	

Fuerza Cortante que resiste el concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$ $V_c = 1,306$ kg

Cara de apoyo Exterior	Cara del Primer apoyo i	Cara del Primer apoyo int	Cara de apoyo Exterior	Cara de apoyo Exterior
A	B	E		
$V_1 = 256$ kg-m	$V_2 = 976$ kg-m	$V_2 = 663$ kg-m	$V_3 =$	$V_3 =$
CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO	CORRECTO

Figura 33. Diseño de Escaleras

DISEÑO DE ESCALERAS

DATOS GENERALES

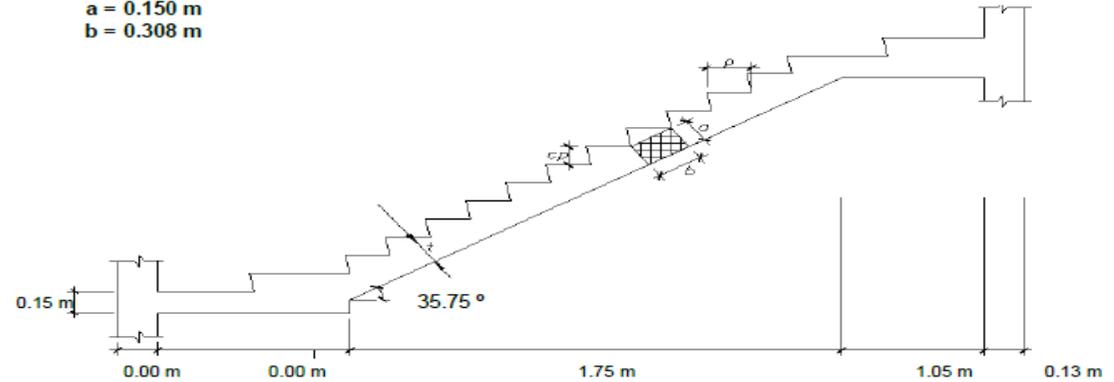
Resistencia Concreto (f'c)	210 kg/cm ²
Altura de Contra paso (Cp)	0.180 m
Ancho de Pasos (P)	0.250 m
Luz Libre	2.800 m
Luz a ejes	2.865 m
Ancho de Escalera	1.000 m
Espesor de Garganta (t)	0.150 m
Metrados de Carga	

Predimensionamiento	
Luz de análisis	2.800 m
L/ 25	0.12 m
a =	0.150 m
b =	0.308 m

Denominación	NOMENCLATURA	
	E1	Tramo
		2

Sobrecarga (s/c)	0.20 Tn/m ²
Peso de Piso terminado	0.12 Tn/m ²
Peralte Efectivo (d)	0.120 m

TRAMO INCLINADO	
Peso Propio	0.66 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.78 Tn/m
Carga Viva	0.20 Tn/m
DESCANSO	
Peso Propio	0.36 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.48 Tn/m
Carga Viva	0.20 Tn/m
CARGAS DE DISEÑO	
Wu (Tramo Inclinado)	1.43 Tn/m
Wu (Descansos)	1.01 Tn/m
Ponderado de cargas (Wu)	1.30 Tn/m



ANALISIS ESTRUCTURAL

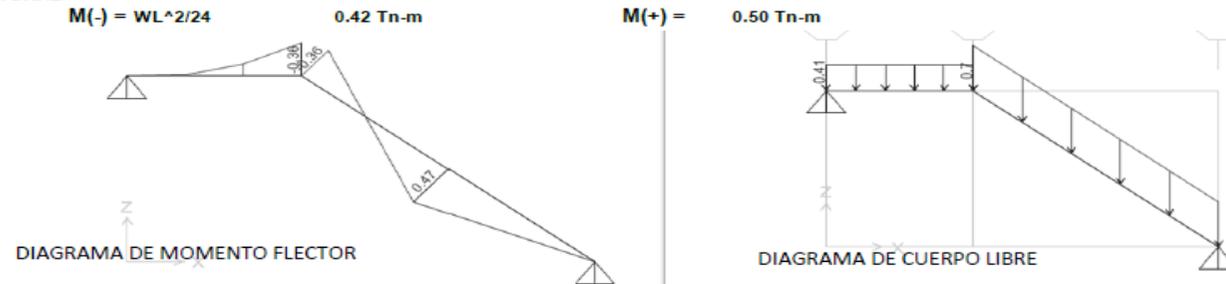


Figura 34. Diseño de Escaleras

DISEÑO ESTRUCTURAL

MOMENTO NEGATIVO

Mu =	0.42 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	12.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim. =	3.0 cm

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad K_u = 2.94$$

MOMENTO POSITIVO

Mu =	0.50 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	12.0 cm
d =	12.0 cm
f _c =	210 kg/cm ²
Recubrim. =	3.0 cm

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad K_u = 3.47$$

AS DE REPARTICION

AS= 2.16 cm²

USAR	Ø 3/8"	4	@ 31 cm
	Ø 1/2"	2	@ 94 cm

DISEÑO DE ESCALERAS

$$A_s = \frac{M_u}{(\phi f_y \cdot 0.9 \cdot d)} = 1.04 \text{ cm}^2 \quad a = 0.20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\phi f_y \cdot (d - a/2))} = 0.94 \text{ cm}^2 \quad = A_c \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b) = 0.20 \text{ cm}$$

ρ min= 0.0018
ρ max= 0.0159

As minimo : 2.16 cm²
As = 2.16 cm² CORRECTO

USAR	Ø 3/8"	4	@ 31 cm	OK
	Ø 1/2"	2	@ 94 cm	OK
	Ø 5/8"	2	@ 94 cm	OK
	Ø 3/4"	1	@ 94 cm	OK

As colocada = 2.84 cm² Mrest = 1.28 Tn-m CONFORME

$$A_s = \frac{M_u}{(\phi f_y \cdot 0.9 \cdot d)} = 1.22 \text{ cm}^2 \quad a = 0.30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(\phi f_y \cdot (d - a/2))} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad = A_c \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b) = 0.30 \text{ cm}$$

ρ min= 0.0018
ρ max= 0.0159

As minimo : 2.16 cm²
As = 2.16 cm² CORRECTO

USAR	Ø 3/8"	4	@ 31 cm	OK
	Ø 1/2"	2	@ 94 cm	OK
	Ø 5/8"	2	@ 94 cm	OK
	Ø 3/4"	1	@ 94 cm	OK

As colocada = 2.84 cm² Mrest = 1.27 Tn-m CONFORME

RESUMEN			
As Negativo	Ø 3/8"	25 cm	OK
As Positivo	Ø 3/8"	25 cm	OK
As Repartición	Ø 3/8"	25 cm	OK

Figura 35. Diseño de Escaleras

DISEÑO DE ESCALERAS

DATOS GENERALES

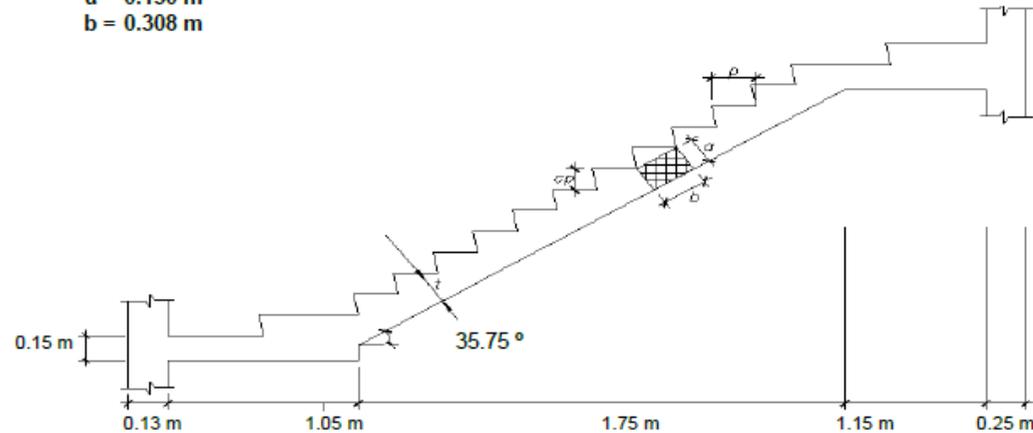
Resistencia Concreto (f'c)	210 kg/cm ²	Predimensionamiento
Altura de Contra paso (Cp)	0.180 m	
Ancho de Pasos (P)	0.250 m	Luz de análisis
Luz Libre	3.950 m	
Luz a ejes	4.140 m	L/ 25
Ancho de Escalera	1.000 m	a = 0.150 m
Espesor de Garganta (t)	0.150 m	b = 0.308 m

NOMENCLATURA			
Denominación	E1	Tramo	2

Sobrecarga (s/c)	0.20 Tn/m ²
Peso de Piso terminado	0.12 Tn/m ²
Peralte Efectivo (d)	0.120 m

Metrados de Carga

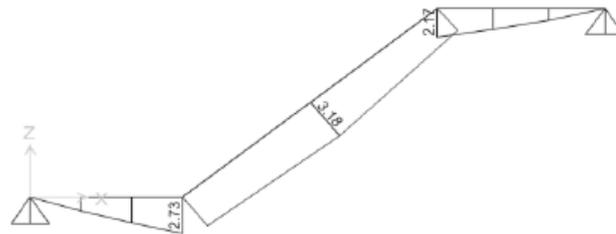
TRAMO INCLINADO	
Peso Propio	0.66 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.78 Tn/m
Carga Viva	0.20 Tn/m
DESCANSO	
Peso Propio	0.36 Tn/m
Piso terminado	0.12 Tn/m
Carga Muerta	0.48 Tn/m
Carga Viva	0.20 Tn/m
CARGAS DE DISEÑO	
Wu (Tramo Inclinado)	1.43 Tn/m
Wu (Descansos)	1.01 Tn/m
Ponderado de cargas (Wu)	1.25 Tn/m



ANALISIS ESTRUCTURAL

$M(-) = WL^2/24$ 0.81 Tn-m

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



$M(+) = 3.10 Tn-m$

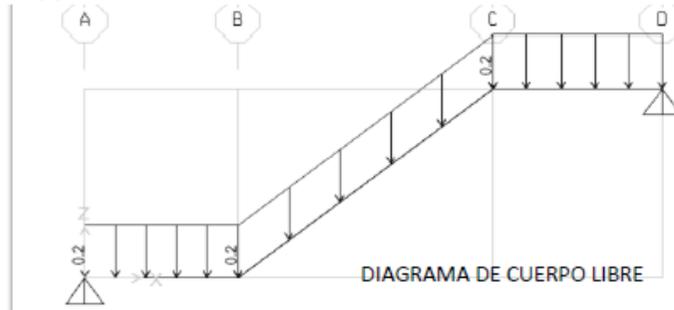


Figura 36. Diseño de Escaleras

DISEÑO DE ESCALERAS

DISEÑO ESTRUCTURAL

MOMENTO NEGATIVO

Mu =	0.81 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f'c =	210 kg/cm2
Recubrim. =	3.0 cm

$$As = Mu/(\phi fy * 0.9 * d) = 1.99 \text{ cm}^2 \quad a = 0.50 \text{ cm}$$

$$As = Mu/(\phi fy * (d - a/2)) = 1.82 \text{ cm}^2 = As \cdot fy / (0.85 * f'c * b) = 0.40 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} : 2.70 \text{ cm}^2$$

As =	2.70 cm2	CORRECTO
------	----------	----------

VARILLA	N° VAR INICIAL	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR FINAL	S	COND
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK
Ø 5/8"	2	@ 94 cm	@ 40 cm	FALSO	4	@ 31 cm	OK

As colocada =	2.84 cm2	Mrest = 1.27 Tn-m	CONFORME
---------------	----------	-------------------	----------

MOMENTO POSITIVO

Mu =	3.10 Tn-m
b =	100.0 cm
h =	15.0 cm
d =	12.0 cm
f'c =	210 kg/cm2
Recubrim. =	3.0 cm

$$As = Mu/(\phi fy * 0.9 * d) = 7.59 \text{ cm}^2 \quad a = 1.80 \text{ cm}$$

$$As = Mu/(\phi fy * (d - a/2)) = 7.39 \text{ cm}^2 = As \cdot fy / (0.85 * f'c * b) = 1.70 \text{ cm}$$

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

$$As \text{ minimo} : 2.70 \text{ cm}^2$$

As =	7.39 cm2	CORRECTO
------	----------	----------

VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX	COND	N° VAR	S	COND
USAR Ø 3/8"	11	@ 9 cm	@ 40 cm	OK	11	@ 9 cm	OK
Ø 1/2"	6	@ 19 cm	@ 40 cm	OK	6	@ 19 cm	OK
Ø 5/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm	OK	4	@ 31 cm	OK

As colocada =	7.74 cm2	Mrest = 3.26 Tn-m	CONFORME
---------------	----------	-------------------	----------

AS DE REPARTICION

AS =	2.70 cm2		
VARILLA	N° VAR	S INICIAL	S MAX
USAR Ø 3/8"	4	@ 31 cm	@ 40 cm
Ø 1/2"	3	@ 47 cm	@ 40 cm

RESUMEN		
As Negativo	Ø 3/8"	20 cm
As Positivo	Ø 1/2"	15 cm
As Repartición	Ø 3/8"	25 cm

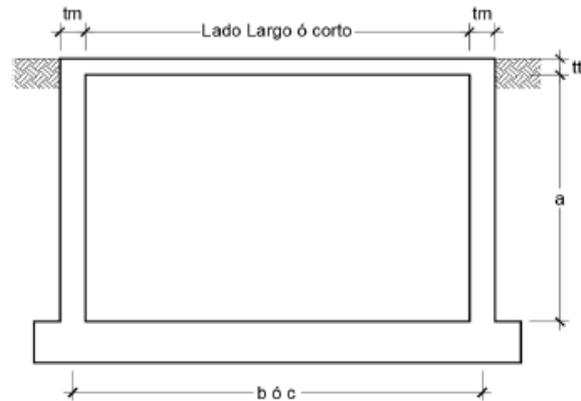
OK
OK
OK

Figura 37. Diseño de piscina

DATOS PARA EL DESARROLLO

Datos de la Estructura

Lado Largo (eje)	b =	4.26 m
Lado Corto (eje)	c =	2.26 m
Altura total	a =	1.10 m
Borde Libre	h' =	0.20 m
Considerar borde Libre		NO
Altura de agua	Hagua =	1.10 m
Espesor Muro	t _m =	0.20 m
Recub. Muro	r _m =	0.05 m
d Muro	d _m =	14 cm
Espesor Techo	t _t =	0.00 m
Recub. Techo	r _t =	0.00 m
d Techo	d _t =	0 cm



E= 250998 kg/cm² b= **100.00 cm**

Datos de los Materiales

Peso específico del Concreto Armado (γ _{CA})	2400 kg/m³	Factor de Zona	0.35	Z3
Peso específico del Agua (γ _a)	1000 kg/m ³	Factor de Uso	1.50	sencial (A.2)
Peso específico del Terreno (γ _t)	1645 kg/m³	Factor de Suelo	1.20	S3
Peso específico del acabado (γ _{aca})	120 kg/m²	TP =	1.00	
Resistencia a compresión del concreto (f'c)	280 kg/cm²	TL =	1.60	
Resistencia a tracción del acero (fy)	4200 kg/cm²			
Sobrecarga (Cubierta)	500 kg/m²			
Capacidad Portante del Suelo	0.68 kg/cm²			
Modulo de balasto	2.11 kg/cm³			

<u>Datos de los Materiales</u>				
Peso específico del Concreto Armado (γ _{CA})	2400 kg/m³	Factor de Zona	Valor 0.35	Z3
Peso específico del Agua (γ _a)	1000 kg/m ³	Factor de Uso	1.50	sencial (A.2)
Peso específico del Terreno (γ _t)	1645 kg/m³	Factor de Suelo	1.20	S3
Peso específico del acabado (γ _{aca})	120 kg/m²	TP =	1.00	
Resistencia a compresión del concreto (f'c)	280 kg/cm²	TL =	1.60	
Resistencia a tracción del acero (fy)	4200 kg/cm²			
Sobrecarga (Cubierta)	500 kg/m²			
Capacidad Portante del Suelo	0.68 kg/cm²			
Módulo de balasto	2.11 kg/cm³			

DETERMINACIÓN DE LA CONDICION DE BORDE PAREDES Y LOSA

Calculando la Relación de rigidez entre el techo y las paredes

La condición de apoyo se evalúa, mediante la relación: $K_{\text{paredes}} / K_{\text{tapa}}$

$K_{\text{paredes}} / K_{\text{tapa}} > 8$ Apoyo Empotrado
 $K_{\text{paredes}} / K_{\text{tapa}} < 8$ Simplemente apoyado

$I_{\text{pared}} =$	88687 cm ⁴	$K_{\text{muro}} =$	608,480,000
$I_{\text{tapa}} =$	0 cm ⁴	$K_{\text{tapa}} =$	0

$K_{\text{paredes}} / K_{\text{tapa}} = 0.00$

Entonces El apoyo Superior es Libre

Diseño de paredes del tanque

Figura 38. Diseño de paredes del tanque

Calculando los Momentos en las franjas verticales de la pared del tanque, el cual se da para un metro de ancho, mediante la fórmula:

$q_1 = \gamma_{(a/d)} * H$

$q_1 = 1809.5 \text{ kg/m}^2$

Empuje generado por el Terreno

$M_{(x,y,z)} = \text{Coeficiente} * q * a^2 / 1000$

$M_{(x,y,z)} = 2.19 \text{ kg-m} * \text{Coeficiente}$

Para flexión.

Donde: $M_u = Wuf * M_{(x,y,z)}$ $Wuf = \text{Coef. sanitario} * \text{Coeficiente de Empuje}$

$Wuf = 1.30 * 1.70$ $Wuf = 2.21 \text{ kg/m}^3$

Por lo tanto: $M_u = 4.84 \text{ kg} * \text{Coeficiente}$

a) Cálculo de Momentos en X en Muro Largo del tanque $L = 4.26 \text{ m}$ Acero Vertical $b/a = 4.00$

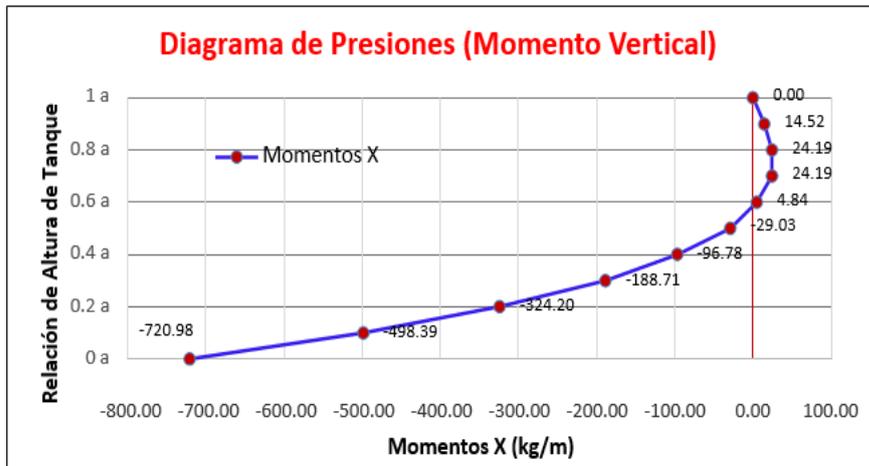
Tabla 13. Momentos en X en muro de piscina

Momento X	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-	0	0	0	0	0
0.9 a	0.99 m	-	-2	2	3	2	3
0.8 a	0.88 m	-	-1	5	6	5	5
0.7 a	0.77 m	-	0	6	7	5	5
0.6 a	0.66 m	-	2	6	5	2	1
0.5 a	0.55 m	-	2	4	-1	-5	-6
0.4 a	0.44 m	-	1	-3	-12	-18	-20
0.3 a	0.33 m	-	-3	-16	-29	-37	-39
0.2 a	0.22 m	-	-12	-35	-53	-64	-67
0.1 a	0.11 m	-	-27	-63	-87	-99	-103
0 a	0.00 m	0	-50	-101	-130	-145	-149

Momento X	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-	0	0	0	0	0
0.9 a	0.99 m	-	-2	2	3	2	3
0.8 a	0.88 m	-	-1	5	6	5	5
0.7 a	0.77 m	-	0	6	7	5	5
0.6 a	0.66 m	-	2	6	5	2	1
0.5 a	0.55 m	-	2	4	-1	-5	-6
0.4 a	0.44 m	-	1	-3	-12	-18	-20
0.3 a	0.33 m	-	-3	-16	-29	-37	-39
0.2 a	0.22 m	-	-12	-35	-53	-64	-67
0.1 a	0.11 m	-	-27	-63	-87	-99	-103
0 a	0.00 m	0	-50	-101	-130	-145	-149

1 a	1.10 m	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.9 a	0.99 m	-	-9.68	9.68	14.52	9.68	14.52
0.8 a	0.88 m	-	-4.84	24.19	29.03	24.19	24.19
0.7 a	0.77 m	-	0.00	29.03	33.87	24.19	24.19
0.6 a	0.66 m	-	9.68	29.03	24.19	9.68	4.84
0.5 a	0.55 m	-	9.68	19.36	-4.84	-24.19	-29.03
0.4 a	0.44 m	-	4.84	-14.52	-58.07	-87.10	-96.78
0.3 a	0.33 m	-	-14.52	-77.42	-140.32	-179.04	-188.71
0.2 a	0.22 m	-	-58.07	-169.36	-256.46	-309.68	-324.20
0.1 a	0.11 m	-	-130.65	-304.84	-420.97	-479.04	-498.39
0 a	0.00 m	0.0	-241.94	-488.72	-629.04	-701.62	-720.98

Figura 39. Diagrama de presiones - piscina



$$Mu_{(interior)} = 720.98$$

$$Mu_{(exterior)} = 24.19$$

Calculando el área de acero vertical necesario en la cara interior

$$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.27 \text{ cm}$$

$$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$a = As * fy / (0.85 * fc * b) = 0.24 \text{ cm}$$

min 0.003

Asmin= 4.20 cm²

As usar = 4.20 cm²

Usaremos As de 3/8

0.71 cm²

S= 0.169 m

Se colocará As en 1 capas

Acero Vertical - Cara Interior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

Calculando el área de acero vertical necesario en la cara exterior

$$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 0.05 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.01 \text{ cm}$$

$$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 0.05 \text{ cm}^2$$

$$a = As * fy / (0.85 * fc * b) = 0.01 \text{ cm}$$

min 0.003

Asmin= 4.20 cm²

As usar = 4.20 cm²

Usaremos As de 3/8

0.71 cm²

S= 0.169 m

Se colocará As en 1 capas

Acero Vertical - Cara Exterior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

b) Cálculo de Momentos en Y en **Muro Largo** del tanque L= 4.26 m

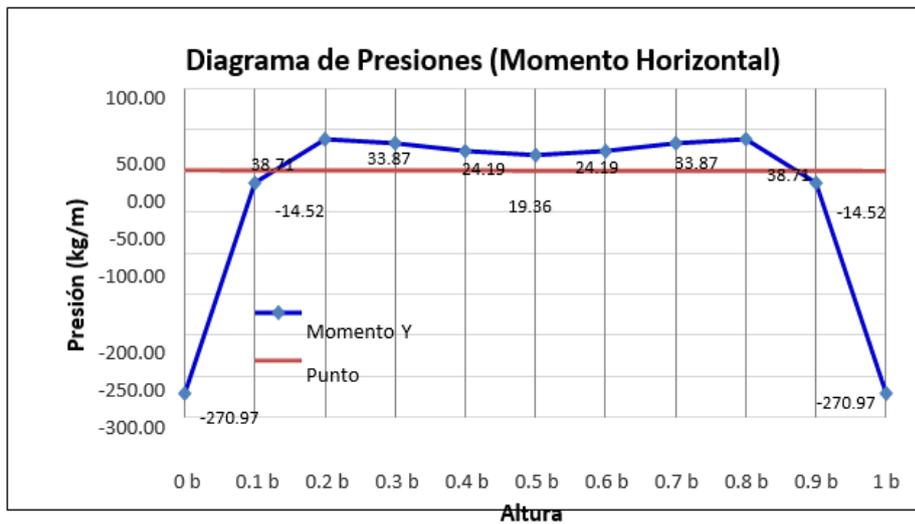
Acero Horizontal

Tabla 14. Momentos en Y en muros largos de la piscina

Momento Y	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-99	-14	13	17	16	15
0.9 a	0.99 m	-98	-12	13	16	14	13
0.8 a	0.88 m	-85	-10	12	15	13	12
0.7 a	0.77 m	-75	-7	11	13	11	10
0.6 a	0.66 m	-65	-5	10	10	8	7
0.5 a	0.55 m	-56	-3	8	7	5	4
0.4 a	0.44 m	-45	-1	5	3	0	-1
0.3 a	0.33 m	-32	-1	1	-3	-5	-6
0.2 a	0.22 m	-18	-2	-5	-9	-12	-12
0.1 a	0.11 m	-5	-5	-12	-17	-20	-20
0 a	0.00 m	0	-10	-20	-26	-29	-30

Momento Y	Distancia	0 b	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-479.04	-67.74	62.90	82.26	77.42	72.58
0.9 a	0.99 m	-474.20	-58.07	62.90	77.42	67.74	62.90
0.8 a	0.88 m	-411.30	-48.39	58.07	72.58	62.90	58.07
0.7 a	0.77 m	-362.91	-33.87	53.23	62.90	53.23	48.39
0.6 a	0.66 m	-314.52	-24.19	48.39	48.39	38.71	33.87
0.5 a	0.55 m	-270.97	-14.52	38.71	33.87	24.19	19.36
0.4 a	0.44 m	-217.75	-4.84	24.19	14.52	0.00	-4.84
0.3 a	0.33 m	-154.84	-4.84	4.84	-14.52	-24.19	-29.03
0.2 a	0.22 m	-87.10	-9.68	-24.19	-43.55	-58.07	-58.07
0.1 a	0.11 m	-24.19	-24.19	-58.07	-82.26	-96.78	-96.78
0 a	0.00 m	0.00	-48.39	-96.78	-125.81	-140.32	-145.16

Figura 40. Diagrama de presiones (momento horizontal)



$$Mu_{(interior)} = 270.97$$

$$Mu_{(exterior)} = 38.71$$

Calculando el área de acero horizontal necesario en la cara interior

$$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.10 \text{ cm}$$

$$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 0.09 \text{ cm}$$

min 0.003 Asmin= 4.20 cm² As usar = 4.20 cm²
 Usaremos As de 3/8 0.71 cm² S= 0.169 Se colocará As en 1 capas
 m

Acero Horizontal - Cara Interior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

Calculando el área de acero horizontal necesario en la cara exterior

$$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 0.08 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.01 \text{ cm}$$

$$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 0.07 \text{ cm}^2$$

$$a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 0.01 \text{ cm}$$

min 0.003 Asmin= 4.20 cm² As usar = 4.20 cm²
 Usaremos As de 3/8 0.71 cm² S= 0.169 Se colocará As en 1 capas
 m

Acero Horizontal - Cara Exterior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

c) Cálculo de Momentos en X en **Muro Corto** del tanque

L= 2.26 m

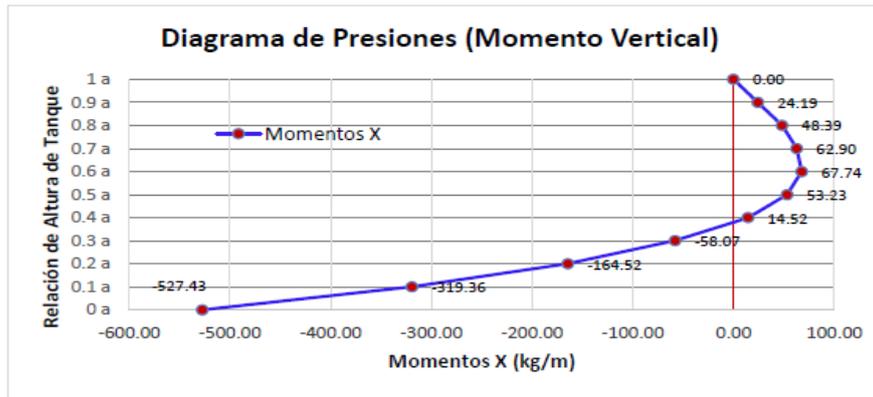
Acero Vertical c/a = 2.50

Tabla 15. Momentos en X en muro corto del tanque

Momento X	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-15	0	0	0	0	0
0.9 a	0.99 m	-16	-4	1	4	5	5
0.8 a	0.88 m	-15	-4	3	7	9	10
0.7 a	0.77 m	-13	-3	6	10	13	13
0.6 a	0.66 m	-12	-1	7	12	13	14
0.5 a	0.55 m	-11	1	8	10	11	11
0.4 a	0.44 m	-9	1	5	5	3	3
0.3 a	0.33 m	-6	0	-1	-6	-10	-12
0.2 a	0.22 m	-4	-4	-13	-24	-31	-34
0.1 a	0.11 m	-1	-12	-33	-51	-62	-66
0 a	0.00 m	0	-27	-63	-89	-104	-109

Momento X	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-72.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.9 a	0.99 m	-77.42	-19.36	4.84	19.36	24.19	24.19
0.8 a	0.88 m	-72.58	-19.36	14.52	33.87	43.55	48.39
0.7 a	0.77 m	-62.90	-14.52	29.03	48.39	62.90	62.90
0.6 a	0.66 m	-58.07	-4.84	33.87	58.07	62.90	67.74
0.5 a	0.55 m	-53.23	4.84	38.71	48.39	53.23	53.23
0.4 a	0.44 m	-43.55	4.84	24.19	24.19	14.52	14.52
0.3 a	0.33 m	-29.03	0.00	-4.84	-29.03	-48.39	-58.07
0.2 a	0.22 m	-19.36	-19.36	-62.90	-116.13	-150.00	-164.52
0.1 a	0.11 m	-4.84	-58.07	-159.68	-246.78	-300.00	-319.36
0 a	0.00 m	0.00	-130.65	-304.84	-430.65	-503.23	-527.43

Figura 41. Diagrama de Presiones (Momento Vertical)



$Mu_{(interior)} = 527.43$

$Mu_{(exterior)} = 67.74$

Calculando e Area de **Acero Vertical** necesario en la **CARA INTERIOR**

$As = Mu / (\phi fy * 0.9 * d) = 1.11 \text{ cm}^2$
 $a = 0.20 \text{ cm}$

$As = Mu / (\phi fy * (d - a/2)) = 1.00 \text{ cm}^2$
 $a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 0.18 \text{ cm}$

$\rho_{min} = 0.003$ $As_{min} = 4.20 \text{ cm}^2$ $As \text{ usar} = 4.20 \text{ cm}^2$

Calculando el área de acero vertical necesario en la cara interior

$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 1.11 \text{ cm}^2$
 $a = 0.20 \text{ cm}$

$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 1.00 \text{ cm}^2$
 $a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 0.18 \text{ cm}$

$\rho_{min} = 0.003$ $As_{min} = 4.20 \text{ cm}^2$ $As \text{ usar} = 4.20 \text{ cm}^2$

Usaremos As de 3/8 0.71 cm² S=0.169 se colocará As en 1 capas

Acero Vertical - Cara Interior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

Calculando el área de acero vertical necesario en la cara exterior

Calculando el área de Acero Vertical necesario en la CARA EXTERIOR

$As = Mu / (fy * 0.9 * d) = 0.14 \text{ cm}^2$
 $a = 0.03 \text{ cm}$

$As = Mu / (fy * (d - a/2)) = 0.13 \text{ cm}^2$
 $a = As * fy / (0.85 * f'c * b) = 0.02 \text{ cm}$

$\rho_{min} = 0.003$ $As_{min} = 4.20 \text{ cm}^2$ $As \text{ usar} = 4.20 \text{ cm}^2$
 Usaremos As de **3/8** 0.71 cm² S= 0.169 Se colocará As en 1 capas

Acero Vertical - Cara Exterior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

b) Cálculo de Momentos en Y en **Muro Corto** del tanque

$L = 2.26 \text{ m}$

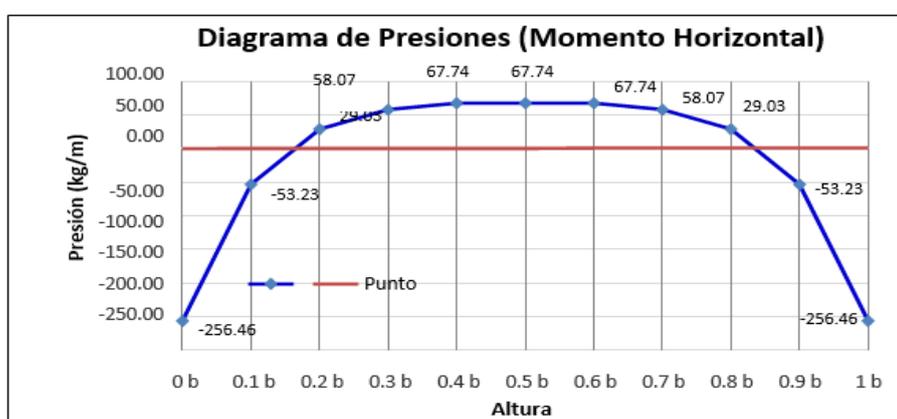
Acero Horizontal

Tabla 16. Momentos en Y en muro corto del tanque

Momento Y	Distancia	0	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-77	-28	4	20	26	28
0.9 a	0.99 m	-82	-25	4	18	24	26
0.8 a	0.88 m	-74	-22	5	17	22	24
0.7 a	0.77 m	-67	-19	6	16	20	21
0.6 a	0.66 m	-61	-15	6	14	17	18
0.5 a	0.55 m	-53	-11	6	12	14	14
0.4 a	0.44 m	-44	-7	5	8	9	9
0.3 a	0.33 m	-35	-4	3	4	3	3
0.2 a	0.22 m	-18	-3	-1	-2	-4	-4
0.1 a	0.11 m	-6	-3	-6	-9	-12	-12
0 a	0.00 m	0	-5	-13	-18	-21	-22

Momento Y	Distancia	0 b	0.1 b	0.2 b	0.3 b	0.4 b	0.5 b
		1 b	0.9 b	0.8 b	0.7 b	0.6 b	
Punto		0.00 m	0.43 m	0.85 m	1.28 m	1.70 m	2.13 m
		4.26 m	3.83 m	3.41 m	2.98 m	2.56 m	
1 a	1.10 m	-372.59	-135.49	19.36	96.78	125.81	135.49
0.9 a	0.99 m	-396.78	-120.97	19.36	87.10	116.13	125.81
0.8 a	0.88 m	-358.07	-106.45	24.19	82.26	106.45	116.13
0.7 a	0.77 m	-324.20	-91.94	29.03	77.42	96.78	101.61
0.6 a	0.66 m	-295.17	-72.58	29.03	67.74	82.26	87.10
0.5 a	0.55 m	-256.46	-53.23	29.03	58.07	67.74	67.74
0.4 a	0.44 m	-212.91	-33.87	24.19	38.71	43.55	43.55
0.3 a	0.33 m	-169.36	-19.36	14.52	19.36	14.52	14.52
0.2 a	0.22 m	-87.10	-14.52	-4.84	-9.68	-19.36	-19.36
0.1 a	0.11 m	-29.03	-14.52	-29.03	-43.55	-58.07	-58.07
0 a	0.00 m	0.00	-24.19	-62.90	-87.10	-101.61	-106.45

Figura 42. Diagrama de presiones (momento horizontal)



$Mu_{(interior)} = 256.46$

$Mu_{(exterior)} = 67.74$

Calculando el área de acero horizontal necesario en la cara interior

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot 0.9 \cdot d} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - a/2)} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 0.09 \text{ cm}$$

min 0.003 $A_{smin} = 4.20 \text{ cm}^2$ $A_s \text{ usar} = 4.20 \text{ cm}^2$
 Usaremos As de 3/8 0.71 cm^2 $S = 0.169$ Se colocará As en 1 capas
 m

Acero Horizontal - Cara Interior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

Calculando el área de acero horizontal necesario en la cara exterior

Calculando e Area de Acero Horizontal necesario en la CARA EXTERIOR

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot 0.9 \cdot d} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.03 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot (d - a/2)} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 0.02 \text{ cm}$$

min 0.003 $A_{smin} = 4.20 \text{ cm}^2$ $A_s \text{ usar} = 4.20 \text{ cm}^2$
 Usaremos As de 3/8 0.71 cm^2 $S = 0.169$ Se colocará As en 1 capas
 m

Acero Horizontal - Cara Exterior		As colocada
Cumple	Ø 3/8 @ 0.150	4.73 cm ²

Tabla 17. Resumen de refuerzo en muros de cisterna

Muro	Cara	Refuerzo	As Col	Distribucion
Largo	Interior	Vertical	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
		Horizontal	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
	Exterior	Vertical	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
		Horizontal	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
Corto	Interior	Vertical	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
		Horizontal	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
	Exterior	Vertical	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150
		Horizontal	4.73 cm ²	Ø 3/8 @ 0.150

Control de fisuras: se realiza bajo cargas de servicio

Se conoce que: $M_u = 720.98 \text{ kg-m}$ $A_s = \text{Ø } 3/8 @ 0.150 = 4.73 \text{ cm}^2$

$M_s = \frac{720.98}{2.21} \text{ kg-m}$ $M_s = 326.23 \text{ kg-m}$

$f_s = \frac{M_s}{0.9 \cdot d \cdot A_s}$ $f_s = 547.01 \text{ kg/cm}^2$

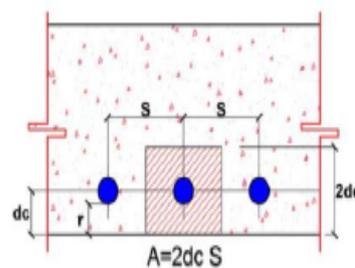
- Según la NTE.060 $f_s = 0.60 * f_y$ f_s
= 2,520.00 kg/cm²
- Según el ACI.318 $f_s = 2/3 * f_y$ f_s
= 2,800.00 kg/cm²
- Según el ACI.350 $f_s = 0.45 * f_y$ f_s
= 1,890.00 kg/cm²

Usaremos el promedio de $f_s = 1,258.50 \text{ Kg/cm}^2$

Espaciamiento máximo para el control de grietas

Asumimos $Z = 17000$ ACI 350

$$S_{max} = \frac{0.5 * Z^3}{d_c^2 * f_s^3}$$



$d_c = 5.48 \text{ cm}$

Esquema para el cálculo del espaciamiento máximo para control de fisuras

$S_{max} = 45.30 \text{ cm}$ La separación planteada **Controla** el ancho de grietas

Según el ACI.318-02, se modificó el procedimiento para el control de fisura, estas disposiciones fijan indirectamente un ancho de grietas máximo de 0.4 mm (0.016"), el cual indica que la separación máxima debe ser:

$$S \leq \frac{96,000}{f_s} - 2.5 * C_c$$

$$S \leq 25 \text{ cm}$$

Se concluye que la separación máxima del refuerzo debería estar entre 25 cm y 27 cm

$$S \leq 30 * (2520 / f_s)$$

$$S \leq 27 \text{ cm}$$

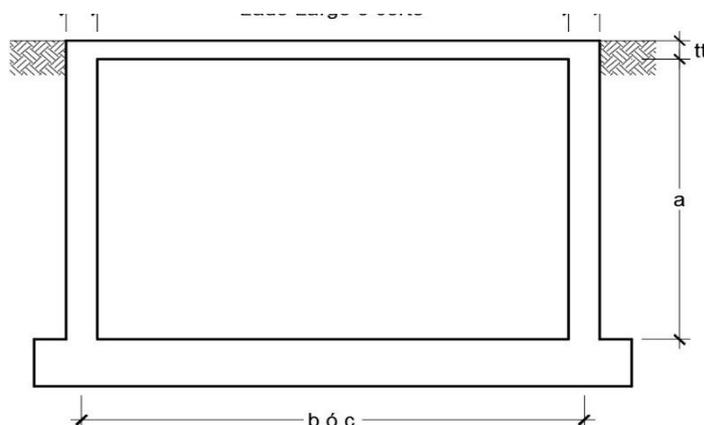
La separación propuesta **Controla** el ancho de grietas

Por lo tanto usará $\varnothing 3/8 @ 0.150$ para todos los paños

Diseño de losa de fondo

Se muestra un sistema de fuerzas cuando el tanque está vacío

Figura 43. Diseño de losa de fondo



Para un 1.00 metros (metrado)

Elemento	Cantidad	Espesor	L	A	Peso	Total	WD
Carga Muerta							
Losa Superior	0.00	0.00	4.06	1.00	2400	0.00	1,056.00
Acabado	0.00	1.00	4.46	1.00	120	0.00	
Muros Tanque	2.00	0.20	1.10	1.00	2400	1,056.00	
Tabiques Fijos	0.00	1.00	4.46	1.00	0	0.00	
Carga Viva							WL
Tabiq. Móvil	1.00	1.00	4.46	1.00	0	0.00	2,230.00
Sobrecarga	1.00	1.00	4.46	1.00	500	2,230.00	

Calculo de cargas ultimas para losas

	COMBINACIONES	CM	CV	CS	TOTAL
PRIMERA	1.4 WD + 1.7 WL	1,478.40	3,791.00	0	5,269.40
SEGUNDA	1.25 (CM + CV) +- CS	1,320.00	2,787.50	0	4,107.50
TERCERA	0.9 CM +- CS	950.40	0	0	950.40

Predomina la primera combinación de carga >>>> $W_u = 5,269.40 \text{ kg/m}$

Reacción Neta (W_n):	$W_n = W_u / (L * b)$	$W_n =$	1,181.48 kg/m
Cálculo del momento (+):	$M (+) = W_n * L^2 / 8$	$M (+) =$	2,434.38 kg.m
Cálculo del momento (-):	$M (-) = W_n * L^2 / 16$		

Cálculo del peralte: "d" $M = 0.5 * f_{cc} * k * J * b * d^2$ $d^2 = \frac{2 * M}{f_{cc} * k * J * b}$ $f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$

Tenemos:

$E_s = 2.10E+06$	$n = 8.37$	$k = 0.334$	$b = 100$
$E_c = 250998$	$r = 16.67$	$J = 0.889$	
	$f_{cc} = 126.00 \text{ kg/cm}^2$		$M = 2,434.38$
$d^2 = 130.11$	$d = 11.41$	Asumiremos	T= 20 cm $d = 15 \text{ cm}$

Calculo de acero

As mínimo: $0.0018 * B * T$

As mínimo: **3.60 cm²**

$M_{(superior)} = 2,434.38 \text{ kg.m}$
 $1,217.19 \text{ kg.m}$

$M_{(inferior)} =$

$A_s = M_u / (f_y * 0.9 * d) = 4.77 \text{ cm}^2$
 $A_s = M_u / (f_y * 0.9 * d) = 2.39 \text{ cm}^2$ $a = 0.80 \text{ cm}$
 $a = 0.40 \text{ cm}$
 $A_s = M_u / (f_y * (d - a/2)) = \mathbf{4.41 \text{ cm}^2}$
 $A_s = M_u / (f_y * (d - a/2)) = \mathbf{2.18 \text{ cm}^2}$
 $a = A_s * f_y / (0.85 * f'c * b) = 0.80 \text{ cm}$
 $a = A_s * f_y / (0.85 * f'c * b) = 0.40 \text{ cm}$

Acero Superior		Acero Inferior	
Área As	Colocar	Área As	Colocar
4.41 cm ²	Ø 3/8 @ 0.15	3.60 cm ²	Ø 3/8 @ 0.18

As Temperat. : $0.0018 * B * T = 3.60 \text{ cm}^2$

Acero Temperatura en FONDO	
Cumple	Ø 3/8 @ 0.18

V. DISCUSIÓN

Teniendo en cuenta las referencias de Alzate y, de Almirón y Yndigoyen, sobre elementos estructurales y diseño estructural respectivamente, pues reafirmamos la importancia de un adecuado diseño estructural para garantizar la integridad y salud de las personas que usarán y/o habitarán dichos espacios, como lo menciona la Organización Panamericana de la Salud.

Por tanto como proponen Cabello y Bohl independientemente en sus investigaciones, es importantísimo hacer los respectivos estudios geotécnicos cualitativos del terreno donde se quiere proyectar la construcción, entre ellos, el cálculo de la capacidad portante del suelo, nos arrojará datos específicos sobre la profundidad requerida por la cimentación y el tipo específico de cimentación a usarse, en base a resistencias, riesgos y costos.

Al respecto, hemos visto el estudio comparativo realizado por Alfaro y Copello, en un edificio de 5 pisos en la ciudad de Lima, con sistema dual, observando secciones brutas y agrietadas y el comportamiento de las cimentaciones frente a estos, y concluye que, se reducen las fuerzas internas en los elementos estructurales a través del uso de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura.

Deben considerarse las normas E030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018a) y E050 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018b), E070 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2006), para un diseño adecuado teniendo en cuenta factores de la topografía y características del suelo y agentes externos como posibles movimientos sísmicos.

Tal como plantea Puémape (2005) en el desarrollo del condominio “Ciudad verde”, siendo este en un sector con nivel freático, lo primero es el mejoramiento de suelo, a través de un sistema de drenaje para controlar en nivel de agua, caso contrario pueden producirse infiltraciones que debilitarían la cimentación, por ello es que, para el caso de vivienda en Asia, Cañete, se plantea la aplicación de un sistema de drenaje además, como lo hicieron Díaz, Escobar y Olivo (2009), en su tesis sobre la aplicación de geosintéticos en la estructura de pavimentos, teniendo en cuenta el volumen o caudal de agua, y la permeabilidad que se desea tener (en algún porcentaje o nula), se optó por la impermeabilización del suelo en el área de construcción de la cimentación a través del uso de geomembrana en toda la base de la misma, la construcción de barreras laterales, el relleno compactado hasta

0.5m al 95% con material granulado, para el mejoramiento del suelo. Todas estas estrategias son aplicadas antes de la construcción de la cimentación, para incrementar la capacidad portante del suelo de Asia, Cañete de 0.9 kg/cm² hasta 1.24 kg/cm²,

Farina y Huapaya (2019) tuvieron como objetivo primordial realizar la proposición de una cimentación superficial para un centro comercial de tres pisos, donde los autores pudieron concluir que, en el terreno evaluado es factible el uso de cimientos superficiales, donde los cálculos realizados resultan válidos para los suelos similares con estratos licuables de hasta aproximadamente 2.50 metros; en tal sentido, según el estudio realizado en Asia, Cañete, el uso de cimentaciones superficiales es adecuado y óptimo, optando por las zapatas corridas con vigas de cimentación, con concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$, para elementos que están en contacto con el terreno, cemento tipo V; con límite de fluencia del acero de refuerzo de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, cimentación flexible y de comportamiento sólo a compresión y zapatas corridas con espesor de $e=0.50$, que se fue incrementando de acuerdo a los esfuerzos por punzonamiento en la interfaz columna cimentación.

El diseño propuesto en este trabajo de investigación se hizo de acuerdo a la norma E.060 del RNE, con los esfuerzos máximos de la envolvente, ya sea para flexión, corte por flexión y punzonamiento.

VI. CONCLUSIONES

- ✓ A partir del estudio de mecánica de suelos realizado para el diseño de la edificación se determina una capacidad portante suelo de apoyo (q_{ad}) de 0.9587 kg/cm^2 , un $D_f=1.30\text{m}$; el diseño estructural obtenido fluctúa en relación a un ángulo de fricción de 34° , ángulo de fricción corregido de 24° , ancho de cimentación (B) 1.0 m , peso unitario para el suelo de apoyo 1.645kg/cm^3 , con un factor de seguridad de $F.S=3$ y asentamiento permisible (s) de 0.6m que es menor de $1''(2.54 \text{ cm.})$ recomendado para este tipo de estructuras (según la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones que dice que para Edificaciones el Asentamiento Permisible es de $1''$), por lo tanto no se presentaran problemas por asentamiento.
- ✓ De los datos obtenidos del índice de colapso inicial y total: $I_{co}= 2,804$ $I_{ct}=8,21$ "Esfuerzo Vertical-Relación de Vacíos" • $I_{co}= 2,8$ $I_{ct}=8,21$ "Esfuerzo Vertical-Porcentaje de Deformación".
- ✓ Al tener una capacidad portante de suelo de apoyo (q_{ad}) de 0.9587 kg/cm^2 y considerando el ensayo de colapso de suelo realizado, se determina que a medida que el nivel freático esté más cerca de la superficie, la capacidad portante empieza a disminuir.
- ✓ De acuerdo con los datos obtenidos del ensayo de colapso de suelo con la finalidad de darle solución a la elevación de nivel freático existe una diferencia entre en índice de colapso inicial y el índice de colapso total y esto se debe a que la muestra fue remoldeada, dándonos una diferencia de $5,4\%$, y nos da de resultado con la suma de esta diferencia un índice total, que nuestra muestra está en el rango de Moderado a severo.
- ✓ El colapso de los suelos es la disminución moderada de volumen cuando está con alto contenido de humedad, nuestra humedad obtenida es de $15,28 \%$, que es un valor de contenido de humedad relativamente bajo por lo que cumple con los requisitos de la Norma NTP 339.163.
- ✓ Además, hay que indicar que este factor es muy importante para la obtención de los asentamientos. Recordando de igual manera que en estado sumergido y bajo la aplicación de cargas verticales los suelos colapsables presentan un mayor asentamiento.

VII. RECOMENDACIONES

- ✓ Al tener una capacidad portante de suelo de apoyo (q_{ad}) de 0.9587 kg/cm² y considerando el ensayo de colapso de suelo realizado, se determina que a medida que el nivel freático esté más cerca de la superficie, la capacidad portante empieza a disminuir por ello, se recomienda realizar un sistema de drenaje con boloneras de 4" de espesor de una altura de 50 cm con la finalidad de evitar efectos de subpresión, sifonamiento o fluidificación en áreas y cotas de cimentación, a ello se ha considerado la colocación de una cubierta de geomembrana en toda el área y lados laterales de la cimentación con la finalidad de evitar la elevación del nivel freático a la superficie.
- ✓ Se recomienda el mejoramiento del suelo de un espesor de 0.5 m con material afirmado, que contenga un índice de plasticidad el 12 %, y remembrada, esto encima de la cubierta de geomembrana colocado en toda el área de edificación.
- ✓ Se recomienda que el tipo de cimentación a utilizar sea zapatas corridas y vigas de cimentación para evitar los asentamientos diferenciales.
- ✓ Se recomienda, antes del vaciado de las zapatas y vigas de cimentación, corroborar que la compactación del suelo se encuentre al 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.
- ✓ Se recomienda tomar en consideración la necesidad de establecer un tipo de estructura simétrica. Ya que la asimetría nos entregara deformaciones del sistema terreno-estructura. Bajo estas condiciones, una cimentación en base a zapatas conectadas para el caso de estructuras porticadas y en el caso de albañilería confinadas, cimientos corridos bajo muros de adecuada densidad de muros, incrementara la capacidad de resistencia suelo-estructura, así como atenuara los potenciales efectos dinámicos indicados.

REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2008). Análisis Sísmico por Desempeño, Centro de Investigaciones Científicas.
- Alfaro, G., & Copello, R. (2017). Comparativo de análisis estructural considerando interacción suelo - estructura (ISE) vs. empotrado, para un edificio de oficinas de 5 pisos, en la ciudad de Lima, con sistema dual, según la propuesta de norma E030-2014 (Titulación en Ingeniero Civil) [Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].
https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/622925/ALFARO_QG.pdf?sequence=2&isAllowed=y
- Almirón, E., & Yndigoyen, D. (2019). evaluación estructural y propuesta de reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado, de la ciudad de Tacna (Titulación en Ingeniería Civil). Universidad Privada de Tacna.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de estructuras de concreto armado*. Colegios de Ingenieros del Perú.
- BHA. (-). Waterproofing 101. Worthington waterproofing & basement health systems. <https://www.worthingtonwaterproofing.com/pdf/waterproofing101.pdf>
- Bohl Arbulú, A (2009). *Determinación de los factores de reducción de capacidad de suelos y su aplicación en el diseño geotécnico*. (Titulación en Ingeniería Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas
- Cabello, J. (2017). *Relación entre el nivel freático y proceso constructivo de la cimentación de la I.E. Jorge Basadre Grohmann - Huancavelica. Huancayo*. (Titulación Ingeniería civil). Universidad Peruana de los Andes.
- Centro Regional de Información sobre Desastres, A. L. y E. C. (2005). *Vulnerabilidad no estructural*. 2005.
<http://cidbimena.desastres.hn/docum/ops/Edan/publicaciones/Fundamentos/FundamentosCap3.pdf>
- Chang, D. (2015). *Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel (Titulación en Ingeniero Civil)*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- EADIC. (2018). *Tipos de cimentación y descripciones*. Formación y Consultoría.
<https://www.eadic.com/tipos-de-cimentacion-descripciones/>
- Estrada, K., & Vivanco, N. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis*

- estructural y diseño de reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito (Titulación en Ingeniero Civil). Escuela Politécnica Nacional de Quito.
- Farina, H., & Huapaya, O. (2019). Formulación superficial para un centro comercial de 3 pisos en una zona con suelos licuables en La Encantada - Chorrillos (Titulación en Ingeniero Civil) [Universidad Nacional de Ciencias Aplicadas]. https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/625174/Farina_BH.pdf?sequence=5&isAllowed=y
- Flores, E. (2018). Modelación, diseño estructural comparativo y propuesta de ampliación vertical de la edificación Flores mena, ubicada en la ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi (Titulación en Ingeniero Civil). Universidad Católica del Ecuador.
- Galvin, L.F. y Taluntais, F. (1978). Design and installation of drainage system. Land Reclamation Seminar Oct. Pp. 24-26. Recuperado de: <https://www.teagasc.ie/media/website/animals/dairy/DesignInstallationDrainageSystem.pdf>
- Hanco, R. (2017). Evaluación del diseño estructural de edificaciones privadas en la zona nor-oeste de la ciudad de Juliaca (Titulación en Ingeniería Civil). Universidad Andina "Nestor Cáceres Velasquez."
- Harnsen, R. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Horizon Engineering Inc, RDH Building Science Inc. (2019). Builder guide to site & foundation drainage. BC Housing. <https://www.horizoneng.ca/wordpress/wp-content/uploads/2020/03/2019-12-23-Builders-Guide-to-Site-Foundation-Drainage-Final-Draft-for-External-Review.pdf>
- Howard, K. y Israfilov, R. (2002). Current problems of hydrogeology in urban areas, urban agglomerates and industrial centres. Volumen 8. Springer.
- Ledesma, L., & Martínez, L. (2018). Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogotá - Caso de estudio localidades de: Bosa, Ciudad Bolívar, San Cristóbal y Usme (Titulación en Ingeniero Civil). Universidad Católica de Colombia.

- López Villar, M.J. (2011). Estudio de cimentaciones corridas mediante el M.E.F: Compartimiento de zapatas de longitud infinita mediante el método de elementos finitos. Editorial Académica Española.
- López, V. (2017). Evaluación estructural mediante aplicación de normativa NEC y propuestas de reforzamiento de residencia universitaria Hogar Santa Teresita del D.M.Q (Titulación en Ingeniero Civil). Universidad Central del Ecuador.
- Mascarenhas, F.C.B. (2011). Flood prevention and remediation. WIT Press / Computational Mechanics.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). NORMA E.070 - Albañilería. 23/05/2006.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018a). NORMA E.030 - Diseño Sismoresistente. 22/10/2018.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018b). NORMA E.050 - Suelos y Cimentaciones. 03/12/2018.
- Moss Company, R. (1990). Handbook of ground water development. (1st ed.). Wiley-Interscience.
- Odell, L.H. (2010). Treatment technologies for groundwater. American Water Works Association.
- Organización Panamericana de la Salud. (2020). Salud, ambiente y desarrollo sostenible. 2020. <https://www.paho.org/hq/dmdocuments/2013/seminario-rio-20-spa.pdf>
- Ovando Shelley, E., Parra Piedrahita, N.P., Osorio Flores, L. (2017). Manual de diseño de obras civiles. Cap. B.2.8 Mejoramiento de suelos. Comisión Federal de Electricidad.
- Penn, M.R. y Parker, P.J. (2011). Introduction to infrastructure: An introduction to civil and environmental engineering. (1es ed.). Wiley.
- Pérez, J. (2013). Diseño sismo resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural. (Titulación en Ingeniero Civil). Universidad Técnica de Ambato.
- Pierozan, R.C.; Teixeira, S.H.C.; Araújo, G.L.S. y Teixeira, C.A. (2019). Geomembrane as an upstream impermeable blanket of embankment dams – Laboratory and numerical study. Soils and Rocks, São Paulo. 42(1), pp. 3-19. Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/332850852>

- Preene, M.; Roberts, T. O. L. y Powrie, W. (2016). Groundwater control: design and practice. (2da ed.). Ciria.
<http://programmeofficers.co.uk/Preston/CoreDocuments/LCC151.pdf>
- Prince George's County department of environmental resources. (-). Residential drainage: A homeowner's guide to drainage problems and solutions. Department of environmental resources.
<https://www.princegeorgescountymd.gov/DocumentCenter/View/83/Homeowners-Guide-to-Drainage-Problems-PDF>
- Puémape Calderón, L.S. (2015). Cimentación en edificaciones en terreno con Napa freática alta - aplicación condominio Ciudad Verde. (Titulación en Ingeniería civil). Universidad Nacional de Ingenierías
- Rincón Molina, A. (2021). Suelos y cimentaciones: conceptos básicos. Independiente
- Roa, R., & Vidal, O. (2019). Evaluación técnico-económica de cimentaciones en terreno con baja capacidad portante, caso: Marañón de Huamachuco, La Perla, Callao 2019 (Titulación en Ingeniero Civil) [Universidad Ricardo Palma].
https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2629/PROYETO_TESIS_FINAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Schwartz, F. W. y Zhang, H. (2002). Fundamentals of Ground Water. Wiley.
- Shaqour, F. M. y Hasan, S. E. (2008). Groundwater control for construction purposes: a case study from Kuwait. Environ Geol, 53, pp. 1603-1612.
 Recuperado de
https://www.academia.edu/4874565/Groundwater_control_for_construction_purposes_a_case_study_from_Kuwait
- Steinberg, M. (1998). Geomembranes and the control of the expansive soils. (1ra ed.). McGraw-Hill Professional.
- Toepfer, G. W. (2015). The Complete Field Guide to Ensuring Quality Geosynthetic Installations: Volume 1: Fundamentals & Geomembrane. Integrity Matters.
- Ueno, K y Lstiburek, J. (2011). Bulk water control methods for foundations. Building Science Corporation.
https://www.buildingscience.com/sites/default/files/migrate/pdf/BA-1015_Bulk_Water_Control.pdf

VIII.ANEXOS

**MATRIZ DE CONSISTENCIA Y OPERACIONALIZACION DE
VARIABLES**

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA
<p>Problema general ¿Cómo el diseño estructural determinará la utilización de cimentaciones superficiales reforzadas para vivienda en suelo con nivel freático alto?</p> <p>Problemas específicos 1: ¿De qué manera el estudio de mecánica de suelos ayudará en el correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete? 2: ¿Cómo se podría calcular la capacidad portante del suelo para una vivienda sobre un nivel freático alto? 3: ¿De qué manera se garantizará una solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación teniendo en consideración las recomendaciones del EMS?</p>	<p>Objetivo general Determinar el adecuado diseño estructural para vivienda en suelo con nivel freático alto mediante la utilización de cimentaciones superficiales reforzadas.</p> <p>Objetivos específicos 1: Realizar el estudio de mecánica de suelos para determinar el correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete. 2: Realizar el cálculo de la capacidad portante del suelo mediante el estudio de mecánica de suelos para una vivienda sobre un nivel freático alto. 3: Realizar un análisis adecuado garantizando una solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación teniendo en consideración las recomendaciones del EMS.</p>	<p>Hipótesis general Realizando un adecuado diseño estructural para vivienda en suelo con nivel freático alto definirá la correcta utilización de cimentaciones superficiales reforzadas.</p> <p>Hipótesis específicas 1: Realizando el correcto estudio de mecánica de suelos determinara un correcto diseño estructural de una vivienda en suelo con nivel freático alto del distrito Asia, Cañete. 2: Realizando el cálculo de la capacidad portante del suelo mediante el estudio de mecánica de suelos evita posibles fallas por cortante de suelo y asentamientos diferenciales para una vivienda con nivel freático alto 3: Realizando un análisis adecuado se empleara el correcto sistema de drenaje e impermeabilización de la cimentación la cual definirá la solución a la elevación del nivel freático a la superficie de la cimentación.</p>	<p>CIMENTACION ES SUPERFICIAL ES REFORZADAS</p>	Estudio de mecánica de suelos	Capacidad portante	<p>Tipo: Cuantitativo Nivel: Descriptivo Diseño: No Experimental - transversal</p> <p>Población: Constituida por toda el área que comprende la Municipalidad Distrital de Cerro Azul, Cañete. Muestra: Es constituida por el 100 % de la población Técnicas: Se empleará la observación y el análisis documental Instrumentos: De campo, documentarios, legales, tecnológicos.</p>
					Nivel freático	
					Clasificación	
				Análisis estructural	Diseño de cimentación	
					Diseño de columnas	
					Diseño de vigas	
	Diseño de lozas					

Nota: Autor de la investigación

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad para medición
Cimentaciones forzadas	Los cimientos superficiales son esos que descansan en las capas superficiales del suelo y que tienen la capacidad de aguantar la carga que recibe de la creación a través de la ampliación de base (EADIC, 2018)	El diseño mediante cimentaciones superficiales será a través del estudio de mecánica de suelos y el análisis estructural existente.	Estudio de mecánica de suelos	Capacidad portante	Razón
				Nivel freático	Razón
				Clasificación	Nominal
			Análisis estructural	Diseño de cimentación	Razón
				Diseño de columnas	Razón
				Diseño de vigas	Razón
				Diseño de losas	Razón

Nota: Autor de la investigación

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



CONTENIDO

I. INFORME TÉCNICO

- 1.1. ALCANCES DEL ESTUDIO
- 1.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO
- 1.3. UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO
- 1.4. CONDICIONES CLIMÁTICAS
- 1.5. GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA EN ESTUDIO
 - 1.5.1. GEOMORFOLOGÍA
 - 1.5.2. GEOLOGÍA
 - 1.5.3. SISMICIDAD
 - 1.5.4. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS
 - 1.5.5. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE
- 1.6. INVESTIGACIÓN DE CAMPO
 - 1.6.1. NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR
 - 1.6.2. TIPO DE MUESTRA EXTRAÍDAS
 - 1.6.3. TRABAJOS EFECTUADOS
 - 1.6.3.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO
- 1.7. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 1.7.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS
- 1.8. PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 - 1.8.1. CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO
 - 1.8.2. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
 - 1.8.2.1. PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN
 - 1.8.2.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE
 - 1.8.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO TOLERABLE
 - 1.8.4. COEFICIENTE DE BALASTO DEL SUELO
 - 1.8.5. PARÁMETROS PARA EL DISEÑOS Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO
 - 1.9. POTENCIAL DE EXPANSIÓN
 - 1.10. AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN
 - 1.11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
 - 1.12. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
 - 1.13. RECOMENDACIONES
 - 1.13.1. RECOMENDACIONES ADICIONALES

2. ANEXOS

- ENSAYOS DE LABORATORIO
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
- LÍMITES DE ATTERBERG
- PERFIL ESTRATIGRÁFICO
- ENSAYO DE SALES SOLUBLES
- PANEL FOTOGRÁFICOS


DANIEL CUEVAS SERIO
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CP 117293

HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL “PLAYA FARALLONES”

I.- INFORME TÉCNICO

1.1.- ALCANCES DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es mostrar los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos, en el estudio de suelos a nivel estratigrafía ejecutado con objeto de determinar la información requerida para el diseño de la estructura de cimentación del Proyecto: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL “PLAYA FARALLONES”, ha sido ejecutado de acuerdo al reglamento Nacional de Edificaciones, Normas Técnicas de Edificaciones E-0.50 de suelos y cimentaciones.

1.1.2.-NORMATIVIDAD

La evaluación del suelo está en concordancia con la Norma E-0.50 de suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2.- CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO

Las edificaciones comprendidos del proyecto materia del presente estudio, se encuentra destinada para el uso de “vivienda”, según la Norma Técnicas E-0.30 es categorizado con edificación comunes C, el coeficiente de uso e importancia (U) factor de uso, para la presente edificación es igual a 1.0. El sistema estructural a emplear, es en base a elementos de pórticos con muros de corte. La obra trasmite sus cargas al terreno mediante pórticos de muros.

La Clasificación, para los fines de la determinación del programa Mínimo de exploración del EMS, de la Norma E-050, de acuerdo a la tabla N° 2.1.2, es tipificada como:

TIPO DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS	TIPO DE EDIFICACIÓN
Pórticos y /o muros de concretos	Menor a 10 m.	C

Los tipos de edificación A, B y C, designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo el A más exigente que el B y este que el C.



DANIEL CUEVAS SERRI
SP. EN GEOTECNIA DE SUELOS
OP 117293

1.3.- UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El estudio se encuentra ubicado en lote 03, Mz F-3 de la habilitación para uso de vivienda temporal o vacacional "playa Farallones" por la panamericana sur -Distrito de Asia-provincia de Cañete- departamento de Lima.

1.4.- CONDICIONES CLIMÁTICAS

Se caracteriza por la alta humedad relativa, cielos grises, aridez y la nubosidad casi todo el año, la masa de nubes se debe al fenómeno de inversión atmosférica causado por al corriente del Humboldt, que produce suaves lloviznas entre Junio y Septiembre, que reduce los grados la temperatura ambiente y reduce la temperatura del mar.

Presenta precipitaciones totales que alcanzan un promedio anual de 60mm, la temperatura media anual es de 18.6°C y la humedad relativa fluctúa entre 85 y 99% ,predominancia de vientos de componente sur que en promedio alcanzan, velocidades de 3m/s.

1.5.- GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA EN ESTUDIO

1.5.1. GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio está comprendida en la unidad geomorfológica "pampas costeras", que es una franja paralela a la ribera litoral; y que limita al oeste por la ribera litoral y al este por una cadena de cerros de baja altura paralelos a la Cordillera de los Andes pertenecientes a los primeros con fuertes andinos de altitudes promedio a 250 m. Se caracteriza por mostrar una superficie relativamente plana con ligeras inclinaciones hacia el oeste. El desarrollo de esta morfología se encuentra determinada por la presencia de terrazas aluviales que corresponden a los antiguos conos de deyección del río Cañete y al final de esta morfología los extensos abanicos provenientes de quebradas secundarias que descienden del frente occidental andino y otro de sus particularidades, constituyen los depósitos eólicos que cubren parcialmente estas pampas ya sea en forma de dunas o mantos de arena.

1.5.2.- GEOLOGÍA

Originalmente el área de estudio fue una gran cuenca de sedimentos constituida por un conglomerado semi consolidado de cantos rodados y sub - redondeados de composición variable pertenecientes a la formación Cañete.

Actualmente pertenece al cuaternario reciente, sobre el cual se encuentran los depósitos pluviales que se ubican a lo largo de las quebradas y sus conos de deyección.



DANIEL CUEVAS SERRI
ING. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP 117293

En su granulometría encontramos material graniodorítico en la parte alta de este valle, en algunas partes contiene 57% de arena, 36% de limo y 7% de arcilla y en otras partes 13% de arena, 84% de limo y 3% de arcilla, según estudios.

El suelo en este sector, se caracteriza por la presencia de limos arenosos de no plasticidad media, medianamente compactos seguido por estratos de arenas limosas y arenas mal gradadas, medianamente densas y en estado saturado.

En el área norte, adyacente a los pantanos se encuentran estratos de arena limosa arcillas y arena limosa mal graduada.

MAPA GEOLÓGICO DE LA PROVINCIA CAÑETE - DISTRITO DE ASIA



[Signature]
DANIEL CUEVAS GERR
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 OP. 17293

1.5.3.- SISMICIDAD

1.5.3.1.- EFECTOS SÍSMICOS

La actividad sísmica de la zona es manifestación de tectonismo que se desarrolla a lo largo del margen pacífico y oriental de la cordillera de los andes.

Según Gutenberg Richter los focos superficiales (0 - 62 km.) bordean la región costera y el flanco occidental de la cordillera de los Andes, incrementándose con algunas de profundidad intermedia (65 – 300 km).

De acuerdo a la publicación del instituto de geología y minería correspondientes al Dr. Enrique Silgado Ferro, Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar del pacífico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar.

En el presente estudio para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, propuestas por Casaverde y Vargas (1980) los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nazca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente.

El estudio del movimiento del terreno en términos de series de tiempo/frecuencia de aceleración, velocidad y desplazamiento permiten describir las características básicas del fenómeno sísmico en el punto de registro.

1.5.4.-CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Se clasifican los suelos en cuatro grupos por tipo de suelo de cimentación por el periodo predominante T_s de la estratigrafía. Los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de sismicidad muy severo definida como ZONA =4 contando con un factor de zona $Z=0.45$. De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones. E-030, Diseño sismorresistente, el área estudiada tiene las siguientes características **suelos intermedios**, cuyas características sísmicas son: Según Norma E-030 el área de estudio se ubica en la zona 04, correspondiéndole un factor de zona $Z=0.45$, para el diseño sismo resistente se tiene los siguientes parámetros:



DANIEL CACERES
ING. EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP 117293

CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELOS DE CIMENTACIÓN

PARÁMETRO DE SUELO	VALOR
Tipo de suelo	S 2
Factor de amplificación del suelo (S2)	1.05
Periodo predominante Tp (s)	0.60
Periodo predominante TL (s)	2.0
Norma	E-030
Estructuras	

1.5.5.- FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

La fuerza horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se determinara mediante la siguiente expresión:

$V = Z \times V \times S \times C \times P / R_d$		
Z	Factor de zona	0.45
U	Factor de uso	1.0
S	Factor de suelo	1.05
C	Coficiente sísmico,	2.50
Rd	Coficiente de reducción	
P	Peso de la estructura	

CON ESTOS VALORES, LA FUERZA CORTANTE V, EN LA BASE DEL CIMIENTO SE CALCULA:

$V=1.181P/RD.$



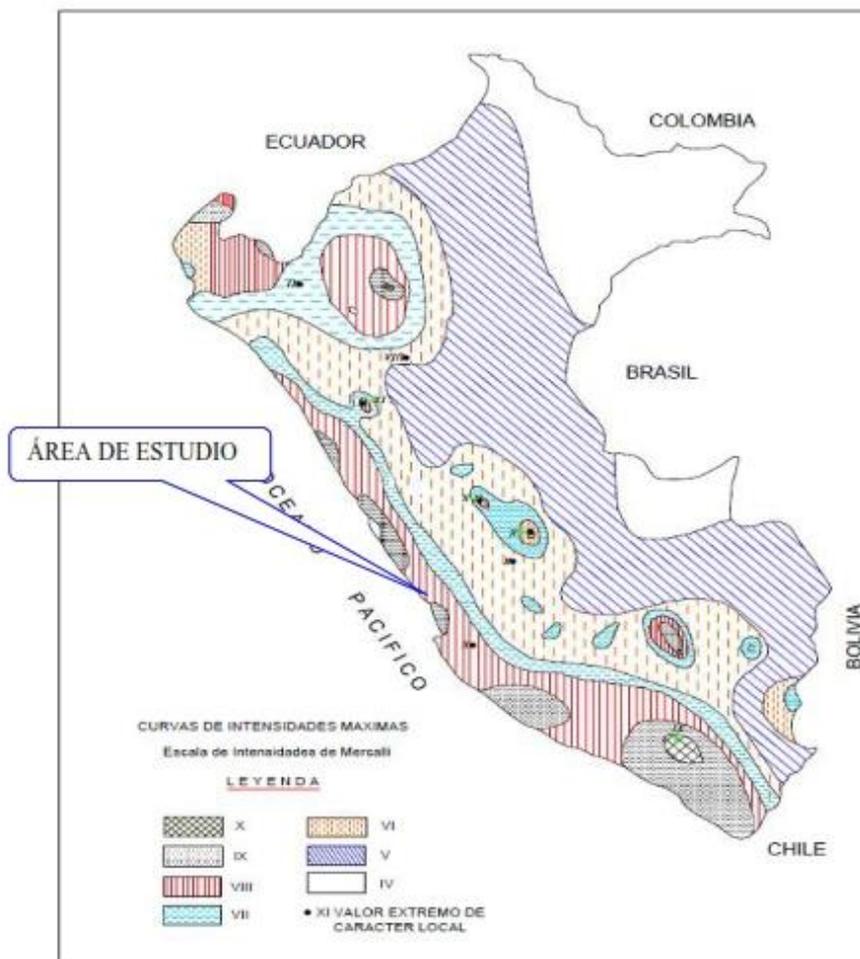
DANIEL CUEVAS SERRI
 SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP 117293

ZONAS SISMICAS



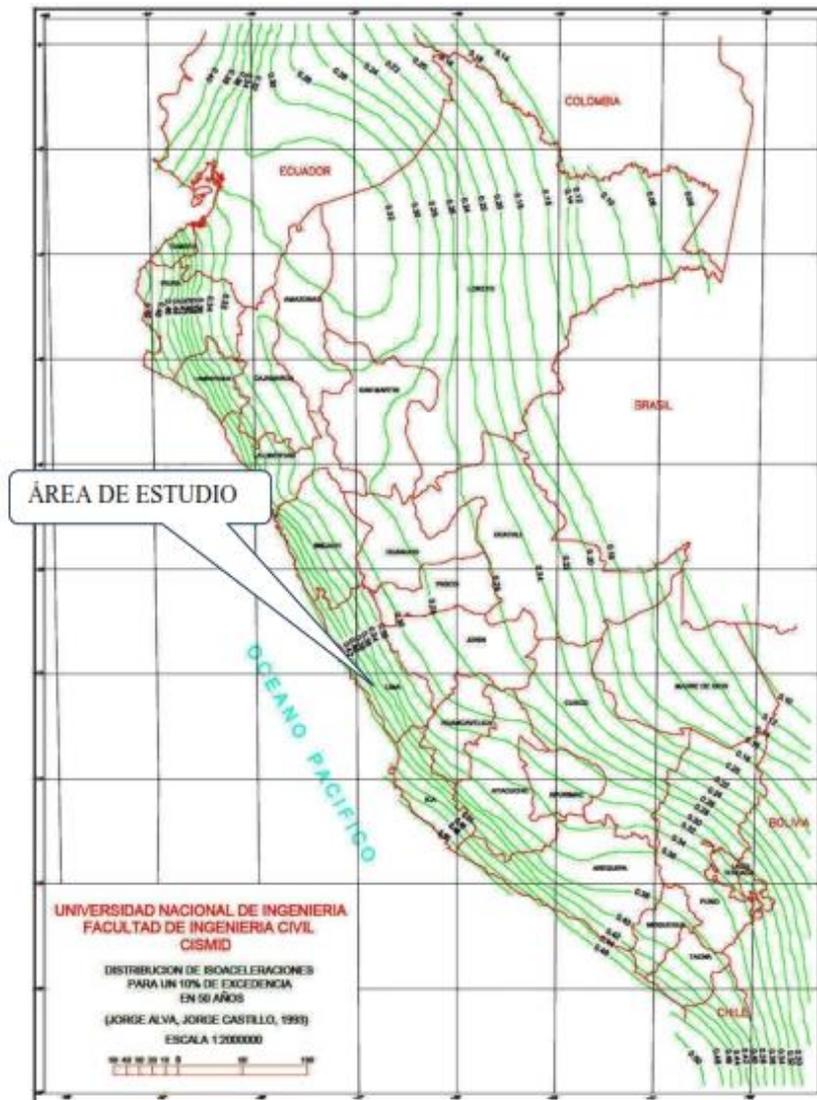
1.- Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones.

[Signature]
 DANIEL CUEVAS SERRA
 SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CP 117293



2.-Mapa de Distribución de Máxima Intensidad Sísmica (Alva 1984)

Daniel Cuevas Serín
DANIEL CUEVAS SERÍN
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CP 117293



Determinación del Peligro Sísmico Mapa de Distribución de Máxima Intensidad Sísmica (Alva 1984)

[Signature]
DANIEL CUEVAS SERRA
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP. 117293

1.5.6.- POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

El fenómeno de licuación de suelos es un problema que en las condiciones actuales es posible que ocurra, debido a las condiciones del suelo.

1.6.- INVESTIGACIÓN DE CAMPO

1.6.1 NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR

El número de sondajes a realizar se determina de acuerdo a la tabla N° 2.3.2 de la Norma E.050, el cual está en función del tipo de edificio y del área de la superficie a ocupar por este. El numero "n" de puntos a investigar, que se exige 800 m². De terreno. En nuestro caso se cumplió con lo normado ya que se realizó 03 calicatas a cielo abierto que se identificaron como C-1, C-2, C-3, a profundidades de 6.0 m, en las que se encontró un perfil que se describe más adelante, así como fotografías que muestran el trabajo realizado, ubicado dentro de la superficie a ocupar por la futura estructura. No, se encontró nivel freático hasta la profundidad excavado.

UBICACION	UBICACIÓN DE CALICATAS			SÍMBOLO
	1	2	3	
LOTE 03, MZ F-3 "PLAYA FARALLONES" DISTRITO : ASIA- PROVINCIA:CAÑETE DEPARTAMENTO: LIMA				

1.6.2.- TIPO DE MUESTRAS EXTRAÍDAS

Para el presente estudio, se ha tomado en cada calicata una muestra tipo **Mab** por estrato, hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista **Df**, y a partir de esta se ha procedido a tomar una muestra tipo **Mib**, en la profundidad **p**.



DANIEL CUEVAS BERN
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 OP 117293

1.6.3.- TRABAJOS EFECTUADOS

1.6.3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

El reconocimiento del área de investigación consistió en observar la topografía y el perímetro del área a edificar. Seguidamente se determinó la ubicación de la perforación a realizar. Efectuándose los sondajes a una profundidad de 3.0 m, el ancho de la cimentación, contando a partir del fondo de la base, según la Norma E-050.

Se determina de la siguiente manera.

Sin sótano

$$\text{Prof} = h + D_v + Z$$

$$\text{Prof} = h + D_f + 1.5 (B)$$

$$\text{Prof} = 0.00 + 1.30 + 1.50 (1.0) = 2.80 \text{ m profundidad alcanzada}$$

D_v = En edificio sin sótano, es la distancia vertical de la superficie del terreno al Fondo de la cimentación.

Z = 1.5B, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

EJECUCIÓN DE CALICATAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO




D. DANIEL CUEVAS SERIO
SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
C.P. 117293

1.7.- ENSAYOS DE LABORATORIO

Con las muestras de suelos tomadas en el campo, se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación y clasificación de suelos de los Parámetros que nos permiten deducir las condiciones de apoyo de la cimentación y para esto se realizaron los siguientes ensayos, bajo las normas de la American Society For Testinng And. Materiales (A.S.T.M).

Ensayos Estándar

Se realizaron los siguientes ensayos:

- | | |
|---------------------------------------|-------------|
| - Análisis granulométrico | ASTM D 136 |
| - Clasificación de suelos (SUCS) | ASTM D 2487 |
| - Límites de consistencia (Atterberg) | ASTM D 4318 |
| - Límite líquido. | |
| - Límite Plástico. | |
| - Índice de plasticidad. | |
| - Contenido de humedad. | ASTM D 2216 |
| - Peso específico relativo de sólidos | ASTM D 854 |

ENSAYOS ESPECIALES:

Se realizaron los siguientes ensayos:

Con la muestras de suelo alteradas, obtenidas, del sondaje, se realizaron ensayos especiales en una muestra representativa de la calicata C-1 de profundidad (0.00 – 3.0 m.) se realizó el ensayo de corte directo. De la misma forma de una muestra representativa de la calicata C-1 de profundidad (0.00 -3.0), se realizó el análisis químico del suelo de fundación (ACI 319 -83)

1.7.1.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Existen varios métodos de clasificación de suelos y al mayoría de los sistemas de clasificaron de suelos el análisis granulométrico y los límite de Atterberg (L.L. y L .P). En el presente estudio de suelos utilizaremos los sistemas da clasificación AASTHO. Los resultados obtenidos en ambos sistemas de clasificación son los siguientes:



DANIEL CUEVAS SERPA
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP 117293

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS MECÁNICAS DE LA SUB RASANTES

CUADRO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

CALICATA Muestra	1		
	1	2	3
Profundidad (m)	0.0 – 0.20	0.20 – 1.70	1.70 -3.0
% Pasa Malla Nº 4		100	100
% Pasa Malla Nº 200		3.94	3.62
% Limite liquido		16.51	16.44
% Índice plasticidad		N.T	N.T
% cont. De Humedad		1.05	1.85
Clasif. AASTHO		A.3(0)	A.3(0)
Clasif. De suelos SUCS	Grass	SP	SP+NAPA FREATICA
DESCRIPCIÓN		Arena mal graduada	Arena mal graduada

CUADRO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

CALICATA Muestra	2		
	1	2	3
Profundidad (m)	0.0 – 0.20	0.20 – 1.70	1.70 -3.0
% Pasa Malla Nº 4		100	100
% Pasa Malla Nº 200		2.92	2.11
% Limite liquido		15.84	15.87
% Índice plasticidad		N.T	N.T
% cont. De Humedad		1.32	1.40
Clasif. AASTHO		A.3(0)	A.3(0)
Clasif. De suelos SUCS	Gras	SP	SP+NAPA FREATICA
DESCRIPCIÓN		Arena mal graduada	Arena mal graduada



DANIEL CUEVAS SERRA
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
DIP 117797

CALICATA Muestra	3		
	1	2	3
Profundidad (m)	0.0 – 0.20	0.20 – 1.70	1.70 -3.0
% Pasa Malla Nº 4		100	100
% Pasa Malla Nº 200		3.49	2.75
% Limite líquido		16.26	16.49
% Índice plasticidad		N.T	N.T
% cont. De Humedad		1.01	1.17
Clasif. AASTHO		A.3(0)	A.3(0)
Clasif. De suelos SUCS	Gras	SP	SP+NAPA FREÁTICA
DESCRIPCIÓN		Arena mal graduada	Arena mal graduada

1.8.- PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.

Con la información obtenida mediante los análisis estratigráficos, límites de Atterberg y observando los perfiles estratigráficos de las excavaciones se obtuvieron los siguientes resultados de la calicata realizado se evalúa y sintetiza la secuencia estratigráfica del suelo.

1.8.1.- CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO

Calicata (C-1)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-1**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por tres capas de suelo, la **primera capa** de **0.0- 0.20 m**, está constituido por material de gras, vegetal, **segunda capa** de **0.20 – 1.70 m**, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto. **tercera capa** de **1.70 – 3.0 m**, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, saturado por nivel freático, es por la misma cercanía del mar, mezclado con depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto.



DANIEL CUEVAS SERPA
SP EN GEOTECNICA DE SUELO
(CP 117293)

Calicata (C-2)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata C-2, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por tres capas de suelo, la primera capa de 0.0- 0.20 m, está constituido por material de gras, vegetal, segunda capa de 0.20 – 1.70 m, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto. tercera capa de 1.70 – 3.0 m, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, saturado por nivel freático, es por la misma cercanía del mar, mezclado con depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto.

Calicata (C-3)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata C-3, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por tres capas de suelo, la primera capa de 0.0- 0.20 m, está constituido por material de gras, vegetal, segunda capa de 0.20 – 1.70 m, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto. tercera capa de 1.70 – 3.0 m, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, saturado por nivel freático, es por la misma cercanía del mar, mezclado con depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto.

NIVEL DE LA NAPA FREÁTICO

Durante la ejecución de las calicatas, se encuentro el nivel freático a la profundidad de 1.70 m, así como de las variaciones naturales del sistema de lluvia, en épocas de lluvias que abastecen los acuíferos.

1.8.2.- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se presenta a continuación el análisis de la cimentación para el cimiento corrido, que incluye recomendaciones para su diseño estructural según las características de terreno y al tipo de estructura

1.8.2.1.- PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN.

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación de cimientos corridos armados desplatadas a profundidad mínima ($D_f=1.30$ m).



DANIEL CUEVAS SERRA
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CP 117293

A una, en el suelos natural más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena mal graduado (SP), no plástico y de consistencia suelta, a partir 1.70 nivel freático.

1.8.2.2.- CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE(carga) (tipo de suelo SP)

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\theta = 34^\circ$ y $C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoft para cimentaciones superficiales, considerando falla general se tienen las siguientes consideraciones:

$\theta = 34^\circ$ y $C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$

Luego cálculo de la capacidad portante del suelo

Para zapatas corrida conectadas:

$$q_{ult} = i_c S_c C N_c + i_q S_q D_r \gamma_1 N_q + 0.5 i_\gamma S_\gamma \gamma_2 B N_\gamma$$

Siendo la capacidad admisible de carga:

$$q_{ad} = q_{ult} / FS, \text{ donde:}$$

FS = Factor de Seguridad = 3

C = cohesión del suelo ubicado bajo la zapata

S_c = coeficiente de corrección por la forma de cimentación a la cohesión.

S_q = coeficiente de corrección por la forma de cimentación a la sobre carga.

S_γ = coeficiente de corrección por la forma de cimentación a la fricción.

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

N_q = coeficiente de capacidad de carga a la sobre carga (γD_f)

N_γ = coeficiente de capacidad de carga a la fricción

$$q = \text{Presión de Sobre carga (Ton/ m}^2) = \gamma_1 D_r = 2.1385$$

γ_1 = Peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación (kg/ cm^3) = 1.645

γ_2 = Peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación(kg/cm^3) = 1.744

D_r = Profundidad de Cimentación (m) = 1.30

B = Ancho de la Cimentación (m) = 1.00=

i_c = coeficiente de corrección por inclinación de la carga a la cohesión.

i_q = coeficiente de corrección por inclinación a la sobre carga (γD_f).

i_γ = coeficiente de corrección por inclinación de la carga a la fricción.

θ° =Angulo de grado que hace la carga con la vertical.



DANIEL CUEVAS SERÍN
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP 11793

- Ecuaciones indicadas para el cálculo de la capacidad de carga, para suelos friccionantes, para arena cuando su cohesión es igual a cero

$$N_q = e^{(m \tan \theta)^2} \tan^2 K \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)$$

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

$$N_y = (N_q - 1) \tan(1.4 \theta)$$

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$I_c = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2$$

$$S_y = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$$

$$I_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2$$

$$I_y = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2$$



DANIEL CUEVAS SERRI
SP EN GEOTECNICA DE SUELO
OP 117293

Capacidad de carga afectada por el nivel freático

El nivel freático se localiza de forma que $0 \leq d \leq B$ la sobre carga efectiva se tomara como:

$$q = y \cdot D_f$$

El factor Y en el ultimo de la ecuaciones de la capacidad portante de carga se sustituye por:

$$y = y' + \frac{d}{B} (y - y')$$

a) Relación de vacio

Datos $W =$ peso del agua $31. \text{ Gr} \times 1 \text{ gr/cm}^3$ $V = 31.6 \text{ cm}^3$

$V =$ volumen de total 90 cm^3 arena

$E =$ volumen del poro / volumen total $= 31.6 \text{ cm}^3 / 90 \text{ cm}^3 = 0.35$

b) Peso especifico del solido

$$y_s = \frac{W \text{ peso de arena}}{V \text{ volumen de arena}} = \frac{141.9 \text{ gr}}{77.48} = 1.83 \text{ gr/cm}^3$$

c) Luego el peso unitario del suelo saturado

$$y_{sat} = \left(\frac{y_s + e}{1 + e} \right) = \frac{1.83 + 0.35}{1 + 0.35} = \frac{2.18}{1.35} = 1.62 \text{ gr/cm}^3$$

$$y_{sat} = 1.62 \text{ gr/cm}^3$$

Luego reemplazamos a la ecuación de la capacidad de carga se sutituye

$$y' = y_{sat} - y_w = 1.62 \text{ gr/cm}^3 - 1 \text{ gr/cm}^3 = 1.61 \text{ gr/cm}^3$$

Luego

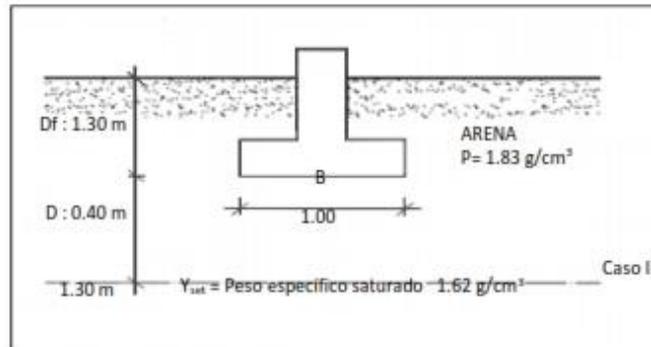
$$y = y' + \frac{d}{B} (y - y') = 1.61 \text{ gr/cm}^3 + \frac{0.40 \text{ m}}{1 \text{ m}} (1.83 \text{ gr/cm}^3 - 1.61 \text{ gr/cm}^3)$$

$$y = 1.645 \text{ gr/cm}^3$$



DANIEL CUEVAS SERRI
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP 117793

CAPACIDAD DE CARGA AFECTADA POR NIVEL FREÁTICO



Luego

En la calicata C-1 de 3.0 m. de profundidad, se realizó el ensayo de corte directo considerando el estrato más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena mal graduado-limosa (SP-SM), NO plástica y de consistencia densa. De acuerdo a este ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Angulo de fricción interna : $\Phi = 34^\circ$
- Cohesión (kg/cm^2) : $c = 0.0$
- Densidad Húmeda Inicial (kg/cm^3) : 1.84
- Contenido de humedad Inicial (%) : 6.8
- Contenido de Humedad Final : 6.7

Para el estado, arena mal graduado(SP), no plástico y de consistencia suelta, se estima la ocurrencia de una **falla local**. Debido al estado de compactación suelta porosa del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del Angulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local:

$$\Phi = \text{Arctg} (2/3 \text{ tang} (34^\circ))$$

$$\Phi = 24.21^\circ$$

Asimismo para $\Phi = 24.0^\circ$, los factores de capacidad de carga correspondientes son:


 DR. DANIEL CUEVAS SERÍN
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 OP. 117293

FALLA POR CORTE

Considerando zapatas corrido conectadas de ancho B =1.0 m., los factores de forma correspondiente.

a) CIMIENTO CORRIDO

$\phi = 24.0^\circ$

F.S. = 3.0

I.- DEFINICIÓN DE ÁREA EFECTIVA DE CALCULO- HIPÓTESIS DE MEYERHOF		II.- COEFICIENTES DE TERZAGUI-PECK (SEGUN PRANDTL)	III.- COEFICIENTES DE FORMA DE BEER
	C= 0.00 kg/cm ²	Nc = 19.32	Sc =1.0
B =1.00 m.	$\gamma_2 = 1.744 \text{ gr/cm}^3$	N _v = 9.44	S _v =1.0
Df = 1.30 m.	$\gamma_1 = 1.645 \text{ gr/cm}^3$	N _q = 9.60	S _q =1.0

IV.- CARGA DE HUNDIMIENTO

$q_{ul} = CN_c S_c + Df\gamma_1 N_q S_q + 0.5\gamma_2 B N_v S_v$

$q_{ult} = 2.876 \text{ kg/cm}^2$

La capacidad de carga admisible es:

$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{FS}$

$q_{ad} = 0.9587 \text{ kg/cm}^2$

FALLA POR ASENTAMIENTO

Se propone limitar el asentamiento de la cimentación a 1" (2.54 cm.) utilizando la ecuación planteada por Terzaghi y Peck que se presenta a continuación:

$$\rho = \frac{\Delta \sigma B (1-\mu^2)}{E_s}$$

ρ : Asentamiento (cm) = 2.54



DANIEL CUEVAS SERÍN
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
C.P. 117993

Δ_q	:	Presión transmitida a la cimentación (kg/cm ²)	=
B	:	Ancho de la cimentación (m)	= 1.0
μ	:	Relación de Posición	= 0.15
Es	:	Modulo de elasticidad (kg/cm ²)	= 800
If	:	Factor de Forma (cm/m)	= 254

Para Zapatas corrida de ancho **B = 1.00 m.**, la presión admisible será de:

$$\Delta_q = \frac{2.54 \times 200}{1 \times 0.9775 \times 254} = 2.046 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir, se requerirá aplicar al suelo una carga de 2.046 kg/cm² sobre el suelo de, arena mal graduado(SP) que constituye el suelo de fundación, para generar un asentamiento permisible de 2.54 cm, cumpliéndose con la especificación de asentamiento.

Finalmente, consideramos el valor más desfavorable, obtenemos:

$$q_{ad} = 0.9587 \text{ kg/cm}^2$$

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

Y	C	B m	Df m	Θ°	Nc	Nq	Ny	Y''	Qadm	Qadm	Qadm
tn/m ³	tn/m ²							tn/m ³	Tn/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1.645	0.00	1.0	1.30	34	19.32	9.60	9.44	FALLA GENERAL POR CORTE			
								1.622	28.47	2.847	0.9587

Del cuadro podemos recomendar una capacidad de carga de 0.947 kg/cm², para cimientos corridos así mismo el valor de 0.947 kg/cm², para zapatas en condiciones estática y 4.18 kg/cm².



DANIEL CUEVAS SERRANO
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

En condiciones dinámicas, por ende brindamos libertad al ingeniero estructural seleccionar el tipo de cimentación en concordancia al proyecto.

1.8.2.3 - ASENTAMIENTO DE ELÁSTICO

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados asentamientos totales y los asentamientos diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa 2.50cm(edificaciones), que es el asentamiento máximo para estructura convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calcula en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964). Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S_i = \frac{qB(1-u^2)}{E} I_f$$

Donde:

q = esfuerzo neto transmitible (kg/cm²)

B = ancho de la cimentación (cm)

E = módulo de elasticidad (Kg/cm²)

I_f = factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación.

u = relación de Poisson

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación.

Para este tipo de suelo donde se desplantara la cimentación se considera un módulo de elasticidad de $E=200$ tn/m² y una relación de Poisson de 0.20.



DANIEL CUEVAS SERÍN
SP. EN GEOTECNIA DE SUELOS
OP. 117293

El Asentamiento es:

Cuadro N° 01

Parametro	UNIDAD	VALOR	unidad
Clasificación (SUCS)	(SUCS)	SP	
Presion por carga admisible	qadm	0.9587	kg/cm ²
Relacion de poisson	U	0.96	
Modulo de elasticidad	Es	200	kg/cm ²
Asentamiento permisible	Si(max)	2.54	cm
Ancho de la cimentacion	B	1.0	m
Factor de forma	If	2.1	Cm/m
Asentamiento	Si	0.0095	m
Asentamiento	Si	0.95	cm

Por tanto el asentamiento máximo para la cimentación calculada en esta zona está en el orden de 2.50 cm. Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

por tanto se tiene que: 0.95 cm < 2.50 cm OK

1.8.3 CALCULO DE ASENTAMIENTO TOLERABLE.

El valor del asentamiento inmediato calculado debe comprobarse si es inferior a los valores limite tolerables. Según la norma técnica de suelos y cimentaciones E. 0.50, establece que el asentamiento diferencial no debe ser mayor que el calculo para una distorsión angular (α) prefijada, de acuerdo al tipo de estructura, así como la naturaleza del terreno. Luego para el tipo de estructura proyectado, se espera una distorsión angular de:

Se procederá a calcular el asentamiento diferencial con el método de la distorsión angular (α) De la tabla N° 3.2.0 de la Norma Técnica de Edificación E-050 Suelos y Cimentación, consideramos el límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.



DANIEL CÁCERES SERRA
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
DIP 117293

ASENTAMIENTO TOLERABLE - NORMA E.050 DE SUELOS Y CIMENTACIONES

DISTORSIÓN ANGULAR	
$\theta = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Limite en el que se debe esperar daño estructural en edificios Convencionales.
1/250	Limite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Limite en el que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Limites en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Limites seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Limite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de Cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Limite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m
1/750	Limite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

$$\alpha = \delta / L = 1 / 500 = 0.002 \text{ (para estructura que no se permite grietas)}$$

Donde:

Δ =Asentamiento tolerables en cm

L=Distancia entre dos columnas extremas

(α)=Distorsión angular

Luego: L=300 cm,

El asentamiento tolerable es: $\Delta = 300/500 = 0.60$ cm

Por lo tanto se tiene que:

0.95 cm > 0.60 cm OK

En caso de considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamiento diferenciales en las estructuras. Debido a que estos serán anulados por los elementos estructurales indicados.



DANIEL CUEVAS SERIO
SP. EN GEOTECNICA DE SUELO
CIP. 117293

Por tanto el asentamiento admisible máximo para este tipo de estructura en esta zona será de 0.6 cm. inferior a lo permisible que es 2.54 cm (1"), según la Norma E-0.50. Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 0.0 - 3.0 m)	Arena mal graduada (SP)
Características	HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Peso unitario del suelo de apoyo	1.645 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	0.9587 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

1.8.4. COEFICIENTE DE BALASTO DEL SUELO

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas mas importante de los proyectos de ingeniería.

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuente, el "coeficiente de balasto" o módulo de reacción del suelo" también conocido como coeficiente de Suizberger, estudia muy en profundidad por Terzaghi.

El método simplificado propuesto por Vesic, proporciona una expresión adecuada que permiten tomar valores típicos del suelo y asociarlos para el calculo del coeficiente de balasto (K), por lo que K , para el presente estudio puede calcularse como:



DANIEL CUEVAS SERRI
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP 117293

$$K = \frac{E}{(B(1 - u^2))}$$

Cuadro Nº 02

Parametro	UNIDAD	VALOR	unidad
Clasificacion (SUCS)	(SUCS)	SP	
CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks)			
Relacion de Poisson	U	0.91	
Modulo de elasticidad	Es	1700	Tn/m2
Ancho de la cimentacion	B	1.0	m
Coefficiente de balasto	Ks	1875.0	Tn/m3
CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO (Ks)			
Carga de trabajo	q	9.47	Tn/m2
Asentamiento resultante	Si	0.006	m
Coefficiente de balasto	Ks	1578.33	Tn/m3

Los valores recomendados para el calculo del coeficiente de balasto (Ks) del suelo son los siguientes;

CUADRO Nº03 PARAMETROS DE CALCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

Módulo de elasticidad (Tn/m2)	Coefficiente de Poisson (u)	Coefficiente de balasto (Tn/m3)
1700	0.30	1875.0



DANIEL CUEVAS SERRI
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CP 117293

1.8.5. PARAMETROS PARA EL DISEÑOS Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

Luego de haber analizado los perfiles de la calicata en laboratorio, se determinó los parámetros que se deberán emplear en los diseños de la obra de sostenimientos de acuerdo a la norma E.0.50.

PARAMETROS PARA EL DISEÑOS Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO			
Nº	características	símbolo	valor
a	Peso unitario	γ (ton/m ³)	1.645
b	Cohesión	C (kg/cm ²)	0.0
c	Angulo de de fricción	ϕ (°)	34
d	Coefficiente activo estático	Ka	0.33
e	Coefficiente en reposo estático	Ko	0.52
f	coeficiente pasivo estático	Kp	6.40
g	Factor de reducción del empuje pasivo	R	0.48
h	Coefficiente activo dinámico	Kad	0.52
i	Coefficiente en reposo dinámico	Krd	0.72
j	Coefficiente pasivo dinámico	Kpd	5.62
k	Coefficiente de fricción bajo la cimentación	tan θ	0.54

1.9.- POTENCIAL DE EXPANSIÓN

De acuerdo a Seed, Woodwad y Lundgren, establecieron la Siguiete tabla de potencial de expansión determinado en Laboratorio.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 - 55	ALTO
MAYOR 55	MUY ALTO

Con los datos obtenidos en el laboratorio se tiene:

CALICATA	PROF. (m)	ÍNDICE PLÁSTICO	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
C-1	0.0-3.0	N.P	BAJO
C-2	0.0-3.0	N.P	BAJO
C-3	0.0-3.0	N.P	BAJO


 DANIEL CUEVAS SERR
 SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 OP 117293

Comparando estos valores con los índices plásticos de los suelos

arena mal graduada (SP), se concluye que el potencial de Expansión es bajo.

1.10.- AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplante de la cimentación contiene concentraciones de sulfatos sales solubles totales y Cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo tanto, se ha detectado la agresividad del suelo.

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICOS DEL SUELO

CALICATA Nº. 1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-1	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	813.00 ppm	0.0813 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1578.00 ppm	0.1578 %
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800 %

CALICATA Nº. 2

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-2	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	881.00 ppm	0.0881 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1558.00 ppm	0.1558 %
		Sales solubles totales	1779.00 ppm	0.1779 %

CALICATA Nº. 3

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-3	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	882.00 ppm	0.0882 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1586.00 ppm	0.1586 %
		Sales solubles totales	1802.00 ppm	0.1802 %


 DANIEL CUEVAS SERÍN
 SP EN GEOTÉCNICA DE SUELO
 CP 117293

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO_4^{2-}) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **Severa**, es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre **1500 – 10000 ppm**, se recomendando el uso de cemento tipo V.

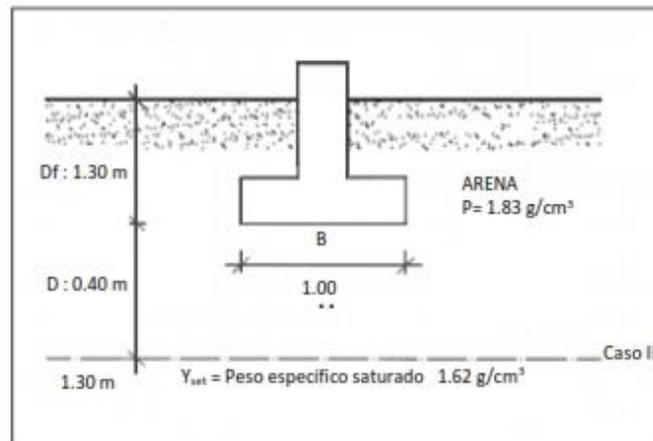


DORNIEL CUEVAS SERI
SR. EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP. 117293

DETALLE DE CIMENTACIÓN

Leyenda
 B= ancho (m)
 D:= Profundidad de desplante (m)

CAPACIDAD DE CARGA AFECTADA POR NIVEL FREÁTICO



Las **técnicas de mejoramiento de suelos** consisten en modificar las características de del **suelo** por una acción física (vibraciones de rodillo) o por la inclusión en el **suelo** de una la mezcla del **suelo** con un material afirmado de mayor resistente, con el fin de aumentar la capacidad y/ la resistencia al corte


 DANIEL CUEVAS SERRI
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 C.P. 117293

1.11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al resultado de los cálculos, características físico-mecánicas de los suelos, se establecen las siguientes consideraciones finales.

1. El presente trabajo ha consistido en la ejecución del proyecto: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES", está constituida según la clasificación SUCS por el tipo de suelo predominante en todas el área investigada se encontró arena mal graduada, en estado suelto.

2. Se realizó las Pruebas de Campo que consistieron en 03 calicata C-1, C-2, C-3, la calicata, se realizaron hasta una profundidad máxima de 3.0 m, a partir de la superficie inicial del terreno.

Tipo de suelo:

Calicata (C-1),C-2,C-3

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-1,C-1,C-3**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por tres capas de suelo, la **primera capa** de **0.0- 0.20 m**, está constituido por material de gras, vegetal, **segunda capa** de **0.20 – 1.70 m**, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto. **tercera capa** de **1.70 – 3.0 m**, está constituido por material de arena mal graduado (SP), no plástico, de color marrón claro, saturado por nivel freático, es por la misma cercanía del mar, mezclado con depósito de arena de formación eólico y aluviales, en estado suelto.

3. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICO

Durante la ejecución de las calicatas, el nivel freático se encuentro una profundidad de 1.70 m, así como de las variaciones naturales de los sistema de lluvia , en épocas de lluvias que abastecen los acuíferos.

4. Se recomienda que el tipo de cimentación a utilizar sea cimientos corridos armados, Para evitar los asentamientos diferenciales.

5. Profundidad de la cimentación:

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación de cimientos corridos y zapatas aisladas, armados desplatadas a profundidad mínima (Df=1.30 m).



DANIEL CUEVAS SERNA
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CIP 117293

A una, en el suelos natural más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena mal graduada (SP), no plástico y de consistencia suelto.

6. La Capacidad Admisible del terreno a la profundidad de cimentación mínima $D_f = 1.30$ m, a partir de la superficie, de se puede considerar para el diseño estructural de:

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 0.0 -3.0m)	Arena mal graduada (SP)
Características	HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
Angulo de fricción	34.0º
Angulo de fricción corregido	24.0º
Profundidad de cimentación mínima (Df)	1.30 m
Ancho de cimentación (B)	1.0 m
Peso unitario del suelo de apoyo	1.645 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	0.9587 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

7. El asentamiento total es de aproximadamente 0.6 cm, que es menor de 1"(2.54 cm.) recomendado para este tipo de estructuras (según la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones que dice que para Edificaciones el Asentamiento Permisible es de 1"), por lo tanto no se presentaran problemas por asentamiento.

8. Se aplicara para obtener la capacidad admisible (qad) del suelo de fundación un factor de seguridad (F.S. = 3).

9. para la reacción de suelo y el análisis de cimentación por el método se tomara en consideración el valor del modulo de balasto $K_s = 1875.0$ Tn/m³.

PARAMETROS DE CALCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

Módulo de elasticidad (Tn/m ²)	Coefficiente de poisson (u)	Coefficiente de balasto (Tn/m ³)
1700	0.30	1875.0



DANIEL CACERES SEPT.
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
OP 117293

10.- Taludes de excavación:

Las excavaciones temporales hasta nivel de sello de fundación, y/o definitivas, deberán ejecutarse con los siguientes taludes:

Excavaciones hasta 1.20m, de profundidad: Taludes Verticales.

Excavaciones superiores a 1.20m, de profundidad: Taludes 2:1 (V:H),

Protegidos con lechada de cemento.

10.1.- Para el caso del movimiento de tierra se deben considerar las siguientes recomendaciones para los taludes:

- Excavaciones para taludes definitivos en suelos SP y SM H:V = 1,5:1
- Excavaciones transitorias H:V = 1:1,5
- Rellenos H:V = 2:1

10.2.- Cuando las excavaciones se requieran operaciones manuales y las profundidades superen el 200 cm se deberá disponer de **entibaciones** y protecciones que eviten desmoronamientos y riesgos de accidentes. Estas medidas se adoptaran cualquiera que sea la calidad de los suelos y siempre que el talud sea más empinado que H:V =1:1,5.

Se deberán respetar lo indicado en la norma de construcción vigente, respecto de la seguridad en excavaciones.

11. La estructura de los pisos, patios y obras exteriores tendrá el siguiente Diseño geométrico:

- **Subrasante.**- el material de la Subrasante está conformado por arena mal graduada, la que será mejorada la subrasante escarificada y compactada en un espesor de 0.20 m, al 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.

- **Base.**- el material a emplear en la base será tipo granular seleccionado A-1-a (0) o A-1-b (0), con un espesor de 0.20 m. compactada, al 100% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.

- **Losa de concreto.**- El concreto a utilizar tendrá un resistencia de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un espesor de 0.20 cm. Siguiendo las normas vigentes del reglamento nacional de Edificaciones.

12. De acuerdo con la nueva Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismo resistente y el predominio del suelo de la cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo-resistente según el RNC. Se recomienda considerar un suelo de perfil tipo:



DANIEL CUEVAS SERÍN
SP EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CIP 117793

CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELOS DE CIMENTACIÓN

PARÁMETRO DE SUELO	VALOR
Tipo de suelo	S 2
Factor de amplificación del suelo (S2)	1.05
Periodo predominante Tp (S)	0.60
Periodo predominante TL (S)	2.0
Norma	E-030
Estructuras	

13. En caso de que la cimentación de las estructuras del tipo plateas o losas, esta se desplantaran mayormente en el suelo natural **más desfavorable** encontrado en el área en estudio, del **tipo arena mal graduado**.

14. Asimismo, en caso de considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamientos diferenciales en las estructuras, debido a que estos serán anulados por los elementos estructurales indicados.

15. Se recomienda, antes del vaciado de las zapatas y/o plateas o losas de cimentación, compactar el suelo de apoyo que generalmente se altera por el proceso de excavación. y mejoramiento del suelo por debajo de la cimentación de la zapata de un espesor de 30 cm para mejorar la resistencia del suelo y Compactar al 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.

16. Se recomienda cimentar en base a zapatas conectadas con vigas de cimentación. Asimismo la decisión y el criterio del Ingeniero Estructural son decisivos ya que podrian encontrarse diversos factores que conllevarían al uso de elementos de conexión (zapatas conectadas) tales como giros en las zapatas, torsión en planta, asimetría de la estructura.

17. En tal sentido, es recomendable, tomar en consideración la necesidad de establecer un tipo de estructura simétrica. Ya que la asimetría nos entregara deformaciones del sistema terreno-estructura. Bajo estas condiciones, una cimentación en base a zapatas conectadas para el caso de estructuras porticadas y en el caso de albañilería confinadas, cimientos corridos bajo muros de adecuada densidad de muros, incrementara la capacidad de resistencia suelo-estructura, así como atenuara los potenciales efectos dinámicos indicados.



DANIEL CUEVAS BERNI
 SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CP 117293

18. Es conveniente tener presente el cuidado necesario para que los empalmes de las tuberías de agua y desagüe estén bien instalados de tal forma evitar fugas que pueden generar la reacción de los sulfatos y cloruros.

19. El subsuelo de actividad de cimentación no está sujeta a socavaciones ni deslizamientos, así como no se ha encontrado evidencias de hundimiento ni levantamientos en el terreno.

Así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.

20. Si en la zona del proyecto se encuentra la presencia de material de rellenos en estado suelto, se **recomienda eliminar dichos rellenos y reemplazarlo por material afirmado compactado**, con las recomendaciones respectivas.

21. En la zona del proyecto **si se notara la presencia de filtraciones superficiales debido a lluvias, aniegos** a la profundidad de cimentación con respecto a la superficie natural del terreno.

Se recomienda diseñar un sistema de **drenaje superficial** (sangría) para poder evacuar el agua de filtración y pueda facilitar el proceso constructivo de las cimentaciones y también afectar a las mismas una vez construidas.

22. De los ensayos de análisis químico de suelos, se ha realizados a la muestra del suelo donde ira desplantada la cimentación, e inspección de la zona en estudio, la presencia de sales solubles totales es de 1802 ppm mayores que 1500 ppm, que ocasionara problemas de perdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación (lavado de sales), es decir el contenido de sulfatos es 1586 ppm. severo y está comprendido entre 1500-10000 ppm., se recomienda el uso de cemento tipo V.

1.12. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificaciones **E-050** "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación.

Esta información no es limitativa y deberá cumplirse con todo lo especificado en el presente Estudio de Suelos y en el Reglamento Nacional de Edificaciones.



DANIEL CUEVAS SERNA
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
DP 117293

Tipo de Cimentación: Cimientos corridos armada, bajo una adecuada densidad en ambas direcciones de muro portantes, los cuales pueden distribuir uniformemente las cargas. En el caso de estructuras porticadas mediante zapatas conectadas. Asimismo la opción por el empleo de zapatas conectas depende de giros en la zapatas, torsión en planta, asimetría de la estructura. **Resistencia $P_c=210 \text{ Kg/cm}^2$.**

ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN

Arena mal graduado(SP) y potente depósito de suelo eólico y aluvial, conformado por arenas de granulometrías medianas de aristas redondeadas. Contenido de finos, y no plásticos.

Parámetros de diseño de la cimentación

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO	Arena mal graduada (SP)
Características	HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Profundidad de cimentación mínima (Df)	1.30 m
Ancho de cimentación (B)	1.0 m
Peso unitario del suelo de apoyo	1.645 kg/cm3
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	0.9587 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

1.13.- RECOMENDACIONES

1.13.1 RECOMENDACIONES ADICIONALES

Por otro lado en la norma técnica de edificaciones E-050, en el capítulo 4º, acápite 4.3, "Profundidad de Cimentación", indica que no debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario, y que estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el acápite 4.4.1 "Rellenos controlados o de ingeniería".

NOTA:

Las Conclusiones y Recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores para otros fines.



DANIEL CUEVAS SERIS
SP EN GEOTECNICA DE SUELO
CIP 117293



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 000-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ANEXO



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 000-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MÉTODO ASTM D-422



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 000-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ANÁLISIS QUÍMICO DEL SUELO

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-1	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	813.00 ppm	0.0813 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1578.00 ppm	0.1578 %
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **severa** es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre **1500 - 10000**ppm, se recomendando el uso de cemento tipo V.


 DANIEL CUEVAS SERA
 INGENIERO EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 D.P. 117293

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 2

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-2	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	881.00 ppm	0.0881 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1558.00 ppm	0.1558 %
		Sales solubles totales	1779.00 ppm	0.1779 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades severa es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 - 10000ppm, se recomendando el uso de cemento tipo V.


 DANIEL CUEVAS SEPI,
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS,
 OP. 11793

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 3

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-3	0.00 -3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	882.00 ppm	0.0882 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1586.00 ppm	0.1586 %
		Sales solubles totales	1802.00 ppm	0.1802 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **severa** es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre **1500 - 10000**ppm, se recomendando el uso de cemento tipo V.


 DANIEL CUEVAS BERNI
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 OP 117993



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 000-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

PANEL FOTOGRÁFICO DE EJECUCIÓN DE CALICATA

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA

CALICATA Nº 1




ING. DANIEL CUEVAS SERIN
SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
OP. 117253

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA

CALICATA Nº 2




DANIEL CUEVAS SERRA
SR. EN GEOTECNICA DE SUELOS
(CP. 117293)

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA

CALICATA Nº 3




DANIEL CUEVAS SEPÚL
SR. EN GEOTECNIA DE SUELO
OP. 117293

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA




PATRICIA CUEVAS SERI
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
C.P. 117293

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA




DANIEL CUEVAS SERIO
SP EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP 117293

VISTA DE PERFIL DE SUELO DE CALICATA

MAPA DE LA PROVINCIA DE CAÑETE



ENSAYO QUÍMICO DE SUELOS

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-1	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	813.00 ppm	0.0813 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1578.00 ppm	0.1578 %
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades severa es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500- 10000ppm, se recomiendo el uso de cemento tipo V.


 ING. DANIEL CUEVAS SERÍN
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 2

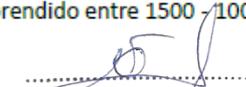
RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-2	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	881.00 ppm	0.0881 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1558.00 ppm	0.1558 %
		Sales solubles totales	1779.00 ppm	0.1779 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades severa es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 -10000ppm, se recomendando el uso de cemento tipo V.


 ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

SOLICITA	: DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO
PROYECTO	: HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES
UBICACIÓN	: LOTE 03, MZ F-3 -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 10/06/2020

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 3

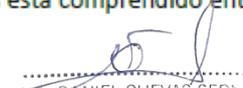
RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-3	0.00 -3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	882.00 ppm	0.0882 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1586.00 ppm	0.1586 %
		Sales solubles totales	1802.00 ppm	0.1802 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	> 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades severa es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 - 10000ppm, se recomiendo el uso de cemento tipo V.


 ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

INFORME DE ENSAYO COLAPSO DE SUELOS



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME: N° ESPC-06-N° 066-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

INFORME DE ENSAYO COLAPSO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION PARA VIVIENDA

SOLICITA : DENNIS RIDER OWEN TRUJILLO

PROYECTO : "HABILITACIÓN PARA USO DE VIVIENDA



TEMPORAL O VACACIONAL "PLAYA FARALLONES"


ING. DANIEL CUEVAS SERRANO
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

ENSAYO DE COLAPSO DE SUELOS

1 Antecedentes

1.1.1 Definiciones

Colapso: Se definen como colapso a cualquier disminución rápida de volumen del suelo, producida por el aumento de cualquiera de los siguientes factores:

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Tensión media actuante (t)
- Tensión de corte (σ)
- Presión de poros (u)

Índice de colapso: Es el valor del colapso determinado, para un esfuerzo vertical de 200 kPa, como el porcentaje de disminución de altura que experimenta la muestra al ser inundada, una vez alcanza el equilibrio bajo la acción de la presión vertical a la cual está siendo evaluada, con respecto a la altura de la probeta en el momento de proceder a la inundación.

Potencial de colapso: Es el valor de colapso determinado, para una presión vertical cualquiera, como el porcentaje de disminución de altura que experimenta la probeta al ser inundada, una vez alcanzado el equilibrio bajo la acción de la presión vertical seleccionada, con respecto a la altura inicial de la probetas.

1.1.2 Introducción

Muchos de los fenómenos que determinan el comportamiento de los suelos son complejos y no pueden siempre reducirse a causas puramente mecánicas, sino que muchas veces intervienen factores de otra índole (químicos, ambientales, etc.), provocando un comportamiento singular del terreno. En algunos suelos, estos factores "no mecánicos" tienen una importancia capital y son objeto de un estudio particular.

Dicho grupo de suelos arena mal graduado (SP) es conocido genéricamente como "suelos estructuralmente inestables".



ING. DANIEL CUEVAS SERNA
SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CIP. 117293

Uno de los principales fenómenos que afectan a algunos de estos suelos es el colapso brusco de su estructura intergranular por su porosidad alta, denominándose a los suelos que presentan estas características: suelos colapsables.

Características

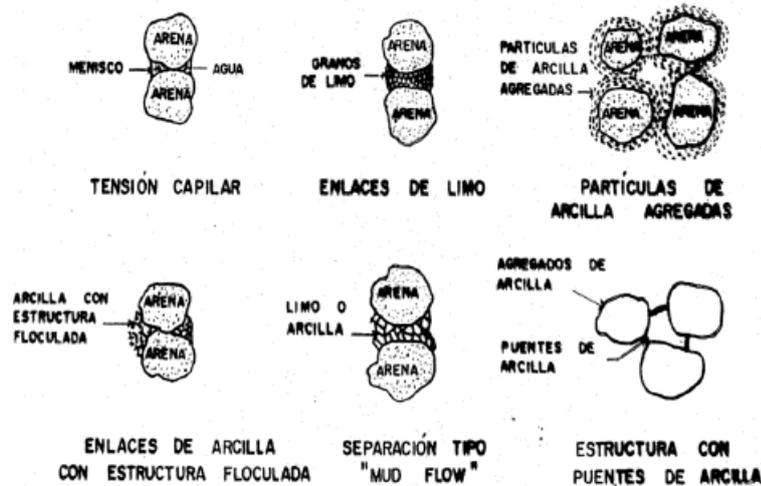
Estos suelos en condiciones de no saturación o saturación parcial presentan continuamente un reacomodo radical de las partículas y una gran pérdida de volumen por "remojo o inundado", ósea al entrar al estado de saturación completa. La existencia de estos suelos en el mundo y las dificultades ocasionadas a las edificaciones cimentadas sobre ellos han sido reconocidos ampliamente. Los depósitos más extensos de suelos colapsables son eólicos o depósitos transportados de arena y limos (loess), grava mal graduado (suelos aluviales). Se pueden encontrar comúnmente en las márgenes fluviales.

Este fenómeno puede estar originado por diversas causas:

- a) Composición mineralógica con presencia de elementos solubles en agua: el acceso de agua a la estructura del material supondrá un proceso de disolución de parte de la estructura, colapsando el resto para reordenarse hasta alcanzar un grado de empaquetado conforme al estado de tensiones en que se encuentre el terreno. Se han descrito riesgos y patologías asociadas a procesos de colapso inducidos por disolución en formaciones que alternan arcillas y yesos.
- b) Textura granular con una estructura soportada por la matriz, en la cual los elementos de la fracción gruesa se encuentran separados y unidos entre ellos por elementos de granulometría fina (puentes o agregados de arenas, limos o arcillas) que pueden verse alterados por la saturación del material.



.....
M. DANIEL CUEVAS SERNA
SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CIP. 117293



Grafica 1. Texturas potencialmente colapsables (Dudley, 1970, Maswoswe, 1985)

c) Falta de compacidad de determinados suelos, de granulometría muy fina y baja plasticidad (limos): algunas formaciones de limos sedimentados en régimen eólico, fluviales de lecho de río y bajo clima árido pueden sufrir un proceso de colapso si su humedad supera un determinado límite, por encima del cual las tensiones capilares (que juegan un papel esencial en el mantenimiento de la estructura) se desequilibran. Este mismo fenómeno es común al asiento por colapso que manifiesta un relleno antrópico no compactado.

Mecanismo de colapso

A continuación, se analizarán los diferentes mecanismos de colapso para distintas estructuras de suelos. (Dudley, 1970):

- La estructura del suelo deberá tener ciertas características, de modo tal que se tienda a la ocurrencia de dicho fenómeno.

D. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

- Las partículas estarán unidas entre sí por fuerzas o materiales cementantes que son susceptibles a ser anulados o reducidos cuando aumenta el contenido de humedad del suelo.
- Cuando este soporte es reducido o anulado, las partículas del suelo deslizan o ruedan, por una pérdida de la resistencia al corte. Los suelos granulares, como las arenas y las gravas, presentan un tipo de estructura simple, también ampliable a los limos.

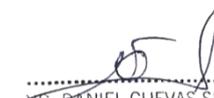
El ensayo de colapsabilidad potencial según Astm d 5333

Las muestras utilizadas para la evaluación de colapsabilidad deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada. El potencial de colapso ($I_c = CP$) se define mediante la siguiente expresión:

$$CP (\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad \circ \quad CP (\%) = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

Donde:

- Δe = Cambio de la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento
- e_0 = Relación de vacíos inicial
- ΔH_c = Cambio de altura de la muestra
- H_0 = Altura inicial de la muestra


.....
ING. DANIEL CUEVAS SERRA
SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
CIP. 117293

Interpretación del potencial de colapso (I_c).

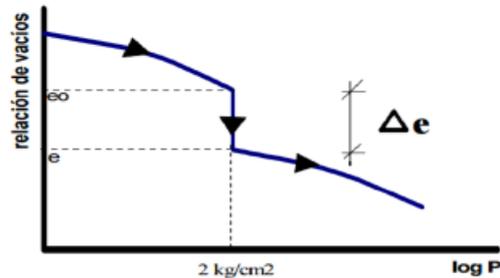
Según ASTM D5333 se expone una escala de estimación del peligro de colapso de acuerdo al potencial calculado y se indica en la tabla 1:

TABLE 1 Classification of Collapse Index, I_c

Degree of Specimen Collapse	Collapse Index I_{cs} %
None	0
Slight	0.1 to 2.0
Moderate	2.1 to 6.0
Moderately severe	6.1 to 10.0
Severe	>10

ASTM D5333 Tabla 1 pág. 2

Gráfica: Curva Típica de ensayo Arena Δe : potencial de colapso (I_c)



Gráfica 2 (Aravena R. y Kramer P., 1984)

Extracción de muestras

Las muestras son porciones representativas del terreno que se extraen para la realización de ensayos de laboratorio. Según la forma de obtención, pueden clasificarse de forma general en dos tipos:

- Muestras alteradas: conservan sólo algunas de las propiedades del terreno en su estado natural.


 ING. DANIEL CUEVAS SERRÍN
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES
INFORME: N° ESPC-06-N° 066-20

- Muestras inalteradas: conservan, al menos teóricamente, las mismas propiedades que tiene el terreno "in situ".

El muestreo son orientadas para ser usadas en laboratorio, estas son tomadas mediante un sondeo o calicatas, y siempre se deberá tener cuidado de no modificar la estructura del suelo, se recomienda realizar sondeos en seco o con muy poca agua.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general:

- Determinar el índice y el potencial de colapso de la muestra.

1.2.2 Objetivo específicos:

- Evaluar e interpretar los resultados obtenidos, en relación de sus gráficos y en base a la norma vigente (ASTM D5333 – 03).
- Hacer una comparación entre la muestra ensayada en el laboratorio y los datos obtenidos en nuestros cálculos.

1.3 Alcance:

- Este ensayo regido por la norma ASTM D 5333, es aplicable tanto en muestras de suelo inalterado como remoldeado. Este método describe la técnica de preparación de la muestra, el equipo necesario, el procedimiento a seguir para la presentación de los resultados.
- Los valores que son obtenidos se los debe expresar en Unidades SI.

1.4 Materiales o equipo a utilizar

1. Aparato debe cumplir con el método de prueba D2435.


.....
ING. DANIEL CUEVAS SERRANO
ING. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

2. Las arenas porosas serán secas al aire para impedir aumentos en contenido de agua de la muestra por capilaridad.

1.5 Procedimiento a seguir

1.5.1 Preparación de la muestra

1. Para este ensayo se usa generalmente muestras de suelo obtenidas o talladas de bloques de muestras inalterados. Estos bloques de muestra deberán ser preparados según las especificaciones de la norma.
2. Se deben usar muestras relativamente inalteradas para determinar el potencial de colapso, Ic. Puesto que los suelos susceptibles al colapso son sensitivos para métodos de muestreo usando fluidos, las muestras deben ser tomadas usando métodos secos. Resulta exitoso el método de muestreo en seco, incluyendo barreno de doble tubo y tallado a mano de bloques.

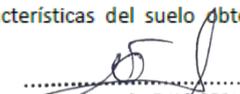
1.5.2 Proceso

1. Se realiza la aplicación de varias etapas de carga hasta llegar a 200 kPa de presión sobre una muestra de suelo, no disturbada con contenido de humedad natural, colocada en la celda de consolidación. La duración entre cada incremento de carga, antes de la inundación, debe limitarse a 1 hora, con el propósito de prevenir la evaporación de la humedad de la muestra.
2. Después de aplicar la carga vertical apropiada (200 kPa), por el tiempo de 1 hora, inundar la muestra con agua destilada por 24 horas y registrar las deformaciones vs tiempo.

2 Cálculos

La muestra es obtenida de un bloque de la zona del área de estudio planta de tratamiento y es remoldeada.

A continuación, adjuntamos una tabla de las características del suelo obtenidas en laboratorio.


.....
ING. DANIEL CUEVAS SERRA
ING. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

DATOS INICIALES		
MAGNITUDES	VALOR	UNIDADES
Altura Inicial de la muestra antes de la práctica (Ho)	1,893	cm
Diámetro de la muestra antes de la práctica (D)	6,34	cm
Gravedad Especifica (Gs)	2,67	Gr/cm3
Masa Húmeda (Mh)	151,1	gr

Calculo del Área:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 6,34^2}{4}$$

$$A = 31,57 \text{ cm}^2$$

% de Humedad W: Inicial y Final

HUMEDAD INICIAL			
MOLDE	MASA DEL MOLDE (Mm)	MASA DEL SUELO HUMEDO + MOLDE (Mh)	MASA DEL SUELO SECO+MOLDE (Ms)
1	18	45,28	40,75
2	18,53	47,52	42,71

$$W_o = \frac{Mh - Ms}{Ms - Mm}$$

$$W_{o1} = 19,91\%$$

$$W_{o2} = 19,89\%$$

$$W_{opromedio} = 19,90\%$$

HUMEDAD FINAL			
MOLDE	MASA DEL MOLDE (Mm)	MASA DEL SUELO HUMEDO + MOLDE (Mh)	MASA DEL SUELO SECO + MOLDE (Ms)
1	22,75	78,13	70
2	22,35	63,78	58,9

$$W_f = \frac{Mh - Ms}{Ms - Mm}$$

$$W_{f1} = 17,21\%$$


 ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME: N° ESPC-06-N° 066-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

$$Wf2 = 13,35\%$$

$$Wf_{promedio} = 15,28\%$$

Calculo de la Masa seca: M_s'

$$M_s' = \frac{Mh'}{1 + W} = \frac{151,1}{1 + 0,119}$$

$$M_s' = 126,02 \text{ g}$$

Calculo de la altura: (H_s)

$$H_s = \frac{M_s'}{AG_s} = \frac{126,02g}{31,57 * 2,67}$$

$$H_s = 1,495 \text{ cm}$$

Calculo de la relación de vacíos inicial y final: e_o y e_f . (Calculo como comparación)

$$e_o = \frac{H_o - H_s}{H_s} = \frac{1,893 - 1,495}{1,495}$$

$$e_o = 0,27$$

$$e_f = G_s * W_f = 2,67 * 0,153$$

$$e_f = 0,41$$


ING. DANIEL CUEVAS SERNA
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

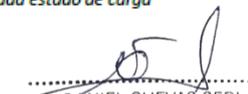
INFORME: N° ESPC-06-N° 066-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

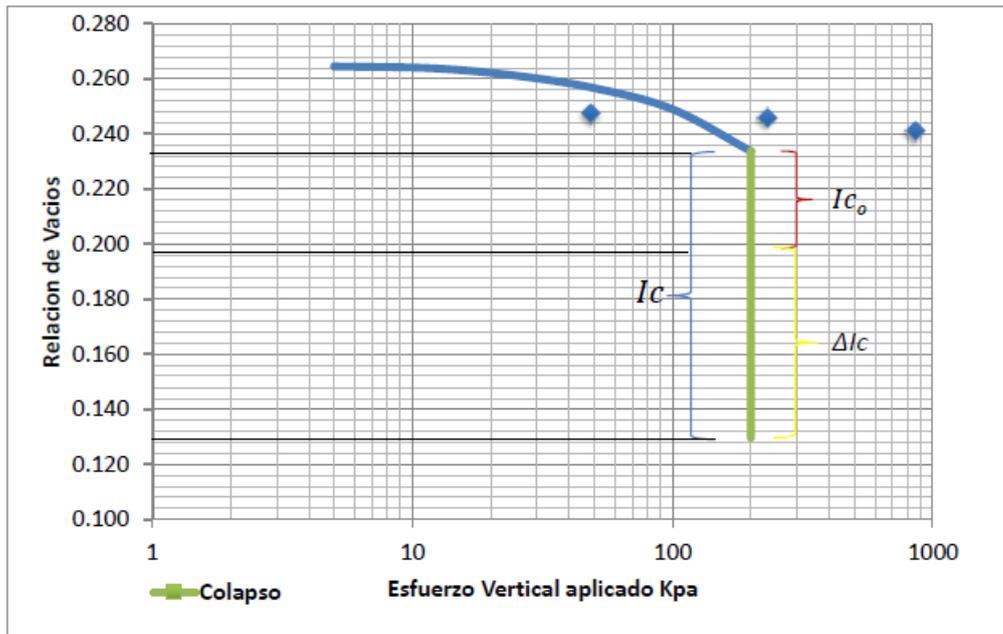
A continuación, adjuntamos la tabla con los resultados de laboratorio sobre las mediciones del deformímetro, tiempos y cargas.

Hora /fecha	Tiempo (min)	Lectura deformímetro (mm)	Carga (kpa)	Delta H		Hf cm	Altura de vacio Hv	Relacion de Vacio e	(d-d ₀) / h _v %
				mm	cm				
	10 min	0.0	0	0.000	0.000	1.983	0.398	0.66	0.0
	15 min	0.03	5	0.008	0.008	1.891	0.395	0.264	0.1321
	15 min	0.04	12	0.033	0.033	1.890	0.394	0.261	0.0528
8:30	15 min	0.07	25	0.072	0.072	1.886	0.390	0.257	0.2641
9:10	15 min	0.14	50	0.140	0.140	1.879	0.384	0.249	0.6207
9:20	15 min	0.26	100	0.255	0.255	1.867	0.372	0.234	1.2282
9:45	6 seg	0.49	200	0.483	0.483	1.845	0.349	0.198	2.4300
	15 seg	1.02	200	1.013	1.013	1.792	0.296	0.198	5.2298
	30seg	1.02	200	1.045	1.045	1.792	0.296	0.198	5.2298
	1min	1.02	200	1.080	1.080	1.792	0.296	0.198	5.2298
	2min	1.02	200	1.150	1.150	1.792	0.268	0.198	5.2298
	4min	1.02	200	1.198	1.198	1.792	0.260	0.198	5.2298
	8min	1.02	200	1.280	1.280	1.792	0.258	0.198	5.2298
10:20	15min	1.30	200	1.300	1.300	1.763	0.251	0.179	6.7485
10:30	30min	1.38	200	1.373	1.373	1.756	0.258	0.174	7.1315
11:36	60min	1.40	200	1.395	1.395	1.753	0.259	0.173	7.2504
13:36	120min	1.45	200	1.443	1.443	1.749	0.260	0.170	7.5013
17:30	240min	1.47	200	1.465	1.465	1.746	0.296	0.168	7.6202
	480min	2.00	200	2.000	2.000	1.692	0.251	0.132	10.4464
	1440 min	2.01	200	2.008	2.008	1.644	0.322	0.130	10.4860

Tabla No. 2 – Cálculo de la relación de vacíos y deformaciones para cada estado de carga


 D. DANIEL CUEVAS SERRÍN
 SP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

A continuación, tenemos la gráfica de Relación de Vacíos – Esfuerzos (KPa)



De la gráfica calculamos el índice de colapso inicial I_{c_0}

$$I_{c_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100$$

$$I_{c_0} = \frac{0,2337 - 0,1982}{1 + 0,266} \times 100$$

$$I_{c_0} = 2,804\%$$

De la gráfica calculamos el I_c total, referente a la suma entre el I_c inicial y el colapso ocasionado por la alteración del remodelo o colapsos secundarios.

$$I_c = \frac{0,2337 - 0,1297}{1 + 0,266} \times 100$$

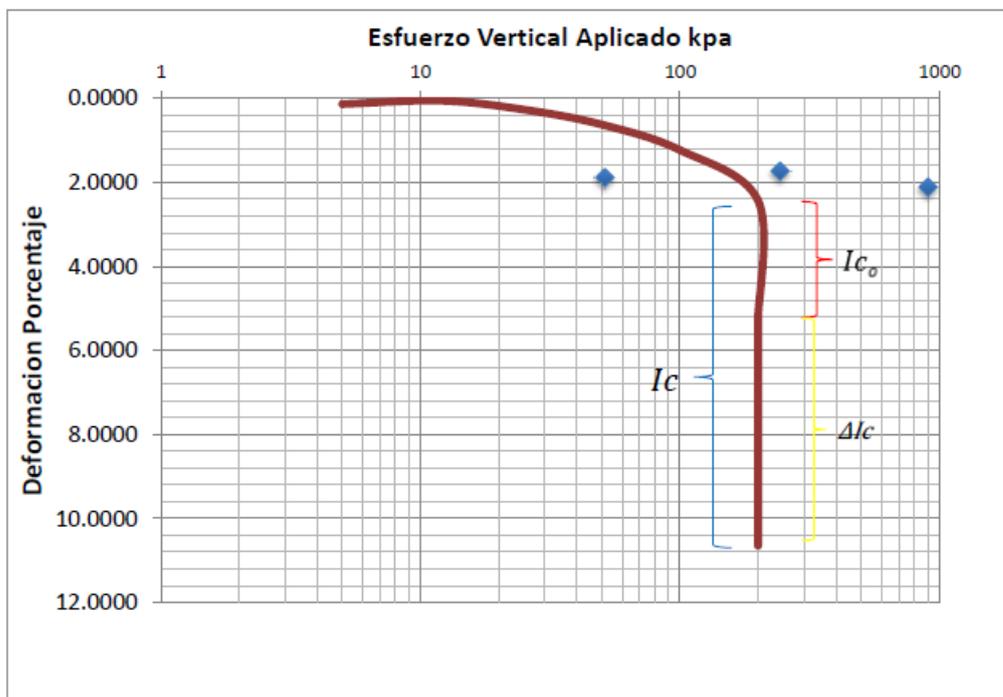

 ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

$$I_c = 8,21\%$$

Calculamos la diferencia entre el índice de colapso total y el inicial que represente la alteración de la muestra o colapsos secundarios.

$$\Delta I_c = 8,21 - 2,804 = 5,406\%$$

A continuación, tenemos la gráfica Deformación- Esfuerzo Vertical



De la gráfica calculamos el índice de colapso inicial I_{c_0}


 ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME: N° ESPC-06-N° 066-20

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

$$I_c = \frac{\Delta h}{H_o}$$

$$I_c = 5,23 - 2,43 = 2,8\%$$

De la gráfica calculamos el I_c total

$$I_c = 10,64 - 2,43 = \mathbf{8,21\%}$$

Calculamos la diferencia entre el índice de colapso total y el inicial que represente la alteración de la muestra o colapsos secundarios.

$$\Delta I_c = 8,21 - 2,804 = \mathbf{5,406\%}$$


ING. DANIEL CUEVAS SERNA
S.P. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

3 Conclusiones

➤ De los datos obtenidos del índice de colapso inicial y total:

- $I_{c_0} = 2,804$ $I_{ct} = 8,21$ "Esfuerzo Vertical-Relación de Vacíos"
- $I_{c_0} = 2,8$ $I_{ct} = 8,21$ "Esfuerzo Vertical-Porcentaje de Deformación"

Definimos que los valores son muy acercados por lo que los dos métodos son acertados para definir el índice de colapso.

➤ Según la tabla 1 de la Norma NTP 339.163

Clasificación del índice de colapso I_c (%)	
Grado de colapso	Índice de colapso I_c (%)
Ninguno	0
Leve	0.1 – 2.0
Moderado	2.1 - 6.0
Moderadamente severo	6.1 - 10.0
Severo	> 10

- $I_{c_0} = 2,8$ Moderado
- $I_{ct} = 8,21$ Moderado a Severo

➤ De acuerdo con los datos obtenidos, que existe una diferencia entre en índice de colapso inicial y el índice de colapso total y esto se debe a que la muestra fue remoldeada, dándonos una diferencia de 5,4%, y nos da de resultado con la suma de esta diferencia un índice total, que nuestra muestra está en el rango de Moderado a severo.

➤ El colapso de los suelos es la disminución moderada de volumen cuando está con alto contenido de humedad, nuestra humedad obtenida es de 15,28 %, que es un valor de contenido de humedad relativamente bajo por lo que cumple con los requisitos de la Norma NTP 339.163.


ING. DANIEL CUEVAS SERNA
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

- Además hay que indicar que este factor es muy importante para la obtención de los asentamientos. Recordando de igual manera que en estado sumergido y bajo la aplicación de cargas verticales los suelos colapsables presentan un mayor asentamiento.
- Haciendo referencia a la Tabla 1.4, vemos que nuestra muestra de suelo, se trata de una arena mal graduado mezclado con arena uniforme densa, $e = 0,47$ y $w=15,28$, pero en nuestro laboratorio ensayamos una arena mediana y concluimos que este cambio se debe a la alteración en la estructura de la muestra debido al remoldeo y la compactación.

Tabla 1.4. Índice de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco (Coduto, 1999).

Tipo de suelo	e	w % Típico	γ_d KN/m ³
Arena uniforme suelta	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa suelta	0.65	25	16
Arena limosa densa	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9 - 1.4	30 - 50	11.5 - 14.5
Arcilla orgánica suave	2.5 - 3.2	90 - 120	6 - 8


 ING. DANIEL CUEVAS SERRA
 SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

4 Recomendaciones

- Tomar en cuenta que el ensayo se lo debe realizar con muestras en estado natural o inalterada y llevarla al estado de saturación, por esto es importante tomar las debidas precauciones en el momento de transportar la muestra al laboratorio, y la manipulación en el ensayo.
- Es importante poner atención en la medición de los datos que se obtienen en los aparatos de medida ya que, si no se las toma de manera correcta, pueden inferir en errores, para el cálculo de nuestro índice de saturado.
- Es importante que, al momento de cambiar las diferentes cargas en el tiempo, hacerlo con extremo cuidado ya que un mínimo movimiento podría afectar de gran manera ya que el deformímetro tiene una sensibilidad muy alta.
- Se debe de utilizar instrumentos certificados y de medidas correctas que lo aclaran en la norma ASTM D 4546 – 14 para obtener buenos resultados.
- Estos asentamientos se podrían prevenir:
 - Haciendo que el suelo colapse antes de edificar
 - Logrando un buen impermeabilizado para que el agua no penetre de ninguna forma al suelo.
 - Mejoramiento del suelo de un espesor 1m con material afirmado, que contenga un índice de plasticidad el 12 %, y remembrada, pero llegando hasta la capa firme sobrepasando la capa saturada. Serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 25.4. Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma. El peso específico del suelo natural es de 1.82 gr/cm³, se recomienda realizar una compactación con el material de préstamo el cual estará por debajo de la zapata y en contacto con la zapata, el cual deberá de compactarse al 100% de la MDS, del ensayo proctor modificado.
 - La cimentación y los pisos deberán apoyarse sobre suelos no saturado. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos saturados.
 - Las técnicas de mejoramiento de suelos consisten en modificar las características de un suelo por una acción física (vibraciones rodillo) o por la inclusión en el suelo de una la mezcla del suelo con un material afirmado de mayor resistente, con el fin de aumentar la capacidad y/o la resistencia al corte,
 -



DANIEL CUEVAS SERNA
SP. EN GEOTECNICA DE SUELOS
CIP. 117293

PANEL FOTOGRAFÍCO DE EJECUCIÓN DE CALICATAS



CALICATA C-1



CALICATA C-2



CALICATA C-3



VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA