

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Asentamiento diferencial como rango de confiabilidad de la
cimentación del diámetro, fricción lateral a las
profundidades 5, 6 y 7 m del edificio de rectorado de la USP**

Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil

Autor

Ramos Laborio, Jhonny Florentino

Asesor

Flores Reyes, Gumercindo

Chimbote – Perú

2019

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

Título.....	i
Palabras Clave	ii
Resumen.....	iii
Abstract.....	iv
I. Introducción.....	1
II. Metodología.....	41
III. Resultados.....	94
IV. Análisis y Discusiones de los Resultados.....	100
V. Conclusiones y Recomendaciones.....	102
VI. Agradecimientos.....	104
VII. Referencias Bibliográficas.....	105
VIII. Anexos y apéndices	107

Lista de tablas

Tabla 1: Valores típicos del coeficiente C_p	22
Tabla 2: Asentamiento permisible.....	23
Tabla 3: Técnicas de recolección de información.....	43

Lista de cuadros

Cuadro 1: Clasificación SUCS.....	6
Cuadro 2: Factores de seguridad de carga, Meyerhof.....	16
Cuadro 3: Correlaciones.....	28
Cuadro 4: Factor de corrección por energía del martillo: n_h	29
Cuadro 5: Factor de corrección por diámetro de la perforación: n_b	29
Cuadro 6: Factor de corrección por muestreador: n_s	29
Cuadro 7: Factor de corrección de longitud barra perforadora: n_r	30
Cuadro 8: Valores de ϕ para n del SPT.....	30
Cuadro 9: Límites para la distorsión del entrepiso.....	39
Cuadro 10: variable dependiente.....	40
Cuadro 11: Variable independiente.....	40
Cuadro 12: Clasificación de suelo.....	44
Cuadro 13: Corrección de valores de “N” del SPT de campo.....	46
Cuadro 14: Acotamiento y apreciación de la altura requerida para el análisis.....	60
Cuadro 15: Formas modales, visualización de la tabla de PPMM y periodo fundamental.....	63
Cuadro 16: Irregularidades estructurales en altura.....	65
Cuadro 17: Irregularidades estructurales en planta.....	66
Cuadro 18: Espectro pseudo aceleraciones.....	66
Cuadro 19: Cortante estático.....	69
Cuadro 20: Cortante dinámico.....	70
Cuadro 21: Peso total del edificio y la cortante basal.....	70
Cuadro 22: Cargas sísmicas automáticas a diafragmas horizontales.....	70
Cuadro 23: Fuerzas sísmicas.....	71
Cuadro 24: Comparación de la distribución de las fuerzas laterales manual y con el programa Sap2000 v20.0.0.....	71
Cuadro 25: Control de distorsiones de la torre.....	72
Cuadro 26: Control de desplazamiento empotrado en la base de la torre.....	72
Cuadro 27: Control de distorsiones crujía en el eje I-I (horizontal en X).....	73
Cuadro 28: Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (I-I).....	74

Cuadro 29: Control de distorsiones crujía en el eje H-H (horizontal en X).....	75
Cuadro 30: Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (H-H)....	75
Cuadro 31: Control de distorsiones crujía en el eje G-G (horizontal en X).....	76
Cuadro 32: Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (G-G)...	77
Cuadro 33: Transmisión de cargas.....	78
Cuadro 34: Cálculo de número de pilotes.....	82
Cuadro 35: Rigidez vertical (Riv) para diferentes longitudes.....	88
Cuadro 36: Clasificación de suelo.....	94

Lista de gráficas

Gráfica 1: Carta de plasticidad.....	6
Gráfica 2: Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos.....	7
Gráfica 3: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.....	18
Gráfica 4: Criterios de daños en estructuras.....	24
Gráfica 5: Ingresando la curva de espectro de respuesta para el análisis dinámico.....	69
Gráfica 6: Derivas inelásticas sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la torre....	73
Gráfica 7: Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (I-I)	74
Gráfica 8: Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (H-H)	76
Gráfica 9: Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (G-G)	77
Gráfica 10: Distribución de 12 pilotes para los pilotes de 5m.....	83
Gráfica 11: Ingresando coeficiente de basalto.....	83
Gráfica 12: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 50cm...84	84
Gráfica 13: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 70cm...84	84
Gráfica 14: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 100cm..85	85
Gráfica 15: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 50cm...85	85
Gráfica 16: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 70cm...86	86
Gráfica 17: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 100cm..86	86
Gráfica 18: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 50cm...87	87
Gráfica 19: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 70cm...87	87
Gráfica 20: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m c/ peralte de 80cm...88	88
Gráfica 21: Rigidez simple de resorte.....	89
Gráfica 22: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm.....89	89
Gráfica 23: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm.....90	90

Gráfica 24: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 100cm.....	90
Gráfica 25: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm.....	91
Gráfica 26: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de70cm.....	91
Gráfica 27: Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de100cm.....	92
Gráfica 28: Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 5m.....	92
Gráfica 29: Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 6m.....	93
Gráfica 30: Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 7m.....	93
Gráfica 31: Esfuerzo efectivo.....	94
Gráfica 32: Densidad del suelo.....	95
Gráfica 33: Ángulo de fricción interna del suelo.....	95
Gráfica 34: Capacidad de carga por fuste (Qf)	96
Gráfica 35: Capacidad de carga por punta (Qp)	96
Gráfica 36: Capacidad de carga admisible (Qad)	96
Gráfica 37: asentamiento causada por fuste.....	97
Gráfica 38: Asentamiento causada por la carga en punta.....	97
Gráfica 39: Asentamiento Total de un pilote aislado.....	97

Lista de figuras

Figura 1: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.....	25
Figura 2: Ensayo de penetración estándar (SPT).....	27
Figura 3: Densidad de suelo para cada capa del estrato y el nivel freático.....	47
Figura 4: Vista Posterior en elevación de la estructura analizada.....	57
Figura 5: Visualización del modelo estructural representativo.....	57
Figura 6: Vista interior del Auditorio.....	61
Figura 7: Patrones de carga creados, de acuerdo a la definición.....	62
Figura 8: Traslacional en X de 0.51907seg. , con 78.22% de PPMM y 6.51% participa en rotación RZ.....	64
Figura 9: Traslacional en Y de 0.371seg. , con 75.26% de PPMM y 4.71% participa en rotación RZ.....	64
Figura 10: Traslacional en Z de 0.349seg. , con 65.07% participa en rotación RZ.....	65
Figura 11: Coeficiente de amplificación sísmica (C)	69

PALABRA CLAVE:

TEMA	Asentamiento diferencial
ESPECIALIDAD	Cimentaciones

KEY WORDS:

TOPIC	Differential settlement
SPECIALIZATION	Foundations

LINEAS DE INVESTIGACIÓN

PROGRAMA	Ingeniería Civil
Línea de Investigación	Estructuras
OCDE	2. Ingeniería y Tecnología 2.1 Ingeniería Civil Ingeniería de la construcción
Sub- Líneas o Campos de Investigación	Análisis y diseño de estructuras Desempeño estructural

**ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE
CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO,
FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 M DEL
EDIFICIO DEL RECTORADO DE LA USP**

Resumen:

El propósito de la investigación fue determinar el rango de confiabilidad de la cimentación del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5m, 6m y 7m del edificio del Rectorado de la USP, para minimizar el asentamiento diferencial de la estructura que traen como consecuencia el colapso, desplazamiento agrietamientos de los elementos estructurales y así como pérdidas humanas ante la ocurrencia de un sismo de grandes magnitudes. La zona de estudio se realizó en Av. Francisco Bolognesi 421 de la ciudad de Chimbote cuya característica general de suelo es arenoso y se considera flexible con problemas de licuefacción, y con presencia de la capa freática el cual reduce la resistencia cortante del suelo con el aumento de la presión de poros del agua.

En primer lugar, se realizó un estudio por método del ensayo de penetración estándar (SPT) con la norma ASTM D-1856 para extraer muestras más razonables sin alterar las propiedades físicas donde se registró la napa freática a los 1.10m con presencia de suelos arenosos saturado y además se determinó la mayor capacidad de carga por fuste es a 7m de 27.31 Ton, y la capacidad de carga por punta es a 7 m de 58.37 Ton.

Seguido se realizaron configuración, estructuración, modelación y un análisis estático y dinámico con la norma E030 donde se determinó el periodo fundamental de 0.519seg., la cual indica que la estructura tiene una base rígida y así mismo se obtuvo el segundo y el tercer modo de 0.3709 seg y 0.3495 seg. también se controló las derivas inelásticas, desplazamientos, distorsiones rigidizando la base de la estructura y los muros con placas de concreto armado en ambas direcciones (X-X), (Y-Y); y además se realizó cálculos de capacidad portante y asentamiento diferenciales de un pilote usando una zapata de dimensiones de 3.75x3.75 con peralte de 70cm para profundidades de 5m, 6m y 7m y se obtuvo un asentamiento de 2.472mm, 2.191mm y 2.071mm respectivamente y según las investigaciones realizadas por Shukla, Desai y Solanki (2014) y Rodríguez y Cindy (2014) se encuentra en rango permisible la cual indica que la estructura permanecerá sostenible, estable y rígido ante un evento sísmico severo.

Abstract

The purpose of the investigation was to determine the reliability range of the foundation of the diameter, lateral friction at the depths of 5m, 6m and 7m of the building of the rectory of the USP, to minimize the differential settlement of the structure that brings as a consequence the collapse, displacement cracking of structural elements and as well as human losses before the occurrence of a large magnitude earthquake. The study area was carried out at Av. Francisco Bolognesi 421 in the city of Chimbote whose general characteristic of soil is sandy and is considered flexible with liquefaction problems, and with the presence of the water table which reduces the shear strength of the soil with the Increased water pore pressure.

First, a study by standard penetration test (SPT) method with ASTM D-1856 was conducted to extract more reasonable samples without altering the physical properties where the groundwater was registered at 1.10m with the presence of sandy soils In addition, it was determined that the maximum load capacity per shaft is 7m of 27.31 Ton, and the load capacity per point is 7m of 58.37 Ton.

Followed configuration, structuring, modeling and a static and dynamic analysis with the E030 standard where the fundamental period of 0.519sec was determined, which indicates that the structure has a rigid base and likewise the second and third modes were obtained of 0.3709 sec and 0.3495 sec. also controlled the inelastic drifts, displacements, distortions stiffening the base of the structure and the walls with plates of reinforced concrete in both directions (X-X), (Y-Y); and also carried out calculations of bearing capacity and differential settlement of a pile using a footings dimensions of 3.75x3.75m with 70cm cant for depths of 5m, 6m and 7m and a settlement of 2.472mm, 2.191mm and 2.071mm was obtained respectively, and according to the research carried out by Shukla, Desai and Solanki (2014) and Rodríguez and Cindy (2014), it is in the permissible range which indicates that the structure will remain sustainable, stable and rigid before a severe seismic event.

I. Introducción

De los antecedentes encontrados se ha abordado algunos trabajos relevantes a esta investigación, como el de Shukla, Desai y Solanki (2014) en su trabajo de investigación buscó analizar el comportamiento dinámico de estructuras con cimentaciones de pilotes para una construcción de 25 pisos con 3 tipos diferentes de subsuelo: arena medio denso, arena arcillosa y suelo arcilloso; planteó el diseño de dos pilotes de 1m de diámetro con diferentes longitudes de profundidad de 15 y 30m la cual obtuvieron los siguientes resultados: para terremoto Bhuj; el suelo arcilloso da asentamiento en el rango de 17 a 18 cm y el suelo de arena arcillosa da en el rango de 15 a 20 cm, que muestra una reducción del 65 al 75%, aunque la estructura falla en estas dos sub condiciones del suelo, debido al asentamiento excesivo más allá de los límites permisibles de 65mm a 100 mm de balsa, donde el suelo de arena media densa dio 90 mm a 100 mm asentamiento, que estaba al borde del fracaso; para terremoto Yermo, el suelo arcilloso da asentamiento en el rango de 15 a 16 cm en donde para el suelo arena arcillosa da en el intervalo de 5 a 10 cm que muestra una reducción de 35 a 40% y mientras que para el suelo arena media densa dio 50 mm a 270 mm, lo que muestra una reducción del 75 al 85%, aunque la estructura falla en todas las condiciones por debajo del suelo, debido al asentamiento excesivo más allá de los límites permisibles 65 a 100 mm para pilote con balsa; y para terremoto Centro: el suelo arcilloso da asentamiento en el rango de 22 a 32 mm, donde para el suelo de arena arcillosa da en el rango de 12 a 17 mm, lo que muestra una reducción del 45 al 55% y el suelo de arena media densa dio a 1 mm 2 mm, que muestra la reducción de la estructura de 99% permanece constante en todas las condiciones por debajo del suelo debido a asentamiento dentro de los límites permisibles 65 a 100 mm para el pilote con balsa.

Por otro punto, en la investigación de Zhang y Limin (2005) buscó conocer los asentamientos de pilotes individuales en la carga de diseño previsto varían de menos de 10 mm para las pilas relativamente cortas alrededor de 30 mm para las pilas largas y los asentamientos en el doble de la carga de diseño varían de 18 mm a 85 mm, el asentamiento pilote individual sigue aproximadamente una distribución logarítmica normal.

Así mismo se revisó la investigación de Rodríguez y Cindy (2014) planteó un modelo para el cálculo de la cimentación de un edificio y los desplazamientos en pilotes individuales cargados lateralmente, involucrando un modelo constitutivo no lineal y dependiente de coeficientes que simulan mediante un programa de computador capaz de calcular los desplazamientos en la cimentación sobre pilote, en función de la profundidad y la carga impuesta, obteniendo resultados obtenidos en las tablas y figuras anteriores, se concluye que los desplazamientos generados en la cimentación sobre pilotes no superan el asentamiento permisible en el orden de 6 cm, presentando asentamientos máximos de 2,98 cm, se realizó comparaciones en los asentamientos y encontramos asentamientos menores a 3 cm de diferencia.

Del mismo modo se revisó de Barrientos (2015) buscan determinar el tipo de cimentación en los diferentes tipos de edificios y realizar los diseños por el Método de los Estados Límites de todas y cada una de las cimentaciones identificadas y calcular el costo que tendría su ejecución; El cual obtuvo los siguientes resultados: El diseño por el método de los estados límites es más económica que el diseño por presión admisible, el diseño de cimentación profunda mediante pilotes colocados en los suelos de poca capacidad portante resulta ser este método el más efectivo y económico ejecutando actualmente en nuestro país

De acuerdo a lo revisado en los antecedentes se justifica la presente investigación en los aspectos social y del conocimiento.

En el presente proyecto de investigación el principal interés se encuentra en la necesidad determinar el rango de confiabilidad, parámetros permisibles para el tipo de suelo que tiene en zona de estudio a las profundidades de 5, 6 y 7m del edificio del rectorado de la USP usando cimentaciones con pilotes y difundir el uso de cimentaciones profundas para suelos de baja capacidad portante con nivel freático muy alto por lo que presenta licuefacción de suelos e indicar cuales son los factores y rangos de confiabilidad permisible de los pilotes para un asentamiento diferencial para que la superestructura con el uso de cimentaciones profundas permanezca esencialmente elástica durante el sismo de diseño, en comparación a otras estructuras convencionales con base empotrada, que buscan alcanzar solo un nivel de protección razonable para fallas estructurales mayores y pérdidas de vidas, sin preocuparse en

limitar el daño o mantener las funciones estructurales y además con esta investigación difundir e impartir conocimientos a la sociedad y a los futuros proyectistas la correcta elección de los rangos de confiabilidad del uso de cimentaciones con pilotes en suelos licuables.

Por ello se presenta el presente proyecto de investigación que está orientado en determinar el rango de confiabilidad de la cimentación del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5m, 6m y 7m del edificio del rectorado de la USP para minimizar asentamiento diferencial de la cimentación.

La problemática de la presente investigación se pone de manifiesto en las siguientes líneas:

A nivel nacional se registra un silencio sísmico en las regiones costeras del norte y del sur preocupante, ya que allí no se producen sismos devastadores desde hace más de 150 años, por lo que se entiende que en las regiones donde hay silencio sísmico, es decir en las que no ha ocurrido un fuerte temblor en varios años, son más propensas a registrar un terremoto.

La posibilidad de que vuelva a ocurrir una catástrofe similar o superior a la ocurrida el 31 de mayo de 1970 en Ancash es casi un hecho según indica el experto Hernando Tavera "hoy la ciencia nos permite cuantificar esa energía. Por eso afirmamos que en la costa central del Perú, desde Chimbote hasta San Vicente de Cañete, se acumula tal energía que producirá un sismo de más de 8.5 grado".

Los terremotos, sismos o seísmos, se producen debido a la liberación brusca de energía al romperse o moverse las masas de rocas que forman las placas litosféricas. Los terremotos ocurren en zonas inestables del planeta donde dos placas litosféricas chocan, se empujan y acumulan energía hasta liberarla de forma brusca y las zonas más propensas a sufrir daños estructurales de viviendas, edificaciones, pérdidas humanas son las zonas donde la capacidad portante del terreno es bajo como se dió el Sismo Kobe-Japón (1995), uno de los problemas graves fue de la licuefacción de suelos, y así como el terremoto en Ancash del (1970) en Perú, describieron la licuación de suelos en Chimbote.

Por ello la Universidad San Pedro de Chimbote ante los peligros de un sismo y el crecimiento poblacional estudiantil ve la necesidad de contar con un edificio

imponente, para rectorado, de moderna y amplia infraestructura capaz de no colapsar y resistir sismos de severa magnitud como los que ocurren en la ciudad de Chimbote, que tiene problemas de licuefacción de suelos; reduciendo con ello accidentes y pérdidas humanas dando seguridad entre los trabajadores, estudiantes y público en general.

La problemática por la cual atraviesa la ciudad de Chimbote con relación al tipo de suelo que se presenta en toda la zona costera, el suelo es arenoso inestable y con una napa freática muy alta, la cual son susceptibles a ocurrir licuefacción de suelos por el aumento de presión de poros del agua y la pérdida de resistencia al corte del suelo, la cual trae como consecuencia asentamientos excesivos de la cimentación, grandes deformaciones, colapso total de la estructura y así como la pérdidas humanas; por ello para preveer y mitigar ciertas consecuencias se formula:

¿Cuál será el rango de confiabilidad del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5, 6 y 7m para el asentamiento diferencial de la cimentación del edificio de Rectorado de la USP?

De la bibliografía consultada se pudo revisar diversas definiciones que serán útiles para el desarrollo de la investigación, tales como:

Juárez (2012) define que el suelo es conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”; en la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. Los suelos se forman por la combinación de cinco factores interactivos: material parental, clima, topografía, organismos vivos y tiempo. Los suelos constan de cuatro grandes componentes: materia mineral, materia orgánica, agua y aire; la composición volumétrica aproximada es de 45, 5, 25 y 25%, respectivamente. Los constituyentes minerales (inorgánicos) de los suelos normalmente están compuestos de pequeños fragmentos de roca y minerales de varias clases. Las cuatro clases más importantes de partículas inorgánicas son: grava, arena, limo y arcilla. El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento, es por ello que los coeficientes de seguridad que suelen utilizarse son al menos de 3 con relación a la resistencia. La presencia de diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones.

Según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS) se divide a los suelos en dos grupos:

Suelos de partículas gruesas: Son aquellas en que más del 50% son retenidos en el tamiz N° 200. Este suelo a su vez se subdivide en gravas y arenas.

Suelos de partículas Finas: Son aquellos en que más del 50%, pasa el tamiz N° 200.

Para el método del “SUCS”, se utiliza el cuadro N° 2, donde básicamente aparece la carta de plasticidad de Casagrande.

Curva granulométrica.- La gráfica granulométrica, suele dibujarse con los porcentajes como ordenada y los tamaños de las partículas como abscisas.

Las ordenadas, se refieren a porcentaje en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente.

Las características de la curva granulométrica son:

Coefficiente de Uniformidad (Cu):

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Para gravas bien graduadas (GW): $Cu > 4$

Para arenas bien graduadas (SW): $Cu > 6$

Coefficiente de Curvatura (Cc):

$$Cu = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Para suelos bien graduados (W):

D60 = Tamaño tal que, el 60% en peso del suelo, sea igual o menor.

D10 = Tamaño tal que, sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo, llamado por HAZEN, Diámetro Efectivo.

D30 = Se define análogamente que los anteriores.

Cuadro 1

Clasificación SUCS

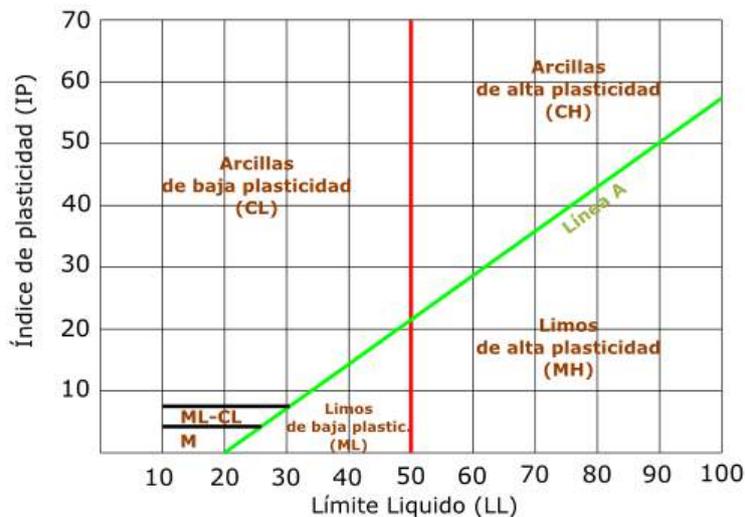
NOMBRE	SUELOS, GRUESOS, TAMAÑOS
Gravas	Más de la mitad de la fracción de material grueso queda retenida en el tamiz N° 4. Tamiz N° 4 (4.76 mm.) a 3 pulg. (7.6 cm)
Arenas	Más de la mitad de la fracción de material grueso pasa el tamiz N° 4. Tamiz N° 200 (0.074 mm.) a Tamiz N° 4 (4.76 mm.)

Fuente: Braja Das (2001)

Para clasificación de suelos de particulares finas ecuación de suelos de partículas finas ecuación Línea “A” $I.P. = 0.73 (L.L. - 30)$

Gráfica 1

Carta de plasticidad



Fuente: Braja Das (2001)

La resistencia cortante de arenas saturadas puede ser medida de una manera similar a la resistencia cortante de arenas secas, ya que en la mayoría de casos la velocidad de carga en el campo será lo suficientemente lenta para permitir que la arena se consolide y drene completamente, independientemente de que sea seca o saturada.

El ángulo de fricción interna correspondiente a la pendiente de la envolvente de falla se denomina ϕ , indicando que se han utilizado los esfuerzos efectivos.

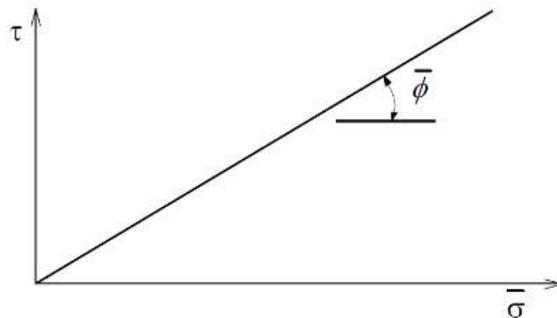
La expresión de la resistencia cortante es:

$$S = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

El ángulo de fricción interna φ de una arena saturada y el ángulo de fricción interna φ de una arena seca, tienen el mismo valor. Esto es, si siempre se expresa el ángulo de fricción interna de una arena en función de los esfuerzos efectivos, no existe diferencia en este valor si se trata de arena seca o saturada. Sin embargo, si la arena está saturada y por debajo del nivel freático, las presiones de poros grandes reducirán los esfuerzos efectivos, y de acuerdo a la ecuación, la resistencia cortante de una arena saturada será inferior a la arena seca comparable. Por esta razón, es necesario utilizar esfuerzos efectivos en vez de esfuerzos totales al calcular la resistencia cortante de arenas en el campo. Esto no es difícil, ya que las presiones de poro iniciales se conocen de las condiciones freáticas y no se desarrollarán excesos de presión de poros, ya que la arena se consolidará y drenará casi instantáneamente durante la carga en el campo (Alva, 2012, pág. 34)

Gráfica 2

Diagrama de falla en función de esfuerzos efectivos para arena saturada



Fuente: Alva (2012)

Los cambios en la presión de poros de la arena (y en todo tipo de suelo), dependerá de la tendencia del suelo al cambio de volumen durante el corte. Si la arena tiende a comprimirse (disminución de volumen) durante el corte, la presión de poros aumentará. Si la arena tiende a expandirse (aumento de volumen) durante el corte, la presión de poros disminuirá.

Aunque un suelo saturado no puede cambiar de volumen para condiciones sin drenaje, la tendencia al cambio de volumen se mantendrá, y por consiguiente las

presiones de poro cambiarán. Si una arena no drenada tiende a comprimirse, pero no lo puede hacer porque no se permite el drenaje, entonces las presiones de poro deben aumentar hasta que los esfuerzos efectivos sean tan bajos que la arena no tienda más a comprimirse (Alva, 2012, pág. 35)

La resistencia cortante de arcillas saturadas según:

Alva (2000) determinó la resistencia cortante de la arcilla saturadas mediante ensayos de compresión no confinada, ensayo de compresión triaxial el cual sustenta que las arcillas normalmente consolidadas aumenta linealmente con la profundidad, en la práctica raras veces se encuentra estos tipos de depósitos. La mayoría de depósitos naturales han estado sujetos a algún grado de secado o desecación, por lo que una “costra” sobreconsolidado de mayor resistencia se forma cerca de la superficie. Esta “costra” de varios metros o decenas de metros, puede proporcionar una capacidad portante más alta que el suelo más profundo para cimentaciones superficiales de zapatas, y puede servir como una placa para distribuir los esfuerzos más uniformemente a las capas infrayacentes de arcilla blanda. Sin embargo, existe el peligro que las zapatas pueden “perforar” a través de la costra resisten, y en otros casos las grietas de secado y contracción pueden reducir la resistencia cortante disponible de la costra superior dura. Por esta razón, debe ponerse especial cuidado al seleccionar valores de diseño apropiados de la resistencia cortante.

La importancia y requisitos esenciales del suelo para una buena cimentación según:

Peck (1995) informa que la cimentación comprende la parte que soportará la superestructura, el suelo y la roca que está debajo, por lo tanto, su proyecto depende de ambos. Si en una estructura se aprecia que una viga o columna ha resultado débil, puede por lo general, reforzarse; pero si una cimentación falla y se producen asentamientos u otros problemas que hacen también fallar a la estructura, poco puede hacerse para mejorar la situación y dicha estructura quedará inutilizada.

He aquí la importancia que tiene el hecho de que una cimentación ofrezca la seguridad necesaria para soportar las cargas que se impondrán. Por lo tanto deben tenerse claros los conceptos sobre la planeación, construcción, funcionamiento y

comportamiento de una cimentación, para poder prever y tomar las medidas necesarias y de esta forma evitar resultados peligrosos a su posible falla.

Una buena cimentación debe cumplir con los requisitos siguientes:

Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir daños por levantamiento o socavaciones.

Debe presentar seguridad contra la falla del suelo.

Debe asentarse lo mínimo permisible para evitar daños a la estructura.

Las definiciones de las cimentaciones según:

Braja (2004) define que la parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa; Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste.

Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por esto, los ingenieros geotecnistas y estructuristas que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

La función de una cimentación ante un sismo es brindar al edificio una base rígida y capaz de transmitir al suelo las acciones que se generan por la interacción entre los movimientos del suelo y de la estructura, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno.

Juárez (2011) define que la cimentación profunda es cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta circular o rectangular, que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30m y 1.0m se denominan pilotes; los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0m pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas.

Veneros (2004) indica que los caissons son cimentaciones requeridas para soportar cargas horizontales o inclinadas adicionales a la carga vertical, en corrientes de agua

de gran velocidad y profundas, como ocurre en las pilas para puentes sobre ríos que tienen que soportar una carga lateral por fuerza de viento en la superestructura, de la tracción de los vehículos que usan el puente, de las corrientes en el río y algunas veces de escombros flotantes o hielo.

Este tipo de cimentación se caracteriza por ser construida sobre el nivel del suelo o del agua, luego son hundidos como una sola unidad hasta la profundidad de diseño, llegando a formar parte integral del trabajo permanente. Tienen un borde cortante en la parte inferior que facilita el hincado, el material del interior se extrae por la parte superior y luego se vacía concreto.

Debido a que son costosos, están restringidos para proyectos importantes. Los caissons son cimentaciones no competitivas a menos que el estrato de suelo firme se encuentre a más de 12 m bajo la superficie del agua. Se caracterizan por tener un diámetro bastante grande como para que ingrese un hombre para inspección y pueden ser extendidos hasta grandes profundidades.

Los tipos de caissons son:

Caissons Abiertos: Pueden ser de variadas formas: circulares, rectangulares, ovalados o de forma celular. Se caracterizan por ser pozos abiertos en la parte superior e inferior durante la construcción.

Son muy apropiados para cimentaciones en ríos donde el suelo predominante consiste de arcillas blandas, limos, arena o gravas, ya que son materiales que pueden ser excavados mediante pozos abiertos sin ofrecer mayores resistencias a la fricción al hundirlos. Usualmente tienen un borde cortante en la parte inferior, facilitando el moldeado en el lugar donde será colocado. Estos cajones se construyen en su posición final. Sin embargo no se puede controlar la calidad del concreto del sello en el fondo y no es adecuado en lugares donde pueden producirse desplomes y causar daños a las estructuras adyacentes. La operación de hincado debe ser sobre una base de suelo plano, con el objetivo de mantener el alineamiento vertical.

Caissons Cerrados: Son elementos estructurales que tiene el fondo cerrado, son fabricados en un lugar central y remolcado al lugar.

Para la construcción de los cajones de grandes dimensiones (mayores de 30 m de longitud) se construyen celdas para reducir esfuerzos por presión del agua. Estas

celdas ayudan en las operaciones de hundimiento y mantenimiento de la alineación vertical.

Se recomienda emplear este tipo de cimentación debajo de construcciones con suelo de baja capacidad portante y donde el uso de pilotes hincados puede ser no adecuado por vibraciones durante el hundimiento o donde la profundidad para encontrar estrato firme es excesiva.

Caissons Neumáticos: Los caissons neumáticos proporcionan un recinto herméticamente cerrado y dependen de la presión de aire para mantener una cavidad en el área de excavación. Se utilizan en lugares donde es imposible mantener una excavación por causa del rápido aflojamiento del suelo dentro de la excavación o cuando es necesario mantener el suelo adyacente.

El caisson neumático es el último recurso de solución por las siguientes razones:

Los costos unitarios del material excavado son altos.

Prima el convenio de pago necesario por riesgos a la salud.

Tiene una cámara de trabajo de 3 m de altura en el fondo.

Evidencias de enfermedades en la piel por la descompresión muy rápida dentro de la cámara de trabajo, pudiendo llegar a producir la muerte de trabajadores por asfixia durante la construcción.

Braja, M. (2001) define que los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y madera usados para construir cimentaciones, que son profundas y más caras que las cimentaciones superficiales. A pesar del costo, el uso de pilotes frecuentemente es necesario para garantizar la seguridad estructural. Las pilas perforadas son pilas coladas en el lugar, que generalmente tienen un diámetro mayor a la de los pilotes con o sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ampliado.

En general, se usan pilotes como elementos de cimentación cuando se requiere:

Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo de estos pilotes podría visualizarse como similar a la de las columnas de una estructura.

Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (como tablestacas, por ejemplo) o resistir las fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas (como es el caso de un puente).

Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura, estos son pilotes de tensión.

Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación u otros efectos nocivos.

Proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos u objetos flotantes.

En muchos casos, los suelos en el sitio de una estructura propuesta pueden ser expansivos y colapsables y se pueden extender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Estos suelos se expanden y contraen conforme al contenido de agua (aumentan o disminuyen), y la presión de expansión de tales suelos es considerable.

Los pilotes generalmente están contruidos por tres partes:

Cabeza: parte superior del pilote, es la que recibe los golpes sucesivos del maso para su hincado.

Fuste: es el cuerpo del pilote; es una columna estructural que está fija a la punta y generalmente empotrado en la cabeza.

Punta: es la parte final del contacto permanente con el suelo y se protege con un casco metálico.

La clasificación de los pilotes según el material:

Pilotes de acero

Los pilotes de acero son generalmente a base de tubos o de perfiles laminados. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero de patín ancho y de sección I también se usan; sin embargo, se prefieren los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales.

Debido a su alta resistencia y ductilidad, los pilotes de acero pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. También su resistencia en tracción es más alta que cualquier otro tipo de pilote, por ello, es esencialmente apropiado para aplicaciones con grandes cargas de tracción.

Los pilotes de acero son sencillos de unir, por consiguiente, constituyen una buena opción cuando la longitud requerida es mayor que 18m. El constructor simplemente hinca la primera sección, luego suelda con la siguiente sección y continúa hincando. Existen ciertos empalmes especiales de acero que agilizan esta operación.

Los pilotes de acero tienen la desventaja de que son costosos y ruidosos cuando se hincan. En ciertos medios, pueden estar sujetos a corrosión

Pilotes de concreto

Los pilotes de concreto son elementos de concreto reforzado prefabricado o vaciados in situ. Usualmente tienen una sección transversal cuadrada u octogonal y soportan cargas axiales de trabajo de 450 a 3500 KN.

Actualmente los pilotes pretensados son una buena alternativa, éstos tienen mayor resistencia en flexión y son consecuentemente menos susceptibles a dañarse durante su manipuleo e hincado. Usualmente, el pretensado es una mejor opción que el postensado porque permite el corte de los pilotes, si fuera necesario, sin afectar la fuerza del pretensado.

Los pilotes de concreto no toleran condiciones difíciles de hincado como los de acero, y tienen una mayor probabilidad de dañarse. Sin embargo, los pilotes de concreto son muy populares porque son más baratos que los pilotes de acero y su capacidad de carga es importante.

Pilotes de madera

Los pilotes de madera son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. El Manual of practice, N°. 17 de la American Society of Civil Engineers lo divide en tres clases:

Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de (356 mm).

Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre (305 – 330 mm).

Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305 mm.

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos al hincarse; por lo tanto, su capacidad se limita a aproximadamente 25 – 30 ton. Se deben usar elementos de acero para evitar daños en la punta del pilote. La parte superior de los pilotes de madera también podría dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o cabezal.

Los métodos de instalación de un pilote son:

Delgado (2000) propone dos sistemas de instalación de pilotes:

Pilotes de Desplazamiento: en este sistema el suelo es desplazado del espacio que va a ocupar el pilote, por acción de los esfuerzos de penetración. Puede generarse una densificación, posiblemente benéfica, en los suelos granulares sueltos. En otros medios tienen lugar levantamiento del terreno, empuje sobre elementos vecinos y otras consecuencias casi siempre nocivas para estructuras y servicios aledaños al sitio de instalación. Dentro de estas categorías los más importantes son:

Pilotes prefabricados, hincados por el impacto de martillos.

Pilotes hincados por impacto y fundido en el sitio.

Pilotes atornillados

Pilotes preexcavados (o perforados): en este sistema de pilotajes, se remueve el suelo del espacio que va a ocupar el pilote al aplicar varias posibles técnicas de excavación o perforación, formando así una cavidad que en caso necesario se proteja del derrumbe de sus paredes, en cuyo interior se funde el concreto integrante de cuerpo del pilote y además considera que los pilotes caen en una de tres grandes clases:

Gran desplazamiento

Pequeño desplazamiento

Sin desplazamiento

Los factores que intervienen en la transferencia de carga de los pilotes; La consideración de los mecanismos de transferencia de carga, de un pilote cargado al suelo de soporte, es el fundamento de los métodos actuales para predecir la capacidad de carga admisible de los pilotes y para determinar los asentamientos de la cabeza bajo cargas de trabajo. (Delgado, 2000)

Una solución con base teórica satisfactoria no ha sido posible, debido a que la transferencia de carga axial de un pilote cargado al suelo de soporte depende de muchos factores relacionados con la condición del subsuelo, la disposición geométrica y estructural del pilote, algunos de estos factores interdependientes son:

Resistencia friccionante en el fuste y resistencia portante en la base, como funciones de los desplazamientos de fuste y base.

Relación entre la resistencia última en el fuste y la resistencia al corte inicial no drenado de los suelos en contacto con el mismo.

Rigidez (o deformabilidad) del pilote en comparación con la del material de soporte.

Dimensiones del pilote (longitud/ancho), configuración (acampanado o recto) e instalación: aislado o en grupos.

Según su forma de trabajo de los pilotes son:

Pilotes que trabajan de punta: Es cuando un pilote trabaja principalmente como una columna que soporta una carga en su extremo superior y apoya su punta sobre un estrato firme. Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de capas de roca o material rocoso en un sitio dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden extender hasta el estrato rocoso y si en vez de un lecho de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro del estrato duro.

Entonces la carga última de los pilotes se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_u : carga última del pilote

Qp: carga tomada en la punta del pilote

Qs: carga tomada por la fricción superficial desarrollada lateralmente en el pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)

Si Qs es muy pequeña, entonces: $Q_u = Q_p$

Ecuación generada de Meyerhof (1976) para el cálculo de capacidad de carga por punta:

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \dots \dots \dots \text{Meyerhof (1970)}$$

Donde:

Qp: resistencia de la punta

Ap: área de la punta del pilote

c: cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q': esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del pilote

Nc*, Nq*: factores de seguridad de carga, a partir del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

Cuadro 2

Factores de seguridad de carga, meyerhof

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ	ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,48	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fuente: Braja Das (2001)

Pilotes que trabajan por Fricción: Estos trabajan cuando no se tiene un estrato de roca o de material rocoso a una profundidad considerable. Estos pilotes resultan muy largos y antieconómicos, para este tipo de condición del subsuelo, los pilotes se

hincan a través de materiales más blandos a profundidades específicas. La carga última de estos pilotes es expresada por la ecuación:

$$Q_u = Q_s \text{-----Mayerhof (1976)}$$

Esta fórmula se expresaría así, si el valor de Q_p es relativamente pequeño.

Ecuación general para el cálculo de resistencia por fricción:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \text{-----Mayerhof (1976)}$$

Donde:

Q_s : carga tomada por la fricción

P : perímetro de la sección del pilote.

ΔL : longitud incremental del pilote sobre la cual “ p ” y “ f ” se consideran ctes.

f : resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad.

Resistencia por fricción (q_s) en arena

Braja, M. (2001) señaló en la ecuación que la resistencia por fricción (Q_s) se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

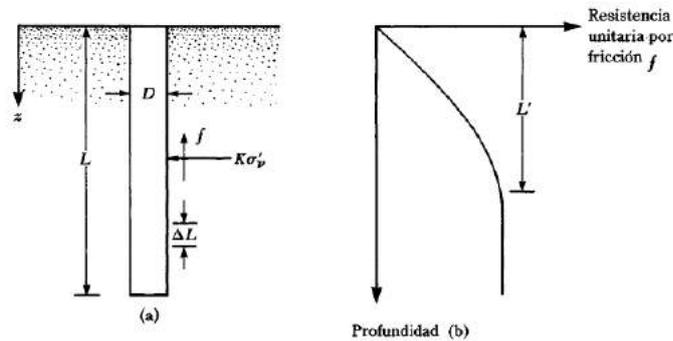
La resistencia unitaria por fricción f , es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, como son:

La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor.

El autor también señala que en sus experimentos realizados observó que la naturaleza de la variación de f en campo es aproximadamente como se muestra en la figura. La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería $L' = 15D$

Gráfica 3

Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Braja Das (2001)

A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados

Para $Z = 0$ a L' ; $f = K\sigma' \tan \delta$

Y para $Z = L'$ a L ; $f = f_{z=L'}$

Donde:

K = coeficiente efectivo de la tierra

σ° : Esfuerzo efectivo vertical

δ : Ángulo de fricción entre suelo y el pilote

Los valores de δ dados por varios investigadores parecen estar en el rango de $\delta = 0.5\phi$ a $\delta = 0.8\phi$. Se requieren buen juicio al escoger el valor de δ .

Coyle y Castello (1981), propusieron una ecuación simplificada para determinar la resistencia de pilotes por fricción lateral en arenas:

$$Q_s = K\sigma' \tan(0.8\phi) pL$$

El coeficiente K varía ampliamente con las condiciones iniciales de los esfuerzos en el terreno y con los procedimientos de instalación del pilote; sin embargo, la forma del pilote (particularmente el ahusamiento) y la longitud tienen también significancia

incidencia; para pilotes perforados y fundidos in situ convencionales, es práctica común adoptar un valor de 0.70 para K. (Delgado, 2000)

Idriss y Boulange (2010) ha demostrado que la manera en que las pilas sostienen la carga axial durante un terremoto se ve afectada significativamente por el inicio de la licuefacción. En el caso donde se observó licuefacción, la carga soportada a medida que la fricción del eje cayó sustancialmente durante la carga sísmica. El arrastre del suelo después del terremoto resultó en una transferencia de carga adicional a las puntas de la pila, requiriendo una capacidad adicional de apoyo final para ser movilizada.

Con el fin de movilizar la capacidad de carga final adicional requerida, se observó que el grupo de pilotes sufrió un asentamiento extensivo.

Cuando el suelo estaba insaturado, se encontró que la pila era capaz de sostener la carga axial cíclica mediante la movilización de la capacidad de rozamiento adicional del eje, con poca carga que se transfiere a la base de la pila. Dado que la pila era capaz de soportar las cargas de la cabeza de pila inducidas por el terremoto en la fricción del eje, no se necesitaba capacidad extra base para moverse y por lo tanto se observaron asentamientos mucho más modestos en comparación con el caso saturado con licuefacción del suelo.

Se observó que las aceleraciones de la superestructura se atenuaban rápidamente con el inicio de la licuefacción cuando el suelo circundante se licuaba, dando lugar a fuerzas laterales inferiores

Siendo transmitida a las pilas. Sin embargo, en el suelo no saturado, las aceleraciones no se atenuaron a medida que avanzaba la carga sísmica, por lo que las cargas laterales aplicadas a las pilas se mantuvieron altas durante la totalidad del terremoto.

Para el cálculo de la capacidad portante de un pilote aislado se tiene en cuenta:

Los pilotes excavados se apoyarán sobre arenas compactas, cuyas características de resistencia están dadas principalmente por su ángulo de fricción interna, el cual depende del número de golpes N del SPT.

Las capacidades de carga de un pilote aisladas están dadas por medio de la siguiente relación:

$$Q_u = Q_p + Q_f \text{----- Meyerhof (1976)}$$

$$Q_u = N_q \cdot \sigma^\circ \cdot A_p + K \sigma^\circ T g \delta A_l$$

Dónde:

Q_u : Capacidad de carga ultima del pilote

Q_p : Capacidad de carga en la punta.

Q_f : Capacidad de carga por fricción lateral.

N_q : Factor de Capacidad de carga del pilote

σ° : Esfuerzo efectivo vertical

δ : Ángulo de fricción entre suelo y el pilote

A_L : Área lateral del pilote.

$$Q_f = K \times \sigma_v \times T g \delta \times 2\pi r L \text{----- Coyle y Castello (1981)}$$

Finalmente la capacidad portante admisible se obtiene de la menor de las siguientes relaciones:

$$Q_{ad} = \frac{Q_b + Q_s}{2.50}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_s}{1.50} + \frac{Q_b}{3.0} \text{----- Meyerhof (1976)}$$

Dónde:

L : Longitud del tramo analizado

r : Radio del pilote

K : coeficiente de presión de tierra

Para calcular el análisis de asentamiento total de un pilote bajo una carga de trabajo vertical Q_w , es causada por tres factores:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \text{----- Vesic (1977)}$$

Dónde:

S = Asentamiento total del pilote

S₁= Asentamiento elástico del pilote

S₂= Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

S₃= Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

El asentamiento elástico del pilote S₁ se determina:

$$S_1 = \frac{(Q_p + \xi Q_s)L}{A_p E_p} \text{----- Vesic (1977)}$$

Dónde:

Q_p= Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

Q_s= Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo.

A_p= Área de la sección transversal del pilote

L= Longitud del pilote

E_p= Módulo de elasticidad del material del pilote.

ξ= Magnitud que depende de la resistencia por fricción (superficial) unitario a lo largo del fuste: ξ = 0.5 para una distribución uniforme o parabólica en el fuste; para una distribución triangular ξ=0.67.

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa:

$$S_2 = \frac{Q_p C_p}{D q_p} \text{----- Vesic (1977)}$$

Dónde:

Q_p= Carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo.

q_p = Resistencia ultima en la punta del pilote

D = Diámetro del pilote

C_p= Coeficiente empírico (Ver tabla)

$$\delta = 0.8\phi$$

$$\delta = 0.5\phi$$

$$f = f_{z=L}$$

$$Q_s = K \sigma' \tan(0.8\phi) pL$$

Tabla 1

Valores típicos del coeficiente c_p

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a suave)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

Fuente: vesic (1977)

El asentamiento de un Pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por medio de la siguiente relación:

$$S_3 = \frac{Q_s C_s}{L q_p} \text{----- Vesic (1977)}$$

Dónde:

$$C_s = \text{Constante empírica} = (0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}}) * C_p$$

L = Longitud del pilote empotrado

Q_s = Carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo.

q_p = Resistencia última en la punta del pilote

El factor de seguridad global: Se puede definir como la relación de la resistencia de la cimentación dividida entre los efectos de las cargas aplicadas.

Los principales parámetros que afectan el margen de seguridad en la ingeniería de cimentaciones son: la variabilidad de carga, el efecto de éstas y la resistencia del suelo.

Meyerhof (1970) se acostumbran rangos de factor de seguridad global comprendidos entre 2 y 3; el valor superior se aplica a condiciones de carga y de servicios normales, mientras que el menor al caso de cargas máximas y en las peores condiciones ambientales.

Según el enfoque de factor de seguridad global, para obtener la carga admisible de un pilote o pila, se divide la resistencia o capacidad de carga última entre un determinado factor de seguridad.

Alva (2012) presenta una tabla para asentamiento permisible, en donde l = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas

Tabla 2

Asentamiento permisible

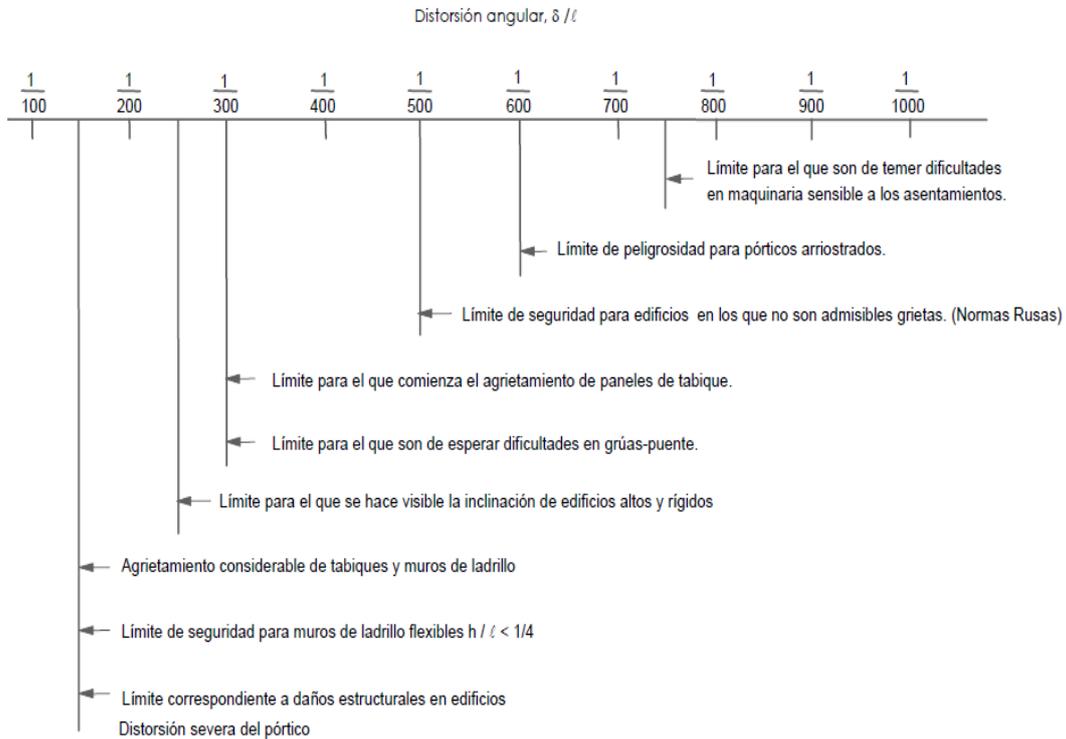
Tipo de Movimiento máximo	Factor limitativo	Asentamiento
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación o giro el ancho	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 l
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 l
	Almacenamiento de mercancías	0.01 l
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 l
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 l
	Carriles de grúas	0.003 l
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 l
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 l
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 l
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 l
	Pórticos de concreto armado	0.0025-0.004 l
	Pantallas de concreto armado	0.003 l
	Pórticos metálicos continuos	0.002 l
	Pórticos metálicos sencillos	0.005 l

Fuente: Sowers (1962)

Bjerrum (1963) presenta los datos de Skempton y Mac Donald (1956) en gráficos los criterios de daños estructurales para estructuras de muros portantes y edificios tradicionales de acero y concreto armado (vigas y columnas) con mampostería de ladrillo o bloques.

Gráfica 4:

Criterios de daños en estructuras



Fuente: Bjerrum (1963)

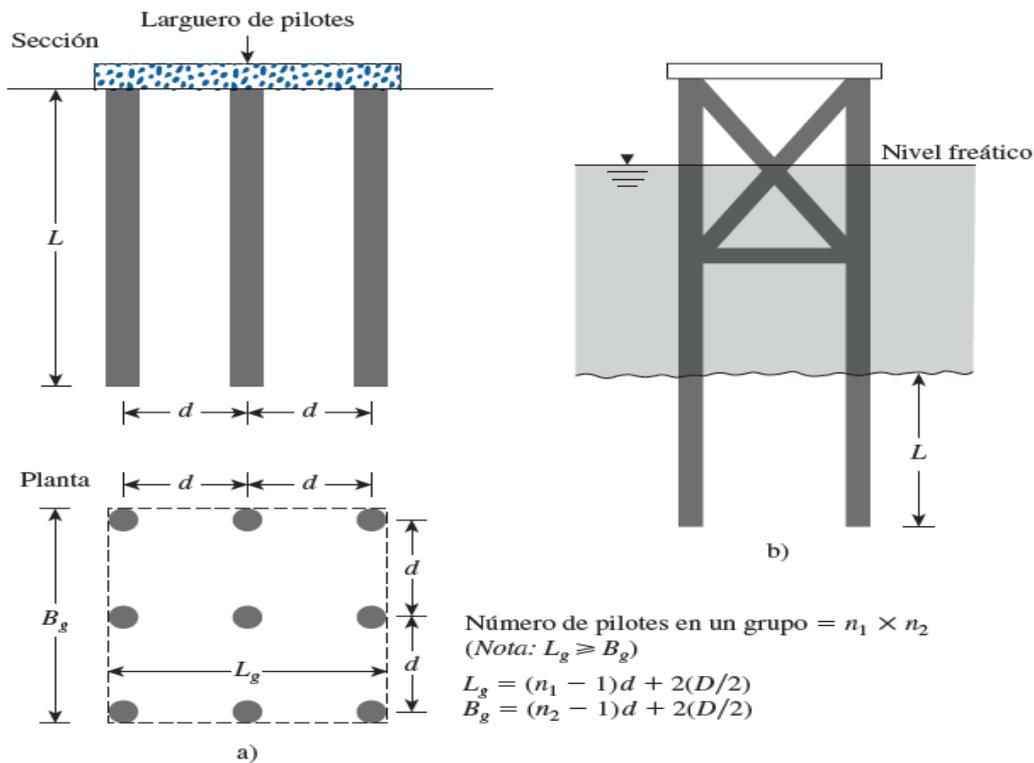
Capacidad portante de los grupos de pilotes según:

Braja (2001) indica que la mayoría de los casos, los pilotes se utilizan en grupos, para transmitir la carga estructural al suelo. Un larguero de pilotes se construye sobre un grupo de pilotes. El larguero puede estar en contacto con el terreno, como en la mayoría de los casos, o bien arriba del terreno, como en el caso de plataformas fuera de la costa

La determinación de la capacidad de soporte de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y aún no se ha resuelto por completo.

Figura 1

Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Braja Das (2001)

Cuando los pilotes se colocan cerca unos de otros, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán, reduciendo la capacidad de soporte de carga de los pilotes.

Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento centro a centro mínimo, d , es de $2.5D$ y, en situaciones ordinarias, en realidad es de aproximadamente 3 a $3.5D$.

La eficiencia de la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes se puede definir como:

$$n = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_{g(U)}}$$

Donde

n = eficiencia de grupo

$Q_{g(u)}$ = capacidad de soporte de carga última del grupo de pilotes

Q_u = capacidad de soporte de carga última de cada pilote sin el efecto de grupo

Muchos ingenieros estructurales utilizan un análisis simplificado para obtener la eficiencia de grupo para pilotes de fricción, en particular en arena. Este tipo de análisis se puede explicar con ayuda de la figura N 1. Dependiendo de su espaciamiento dentro del grupo, los pilotes actúan de una de dos maneras: como un bloque, con dimensiones $L_g \times B_g \times L$, o como pilotes individuales. Si los pilotes actúan como un bloque, la capacidad por fricción es $f_{prom} p g L < Q_g(u)$. [Nota: $p g$ = perímetro de la sección transversal del bloque = $2(n_1 + n_2) d + 4D$ y f_{prom} = resistencia por fricción unitaria promedio]. De manera similar, para cada pilote que actúa individualmente, $Q_u = p L f_{prom}$. (Nota: p = perímetro de la sección transversal de cada pilote).

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2)d + 4D}{p n_1 n_2} \right] \sum Q(u)$$

Asentamiento elástico de grupo de pilotes: En general, el asentamiento de un grupo de pilotes ante una carga de trabajo similar por pilote aumenta con el ancho del grupo (B_g) y con el espaciamiento centro a centro de los pilotes (d). En la bibliografía correspondiente se han reportado varias investigaciones relacionadas con el asentamiento de grupos de pilotes. La relación más simple para el asentamiento de grupos de pilotes la dio Vesic (1969).

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e$$

Donde

$S_{g(e)}$ = asentamiento elástico del grupo de pilotes

B_g = ancho de la sección del grupo de pilotes

D = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo

S_e = asentamiento elástico de cada pilote a una carga de trabajo comparable

El método de exploración en estudios geotécnicos es: Ensayo de penetración estándar (SPT) norma ASTM D 1586, Minaya (1992) define que el método de exploración y muestreo usado comúnmente en el Perú y la mayoría de países de

América, por lo que se hace necesario dar a conocer algunos aspectos de importancia en lo relativo a este método.

Peso del martillo: 140 lbs.

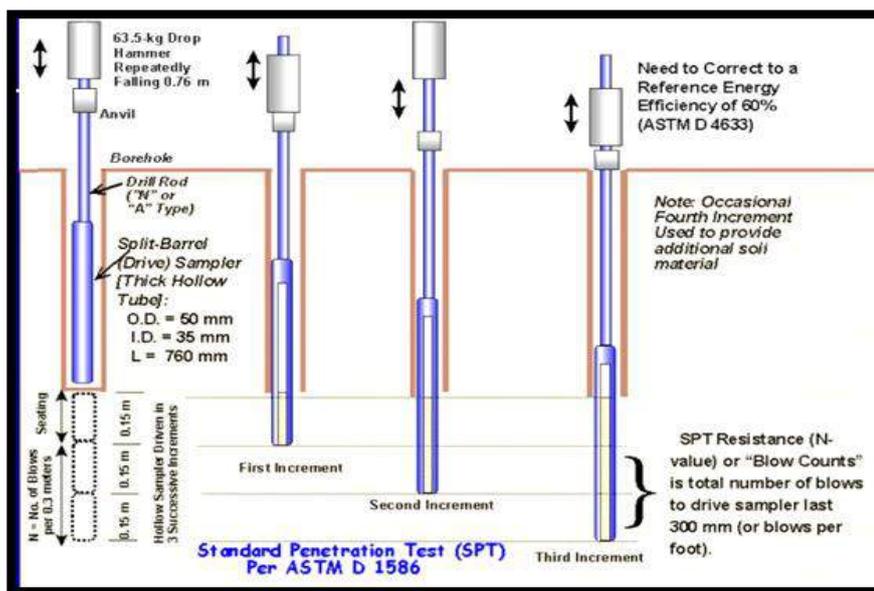
Altura de caída: 30 plgs.

Herramienta de avance: cuchara partida.

Motor de 5 a 5.5 HP.

Figura 2

Ensayo de penetración estándar (SPT)



Fuente: Norma ASTM D- 1586

Comentarios del SPT

Recuperación: % del material recogido por la cuchara partida, si recupera poco a poco, se sospecha que el suelo sea granular.

Valor de "N": resistencia que opone el subsuelo a ser penetrado un pie (30 cm) usando el equipo de Penetración Estándar.

Rechazo: según criterio del ingeniero geotécnico, normalmente se define cuando un suelo posee valores de $N > 50$ golpes/pie.

Cuadro 3:

Correlaciones

N° GOLPES "N"	DENSIDAD RELATIVA
0-4	Muy suelta
4-10	Suelta
10-30	Medianamente densa
30-50	Densa
>50	Muy densa

Fuente: Braja Das (1976)

Factores de corrección

Bowles (1988) los resultados del ensayo deben corregirse a partir de consideraciones que tienen en cuenta la energía, por lo tanto, el valor que se obtiene del N(campo) debe incluir los siguientes factores:

$$N_{60} = N \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$$

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_n \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$$

Donde:

N : Valor del ensayo normal del (SPT) efectuado IN SITU

N₆₀ : Valor corregido del ensayo SPT por condiciones de equipo

c_n : Factor de corrección por la presión de tapada o profundidad del ensayo

n_r : Factor de corrección por longitud de barra perforadora

n_c : Factor de corrección debido al peso de la cabeza de golpeo

n_s : Factor de corrección del muestreado

n_b : Factor de corrección por el diámetro de perforación

n_h : Factor de corrección por la energía entregada al martillo

(N₁)₆₀: Valor corregido del N de campo del SPT considera de presión de tapada C_n

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}} \leq 2.00 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots \text{Fórmula de Liao y Whitman (1991)}$$

ϕ (grados) = $27.10 + 0.3N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2$Peck, Hanson y Thornburn (1974)

Densidad relativa Skempton 1986:

Dónde:

$N_{1(60)}$ = Numero de golpes SPT corregido

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

Cuadro 4

Factor de corrección por energía del martillo: nh

PAIS	RELACIÓN DE ENERGÍA: nh
Argentina	0.45
China	0.50
Colombia	0.50
Japón	0.67
EE.UU.	0.60
Venezuela	0.43

Cuadro 5

Factor de corrección por Diámetro de la perforación: nb

VARIACIÓN DE ns (DIÁMETRO)		
mm	Pulg	ns
60-120	2.4-4.7	1.00
150	6.00	1.05
200	8.00	1.15

Cuadro 6

Factor de corrección por muestreador: ns

VARIACIÓN DE ns	
variable	ns
muestreador estandar	1.00
con forro para arcilla y arena densa	0.80
con forro para arena suelta	0.90

Cuadro 7*Factor de corrección de longitud barra perforadora: nr*

VARIACIÓN DE ns (DIÁMETRO)		
LONGITUD DE BARRA		
M	PIES	ns
>10	>30	1.00
6-10	20-30	0.95
4-6	12-20	0.85
0-4	0-12	0.75

Cuadro 8*Valores de ϕ para n del SPT*

ARENAS		
N (SPT)	ϕ	densidad relativa
0-4	<30	muy suelta
4-10	30-32	suelta
10-30	32-35	media
30-50	35-38	densa
>50	>38	muy densa

*Fuente: Bowles (1988)***Métodos de diseño de cimentaciones**

Dentro de los métodos de diseño de cimentación los más utilizados son dos:

El método convencional

El método de los elementos finitos

Sin embargo para el caso de cimentaciones profundas se recomienda utilizar el método convencional debido a que zapata, viga o losa de cimentación se apoya sobre los pilotes que son elementos rígidos.

Método convencional: El método convencional utiliza todos los parámetros de diseño y sigue un procedimiento:

Cálculo de la capacidad portante del pilote

Calculo de la excentricidad por carga y momento en la columna

Número de Pilotes

Distribución de los pilotes

Separación entre los pilotes

Área de Cimentación requerida

Peso Propio del relleno y elemento estructural que transmitirá las cargas a los pilotes.

Calculo de la Inercia del Grupo de Pilotes

Trabajo de los Pilotes.

Altura Efectiva de la Zapata

Armadura de Refuerzo de la Zapata

Comprobación del Diseño

Si el diseño es óptimo y cumple todos los parámetros de esfuerzos admisibles para una cimentación no será necesario realizar un rediseño de la sección.

Método de los elementos finitos

Zienkiewicz (1994) presentó un panorama del método de los elementos finitos como procedimiento general de discretización de los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente, la existencia de una manera única para abordar los problemas discretos tipo nos lleva a seguir un procedimiento de aproximación de problemas continuos, de tal forma que:

El continuo se divide en un numero finito de partes (elementos), cuyo comportamiento se especifica mediante un numero finito de parámetros, y La solución del sistema completo como ensamblaje de los elementos sigue precisamente las mismas reglas que se aplican a los problemas discretos tipo.

Este método es utilizado para la resolución de vigas, columnas y losas de cimentación. Sin embargo el cálculo manual de pilotes se utiliza el método convencional, pero la base de cálculo de Sap2000 para pilotes son los elementos finitos, tomando al suelo como un resorte utilizando el coeficiente de balasto horizontal, siguiendo el criterio de la viga de cimentación.

La utilización de una viga continua con dos o más columnas en una línea sobre un lecho elástico es un problema muy común para la cimentación de edificios u otras obras de ingeniería. Este tipo de solución tiene a su favor dos factores:

Se establece una distribución longitudinal más real de los momentos de flexión en la viga, y la tendencia actual a emplear métodos matemáticos más refinados y de una mejor aproximación para solucionar problemas de la Ingeniería Estructural.

Estructuración y Predimensionamiento

Criterios de estructuración sismo-resistente

Blanco (2010) informa que los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente, son:

Simplicidad y simetría

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su eventualidad; por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad.

Hiperestaticidad y monolitismo

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática; ello logra una mayor capacidad resistente. En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura.

Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

Rigidez lateral

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. Las estructuras flexibles tienen la ventaja de

ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada. Sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestionamiento de acero en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones son significativas siendo a menudo excesivas.

Existencia de losas que permiten considerar a la estructura como una unidad

(Diafragma rígido) En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel. Debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente.

Elementos no estructurales

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios. Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable. Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.

Sub - estructura o cimentación

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, los siguientes factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación:

Transmisión del corte basal de estructura al suelo.

Provisión para los momentos volcantes.

Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.

Licuefacción de suelos.

Predimensionamiento

Aligerados

El Reglamento Nacional de Construcciones da peraltes mínimos para no verificar deflexiones: “En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm. de ancho y losa superior de 5 cm., con sobrecargas menores a 300 Kg/cm² y luces menores de 7.5 m. El peralte debe cumplir: $h \geq L / 25$ ”

Vigas

Al predimensionar las vigas, se tiene que considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación se muestra alguno de estos criterios.

$$h = L / 12 @ L / 10$$

$$h = L / 10 \text{ (criterio práctico frente a sismos)}$$

$$b = 0.3 h @ 0.5 h$$

Columnas

Se siguió el criterio de dimensionamiento por carga vertical, pues en la edificación se ha usado el sistema mixto de pórticos y muros de corte, el cual permite que los momentos en las columnas debido a sismo se reduzcan muy considerablemente.

Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de predimensionamiento:

Columnas centrales:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c}$$

Columnas exteriores o esquineras:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c}$$

Placas

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando

más a los pórticos. Se han considerado placas de 25 cm. de espesor por ser éste el ancho de las vigas.

Cisterna y tanque elevado

La cisterna será construida en concreto armado en su totalidad, con paredes de espesor de 20 cm. y estará ubicada en la parte baja del edificio. El tanque elevado será también de concreto armado en su totalidad y estará ubicado encima de la escalera, las dimensiones serán calculadas de acuerdo a lo estipulado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones.

Dimensionamiento del tanque elevado

Volumen de tanque elevado: V_{te}

$V_{te} = 1/3$ consumo diario + demanda contra incendio

Donde:

V_{te} : Volumen del tanque elevado

Diseño de los elementos estructurales norma E.060

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado fue realizado considerando los lineamientos de la Norma E.060 de Concreto Armado vigente. A continuación se describe el procedimiento utilizado para el diseño de las losas aligeradas, losas macizas, vigas, muro de corte, columnas y escaleras de concreto armado de la edificación.

El diseño de los elementos que conforman las cimentaciones se describe en un capítulo aparte.

Las combinaciones utilizadas para el diseño fueron las siguientes:

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 (CM + CV) +/- CS_x

1.25 (CM + CV) +/- CS_y

0.9 CM + CS_x

0.9 CM + CS_y

Dónde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CSx = Carga de sismo en la dirección X-X

CSy = Carga de sismo en la dirección Y-Y

Estas combinaciones son utilizadas para determinar los máximos momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en cada sección de los elementos estructurales. Luego se determinará la envolvente de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para realizar el diseño de los elementos.

Para realizar el diseño, se utilizará el método de resistencia, según el cual se hallan los efectos (fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes) amplificados.

Estos efectos se compararán con la resistencia de diseño de los elementos, que corresponde a la resistencia nominal reducida por un factor ϕ . Este factor depende del tipo de efecto:

Para elementos con estribos sometidos a flexocompresión: $\phi = 0.7$

Para elementos sometidos a flexión y flexitracción: $\phi = 0.9$

Para elementos sometidos a fuerzas cortantes: $\phi = 0.85$

Análisis del comportamiento estructural norma E.030 - 2016

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Fuerza Cortante en la Base

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C_S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calculará mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k}$$

Donde “ n ” es el número de pisos del edificio, “ k ” es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Período Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

Excentricidad Accidental

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (Mti) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (ei), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $\frac{2}{3} Z \cdot U \cdot S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con la aceleración espectral.

Análisis dinámico modal espectral

Modos de vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrecimso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Excentricidad accidental (Efectos de torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrecimso, calculado no deberá exceder la fracción de la altura de entrecimso (distorsión) que se indica en el cuadro 9:

Cuadro 9

Límites para la distorsión del entrecimso

Límites para la distorsión del entrecimso	
Material Predominante	$\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005

Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: norma E.030 (2016)

Operacionalización de variable:

Cuadro 10

Variable Dependiente

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones/ Indicadores
Asentamiento diferencial	Vesic (1969) Deformación del suelo en el que se apoya causado por los esfuerzos inducidos en el por la propia cimentación.	Asentamiento diferencial es el límite de seguridad para edificios para que no sufran daños	Deformación máxima Desplazamientos Modos de vibración Derivas Esfuerzos

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 11

Variable independiente:

Variable	Definición operacional	Dimensiones/indicador
Cimentación a las profundidades de 5, 6 y 7m.	Son factores de confiabilidad que serán evaluadas con programas de ETABS y SAFE	Asentamientos Límites permisibles

Fuente: Elaboración propia

En la presente tesis se formuló la siguiente hipótesis, El asentamiento diferencial de la cimentación estaría garantizado con el rango de confiabilidad del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5, 6 y 7m del edificio de Rectorado USP.

El objetivo General del presente estudio es: Determinar el asentamiento diferencial de la cimentación como rango de confiabilidad del diámetro, fricción lateral a las

profundidades 5, 6 y 7 m del edificio de rectorado de la USP. y como objetivos específicos:

Determinar las propiedades físicas del suelo.

Determinar la presión efectiva, la densidad de la partícula, ángulo de fricción interna del suelo a las profundidades de 5, 6 y 7m.

Determinar la capacidad de carga por punta, por fricción lateral y la capacidad admisible del pilote a las profundidades mencionadas.

Determinar y analizar el asentamiento total de un pilote aislado.

Determinar los periodos, participación modal de las masas, el cortante basal estático por el análisis estático usando el programa Sap2000 v20.0.0.y con la norma E.030 - 2016, y finalmente determinar y comparar el asentamiento diferencial de la cimentación a las profundidades de 5, 6 y 7m de la estructura por método de elementos finitos (FEM), utilizando el programa Sap2000 V20.0.0.

II. METODOLOGÍA

El tipo de la presente investigación, según el proceso es aplicada, porque la investigación está orientada a lograr un nuevo conocimiento destinado a procurar soluciones a fin de conocer asentamiento diferencial como rango de confiabilidad de la cimentación del diámetro, fricción lateral a las profundidades de 5m, 6m y 7m del edificio del rectorado de la USP

En coherencia con el fin de la ciencia es explicativa porque los datos de la investigación serán obtenidos por observación de los fenómenos condicionados por el investigador; Está conformado por el área de influencias con el edificio del rectorado de la USP, que se proyectará usando cimentaciones profunda.

El diseño de la investigación es No Experimental de carácter correlacional porque no se va realizar ningún experimento, ya que no manipularemos ninguna de las variables, solo se obtendrán muestras del campo y con los resultados obtenidos se procederá a realizar un análisis de la superestructura y de la subestructura del edificio del rectorado de la USP usando el programa de sap2000.

La metodología a utilizar en toma de muestras fue el método del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) para determinar la capacidad portante del terreno,

Ensayo de análisis granulométrico, contenido de humedad, límite líquido, límite plástico; para el desarrollo del proyecto de tesis fue:

Recopilación de antecedentes preliminares del estado del terreno, toma de muestra del terreno de la Av. Francisco Bolognesi 421 -Chimbote, se realizó los ensayos mencionados, recopilación de datos de los ensayos, procesamiento de datos, Análisis de resultados, discusión de resultados y posteriormente realizó un análisis de la superestructura y de la subestructura del edificio del rectorado de la USP usando el programa de sap2000, finalmente se determinó el asentamiento diferencial con rangos de confiabilidad y parámetros permisibles para minimizar asentamientos, agrietamientos, deformaciones del edificio mediante el programa sap2000.



Donde:

M= Muestras del terreno del área del edificio rectorado de USP, Av. Francisco Bolognesi 421, Chimbote.

Xi: Cimentaciones a las profundidades de 5, 6 y 7m.

Yi: Asentamiento diferencial

O₁: Observación de los resultados del comportamiento de las cimentaciones a las profundidades de 5, 6 y 7m.

O₂: Observación de los resultados del asentamiento diferencial

La población está constituida por el área donde se proyectará el edificio del rectorado de la USP en la Av. Francisco Bolognesi 421 – Chimbote, una área de aproximadamente de 1734m² y el terreno donde se extrajo la muestra con el método de ensayo de penetración estándar (SPT) en la zona donde se proyectará el edificio del rectorado de la USP, según la Norma E.050 para edificaciones de Tipo “A” se realizarán ensayo de penetración estándar (SPT) por ello se extrajo como mínimo 6 muestras del terreno.

M-1, M-2, M-3, M-4, M-5 y M-6

Donde:

M_i: Muestras extraídas del terreno del edificio rectorado de la USP.

Las técnicas e instrumentos de investigación se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3
Técnicas de Recolección de Información

Técnicas de Recolección de Información	Instrumento
La Observación	Fichas de observación del Laboratorio de Mecánica de suelo y ensayo de materiales

Fuente: Elaboración propia

En el proyecto de investigación se utilizó la técnica de observación, ya que nos permite observar las características, propiedades físicas y mecánicas del suelo, y mediante el uso de software se realizó el análisis de la superestructura y superestructura del asentamiento diferencial de la cimentación del edificio del rectorado de la USP.

Los Instrumentos fueron tomados con respecto a los siguientes ensayos:

Ensayo granulométrico SUCS (ASTM –D-422)

Contenido de humedad (ASTM –D-216)

Límite líquido (ASTM –D-4318)

Límite plástico (ASTM –D-4318)

Ensayo de penetración estándar (SPT).

Para los cálculos y para el análisis de los resultados arrojados en el laboratorio mecánica de suelos nos basamos con la ayuda de los programas.

En los ensayos a realizar se contó con expertos en laboratorio de suelos de GEOMG S.A.C., para el posible estudio e interpretación de los resultados.

En el presente proyecto de investigación el procesamiento de datos fue posterior a los ensayos respectivos apoyados en una hoja de cálculo excel y con el software el análisis del asentamiento diferencial de la cimentación del edificio de rectorado de USP con el programa Sap2000 V20.0.0.

En dicho procesamiento se realizó:

Representaciones con cuadros, gráficos, como barras para los datos obtenidos en la observación del análisis de la estructura.

Representación gráfica de la Aceleración vs Desplazamiento.

Representación gráfica de profundidad vs asentamiento

Representación con tablas, gráficos, porcentajes, promedios, varianzas para verificar la hipótesis.

El ensayo de penetración estándar SPT se realizó en el IN SITU de la zona del estudio de investigación en la Av. Francisco Bolognesi 421- Chimbote, para extraer las muestras inalteradas del suelo a diferentes capas del estrato a una profundidad de 7.45 m de profundidad desde nivel superficial del suelo, el ensayo fue realizado por GEOMG S.A.C, Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, siendo responsable el Ingeniero Jorge Morrillo Trujillo. Este ensayo consistió en hincar en el terreno un muestreador de caña partida, cuyo extremo inferior está unido a un anillo cortante (zapata) y el superior una válvula y pieza de conexión a la línea (tubería) de perforación. El muestreador tiene un diámetro externo de 2 pulgs y un diámetro interno de 1.5 pulgs, para la penetración se utilizó la energía de un martillo de 140 lbs de peso que se dejó caer libremente de una altura de 30 pulgs. El registro de penetración e índice de penetración “N” se obtuvo al considerar los golpes necesarios para penetrar cada capa del estrato hasta una profundidad de 7.45 m, el cual se puede apreciar en el perfil stratigráfico del registro de sondeo en el Anexo N°02 y la ubicación del sondeo por el ensayo SPT se puede apreciar en el Anexo N°01 Plano SPT.

Procesamiento de los datos

Cuadro 12

Clasificación de suelo

SONDAJE	PST-01					
	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45
Profundidad(m)	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45
Muestras	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06
% Grava (N° 4<Diam <3/4”)	0.00	1.94	0.00	0.00	0.06	0.00
% Arena (N° 200<Diam <N°4)	86.13	89.98	94.23	96.62	94.12	94.83
% Fino (Diam < N° 200)	13.87	8.07	5.77	3.38	5.82	5.17
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-	-
Límite Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Índice Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Contenido de Humedad (%)	15.94	16.35	20.70	25.69	27.40	22.51
Clasificación SUCS	SM	SP-SM	SP-SM	SP	SP-SM	SP

Fuente: GEOMG S.A.C - 23/09/2017

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS - ASTM D-2487).

Descripción del perfil estratigráfico

De 0.00 a 1.00m de profundidad presencia de arena limosa con raíces y vegetación en la superficie, seguido de una losa de concreto a los 0.40m de profundidad y un relleno conformado por limos con arena con grava y restos de concreto. De 1.00 a 2.45m de profundidad, el suelo está conformado por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena limosa (SM), suelta a medianamente compacto, húmeda a saturada de color beige a beige oscuro de finos no plásticos. De 3.00m a 7.45m de profundidad el suelo está constituido por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro a gris y finos no plásticos. La presencia del nivel freático se registró a los 1.10m de profundidad, medido desde el nivel de terreno natural existente.

Corrección de los datos de ensayos de campo del SPT para determinar la presión efectiva, la densidad de la partícula, ángulo de fricción interna del suelo a las profundidades de 5, 6 y 7m.

La energía aplicada por un ensayo SPT, en particular, depende principalmente del tipo del martillo y yunque en el sistema de perforación, y el método de liberación del martillo.

Las normas establecidas como la ASTM D-1586, puede existir considerables variaciones en el factor C_n a causa de variaciones menores en los equipos y procedimientos.

Aun usando un mismo perforador, las variaciones en la relación de energía entre los golpes con un martillo entre las pruebas típicas, pueden llegar al 10 %, de esta manera la práctica recomendada es medir la relación de energía en cada sitio donde el SPT es utilizado. Donde las mediciones no puedan ser hechas, se requiere de una cuidadosa observación y tener en cuenta el equipo.

La relación de energía anualmente varía en diferentes países, en Cuadro 13 se indica los valores del $FCEM = nh$ en el ensayo de penetración estándar para varios países.

Para el presente EMS se está tomando el valor de la corrección de la energía del martillo $nh=0.56$, donde FCEM= Factor de corrección de energía del martillo. La rigidez de un suelo granular aumenta con la profundidad o lo que es lo mismo con los niveles de tensiones que le induce la tapada.

Cuadro 13

Corrección de valores de “N” del SPT de campo: $(n1)60$ y $n60$

SOND AJE	PROF. (m)	SUCS	N	γ (gr/cm ³)	Z (m)	σ'_0 (Ton/m ²)	$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}}$	nr	nc	ns	nb	nh/0.6	N ₆₀	(N1) ₆₀	ϕ°	Dr(%)	
SPT - 01	1.00-1.45	SM	12	1.66	1.4	2.0570	2.00	0.7	5	0.725	0	1.0	0.936	6	12	30.7	45
	2.00-2.45	SP-SM	16	1.67	2.4	2.7415	1.80	0.7	5	0.725	0	1.0	0.936	8	15	31.4	49
	3.00-3.45	SP-SM	30	1.70	3.4	3.5150	1.63	0.7	5	0.725	0	1.0	0.936	15	25	34.2	64
	4.00-4.45	SP	41	1.72	4.4	4.304	1.49	0.8	5	0.725	0	1.0	0.936	24	35	37.0	77
	5.00-5.45	SP-SM	43	1.71	5.4	4.9695	1.39	0.8	5	0.725	0	1.0	0.936	25	34	36.8	76
	6.00-6.45	SP	45	1.72	5.4	5.7440	1.30	0.9	5	0.725	0	1.0	0.936	29	38	37.6	79
	7.00-7.45	SP-SM	41	1.71	6.4	6.3895	1.23	0.9	5	0.725	0	1.0	0.936	26	32	36.3	74

Fuente: GEOMG S.A.C - 23/09/2017

Para realizar las correcciones de valores de N del ensayo SPT en el campo, Meyerhof y Terzaghi (1976) plantearon las siguientes fórmulas la cual se puede apreciar en el cuadro 13; Para calcular la presión de poros del agua en los diferentes capas de estrato

$u = \gamma_w \cdot h_w$, el cual permite encontrar valores del esfuerzo efectivo con la siguiente formula dado por Meyerhof y Terzaghi (1976): $\sigma^\circ = \sigma - \mu$

Para calcular el ángulo de fricción interna del suelo Peck, Hanson y Thornburn (1974) determinaron por: $\phi^\circ = 27.10 + 0.3N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2$

Donde:

u : Presión de los poros del agua

σ° : Esfuerzo efectivo

γ_w : Densidad del suelo saturado

γ : Densidad del suelo seco

m : masa

V: volumen

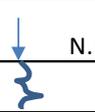
ϕ° : Angulo de fricción interna del suelo

Para los valores de factor de corrección n_r , n_s , n_b , n_h se determinó por los cuadros:

Cuadro 4, cuadro 5, cuadro 6 y cuadro 7

Figura 3

Densidad de suelo para cada capa del estrato y el nivel freático

1.10m	$\gamma = 1.66 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
1.45 m	$\gamma = 1.66 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
2.45 m	$\gamma = 1.67 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
3.45 m	$\gamma = 1.70 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
4.45 m	$\gamma = 1.72 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
5.45 m	$\gamma = 1.71 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
6.45 m	$\gamma = 1.72 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	
7.45 m	$\gamma = 1.71 \left(\frac{gr}{cm^3}\right)$	

Fuente: GEOMG S.A.C - 23/09/2017

Para calcular la presión de poros del agua en los diferentes capas de estrato se realizó por la fórmula: $u = \gamma_w \cdot h_w$, el cual permite encontrar valores del esfuerzo efectivo a profundidad del estrato de la figura 3, con la siguiente fórmula dado por Meyerhof y Terzaghi (1976): $\sigma^\circ = \sigma - \mu$, considerando la densidad del agua $\gamma_w = 1gr/cm^3$ y los valores obtenidos se resumen el cuadro 13.

Determinar la capacidad de carga por punta, por fricción lateral y la capacidad admisible del pilote a 5m.

Capacidad de carga por fricción lateral (Q_f)

Datos:

L = 5m

Radio del pilote $L \leq 30D$ ----- Alva Hurtado (2009)

Por lo tanto $D = 5/0.30 = 0.166$ m por criterio de diseño se considera diámetro de 50cm

$K = 0.70$ para Arena medianamente compacta----- Delgado (2000)

$N = 34$ (El valor de N se obtiene de la cuadro 13)

$$\sigma^{\circ} = 2.06 \text{ Ton/m}^2 \text{ para } Z = 1.1\text{m}$$

$$\sigma^{\circ} = 4.97 \text{ Ton/m}^2 \text{ para } Z = 5.0\text{m}$$

Para $Z = 1.1$ ---- $\phi^{\circ} = 30.7$

Para $Z = 5.0$ ----- $\phi^{\circ} = 36.8$

Para fricción interna entre pilote de concreto y el suelo Coyle y Castello (1981) es

$$\delta = 0.8\phi^{\circ}$$

Para $Z = 1.10\text{m} \rightarrow \delta = 0.8\phi^{\circ} = 0.8 \cdot 30.7 = 24.56^{\circ}$ (El ϕ° se obtiene del cuadro 13)

Para $Z = 5.0\text{m} \quad \delta = 0.8\phi^{\circ} = 0.8 \cdot 36.8 = 29.44^{\circ}$

$Q_f = K \cdot \sigma^{\circ} \cdot \text{tg}(\delta) \cdot AL$ -- Coyle y Castello (1981)

$$Q_f = 0.70 \times 4.97 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 29.44^{\circ} \times 2\pi \times 0.25\text{m} \times 5\text{m}$$

$$Q_f = 15.42 \text{ Ton}$$

Capacidad de carga en la punta (Q_p)

Considerando como referencia un pilote excavado de concreto de $D = 50\text{cm}$ de diámetro.

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

Para ángulo de fricción: $\phi^{\circ} = 36.80^{\circ}$ se tiene $N_q = 41.89$ del cuadro 2

$$Q_p = N_q \cdot \sigma^{\circ} \cdot A_p \text{ -- Meyerhof (1976)}$$

$$Q_p = 41.89 \times 4.97 \times 0.1964 \text{ m}^2 \times \text{Ton/m}^2$$

$$Q_p = 40.87 \text{ Ton}$$

Calculando la eficiencia de la capacidad de carga en la punta y por fricción lateral

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

$$Q_u = 15.42 \text{ Ton} + 40.87 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 56.29 \text{ Ton}$$

$$Q_f = (15.42 \text{ Ton} / 56.29 \text{ Ton}) * 100 = 27.39 \%$$

$$Q_p = (40.87 \text{ Ton} / 56.29 \text{ Ton}) * 100 = 72.39 \%$$

Aplicando el factor de seguridad se determinó la capacidad de carga admisible del pilote.

$$Q_{ad} = \frac{Q_f}{1.50} + \frac{Q_p}{3.0} = \frac{15.29 \text{ Ton}}{1.50} + \frac{40.87 \text{ Ton}}{3} = 23.90 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p + Q_f}{2.5} = \frac{40.87 \text{ Ton} + 15.29 \text{ Ton}}{2.5} = 22.52 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = 22.52 \text{ Ton/Pilote}$$

Determinar la capacidad de carga por punta, por fricción lateral y la capacidad admisible del pilote a 6m.

Capacidad de carga por fricción lateral (Q_f)

Datos:

$$L = 6 \text{ m} ; \text{ radio} = 25 \text{ cm}$$

$$K = 0.70 \text{ para Arena medianamente compacta} \text{----- Delgado (2000)}$$

$$N = 46.53 \text{ (El valor de N se obtiene del cuadro 13)}$$

$$\sigma^o = 5.74 \text{ Ton/m}^2 \text{ para } Z = 6.0$$

$$\text{Para } Z = 6.0 \text{m} \text{-----} \phi^o = 37.6 \text{ tenemos } \delta = 0.8\phi^o = 0.8 * 37.6 = 30.08^o$$

$$Q_f = K \cdot \sigma^o \cdot \text{tg}(\delta) \cdot AL \text{ -- Coyle y Castello (1981)}$$

$$Q_f = 0.70 \times 5.74 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 30.08^o \times 2\pi \times 0.15 \text{ m} \times 6.00 \text{ m}$$

$$Q_f = 21.95 \text{ Ton}$$

Capacidad de carga en la punta (Q_p)

Considerando como referencia un pilote excavado de concreto de $D=50 \text{ cm}$ de diámetro.

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

$$\text{Para ángulo de fricción: } \phi^o = 37.60^o, N_q = 46.53 \text{ (Cuadro 2)}$$

$$Q_p = N_q \cdot \sigma^o \cdot A_p \text{ --- Meyerhof (1976)}$$

$$Q_p = 46.53 \times 5.74 \text{ Ton/m}^2 \times 0.0707 \text{ m}^2 = 52.47 \text{ Ton}$$

Calculando la eficiencia de la capacidad de carga en la punta y por fricción lateral

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

$$Q_u = 21.95 \text{ Ton} + 52.47 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 74.42 \text{ Ton}$$

$$Q_f = (21.95 \text{ Ton} / 74.42 \text{ Ton}) \times 100 = 29.49 \%$$

$$Q_p = (52.47 \text{ Ton} / 74.42 \text{ Ton}) \times 100 = 70.51 \%$$

Aplicando el factor de seguridad se determinó la capacidad de carga admisible del pilote.

$$Q_{ad} = \frac{Q_f}{1.50} + \frac{Q_p}{3.0} = \frac{21.95 \text{ Ton}}{1.50} + \frac{52.47 \text{ Ton}}{3} = 32.12 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p + Q_f}{2.5} = \frac{52.47 \text{ Ton} + 21.95 \text{ Ton}}{2.5} = 29.77 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = 29.77 \text{ Ton/Pilote}$$

Determinar la capacidad de carga por punta, por fricción lateral y la capacidad admisible del pilote a 7m.

Capacidad de carga por fricción lateral (Q_f)

DATOS:

$L = 7\text{m}$; radio = 25cm

$K = 0.70$ para Arena medianamente compacta-----Delgado (2000)

$N = 46.53$ (Cuadro 13)

$$\sigma^o = 6.39 \text{ Ton/m}^2 \text{ para } Z = 7.0$$

Para $Z = 7.0 \text{ m}$ ----- $\phi^o = 36.3$ (Cuadro 13)

Para $Z = 7.0 \text{ m}$ se tiene que: $\delta = 0.8\phi^o = 0.8 \times 36.3 = 29.04^\circ$

$$Q_f = K \cdot \sigma^o \cdot \text{tg}(\delta) \cdot AL - \text{Coyle y Castello (1981)}$$

$$Q_f = 0.70 \times 6.39 \text{ Ton/m}^2 \times \text{Tg } 29.04^\circ \times 2\pi \times 0.25 \text{ m} \times 7 \text{ m}$$

$$Q_f = 27.31 \text{ Ton.}$$

Capacidad de carga en la punta (Q_p)

Considerando como referencia un pilote excavado de concreto de $D=50\text{cm}$ de diámetro.

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

Para ángulo de fricción: $\phi^\circ = 37.60^\circ$, $N_q = 46.53$ (Cuadro 2)

$$Q_p = N_q \cdot \sigma^o \cdot A_p - \text{Meyerhof (1976)}$$

$$Q_p = 46.53 \times 6.39 \text{ Ton/m}^2 \times 0.1964 \text{ m}^2 = 58.37 \text{ Ton}$$

Calculando la eficiencia de la capacidad de carga en la punta y por fricción lateral

$$Q_u = Q_f + Q_p$$

$$Q_u = 27.31 \text{ Ton} + 58.37 \text{ Ton}$$

$$Q_u = 85.68 \text{ Ton}$$

$$Q_f = (27.31/85.68) \times 100 = 31.87 \%$$

$$Q_p = (58.37/85.68) \times 100 = 68.13 \%$$

Aplicando el factor de seguridad se determinó la capacidad de carga admisible del pilote.

$$Q_{ad} = \frac{Q_f}{1.50} + \frac{Q_p}{3.0} = \frac{27.31 \text{ Ton}}{1.50} + \frac{58.37 \text{ Ton}}{3} = 37.66 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = \frac{Q_p + Q_f}{2.5} = \frac{58.37 \text{ Ton} + 27.31 \text{ Ton}}{2.5} = 34.27 \text{ Ton}$$

$$Q_{ad} = 34.27 \text{ Ton/Pilote}$$

Determinar y analizar el asentamiento total de un pilote aislado

Análisis de asentamiento de un pilote de 5 m

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots \text{ Vesic (1977)}$$

Dónde:

S= Asentamiento total del pilote

S1= Asentamiento elástico del pilote

S2= Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote

S3= Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste.

Asentamiento elástico del pilote (S_1)

Datos:

$$Q_{ad} = 22.52 \text{ Ton}$$

$$Q_p = 22.52 * 0.7261 = 16.35 \text{ Ton}$$

$$Q_s = 22.52 \text{ Ton} - 16.35 \text{ Ton} = 6.17 \text{ Ton}$$

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

$$L = 5 \text{ m}$$

Para concreto de resistencia a compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ ----- reglamento ACI 318S -14}$$

$$E_p = 2509980 \text{ Ton/m}^2 \text{ ----- reglamento ACI 318S -14}$$

$$\xi = 0.67 \text{ (distribución triangular) ----- Vesic (1977)}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_1 = \frac{(Q_p + \xi Q_s)L}{A_p E_p}$$

$$S_1 = 0.2078 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote:

Datos:

$$Q_p = 16.35 \text{ Ton}$$

$$q_p = Q_p / A_p = 16.35 \text{ Ton} / 0.1964 \text{ m}^2 = 83.26 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 0.50 \text{ m}$$

$$C_p = 0.09 \text{ (Tabla 1)}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_2 = \frac{Q_p C_p}{D q_p}$$

$$S_2 = 35.347 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste:

Datos:

$$L = 5 \text{ m}$$

$$Q_s = 5.71 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_p = 83.26 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) * C_p = 0.13$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_3 = \frac{Q_s C_s}{L q_p}$$

$$S_3 = 1.915 \text{ mm}$$

Luego el asentamiento total es:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \rightarrow S = 0.2078 \text{ m} + 35.347 \text{ mm} + 1.915 \text{ mm} = 37.47 \text{ mm}$$

Análisis de asentamiento de un pilote de 6 m

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots \text{ Vesic (1977)}$$

Datos:

$$Q_{ad} = 29.77 \text{ Ton}$$

$$Q_p = 29.12 \text{ Ton} * 0.7051 = 20.99 \text{ Ton}$$

$$Q_s = 29.77 \text{ Ton} - 20.99 \text{ Ton} = 8.78 \text{ Ton}$$

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Para concreto de resistencia a compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \text{ reglamento ACI 318S -14}$$

$$E_p = 2509980 \text{ Ton/m}^2 \dots \dots \dots \text{ reglamento ACI 318S -14}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_1 = \frac{(Q_p + \xi Q_s)L}{A_p E_p}$$

$$S_1 = 0.3272 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote:

Datos:

$$Q_p = 20.99 \text{ Ton}$$

$$q_p = Q_p/A_p = 20.99 \text{ Ton} / 0.1964 \text{ m}^2 = 106.90 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 0.50 \text{ m}$$

$$C_p = 0.09 \text{ (Tabla 1)}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_2 = \frac{Q_p C_p}{D q_p}$$

$$S_2 = 35.3433 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste:

Datos:

$$L = 6 \text{ m}$$

$$Q_s = 8.78 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_p = 106.90 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) * C_p = 0.13$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_3 = \frac{Q_s C_s}{L q_p}$$

$$S_3 = 1.829 \text{ mm}$$

Luego el asentamiento total es:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \rightarrow S = 0.3272 \text{ mm} + 35.3433 \text{ mm} + 1.829 \text{ mm} = 37.50 \text{ mm}$$

Análisis de asentamiento de un pilote de 7 m

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots \text{ Vesic (1977)}$$

Datos:

$$Q_{ad} = 34.27 \text{ Ton}$$

$$Q_p = 34.27 \text{ Ton} * 0.6813 = 23.35 \text{ Ton}$$

$$Q_s = 34.27 \text{ Ton} - 23.35 \text{ Ton} = 10.92 \text{ Ton}$$

$$A_p = 0.1964 \text{ m}^2$$

$$L = 7 \text{ m}$$

Para concreto de resistencia a compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ ----- reglamento ACI 318S -14}$$

$$E_p = 2509980 \text{ Ton/m}^2 \text{ ----- reglamento ACI 318S -14}$$

$$\xi = 0.67 \text{ (distribución triangular) ----- Vesic (1977)}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_1 = \frac{(Q_p + \xi Q_s)L}{A_p E_p}$$

$$S_1 = 0.3733 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote:

Datos:

$$Q_p = 23.35 \text{ Ton}$$

$$q_p = Q_p / A_p = 23.35 \text{ Ton} / 0.1964 \text{ m}^2 = 118.91 \text{ Ton/m}^2$$

$$D = 0.50 \text{ m}$$

$$C_p = 0.09 \text{ (Tabla 1)}$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_2 = \frac{Q_p C_p}{D q_p}$$

$$S_2 = 35.346 \text{ mm}$$

Asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste:

Datos:

$$L = 7 \text{ m}$$

$$Q_s = 10.92 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_p = 118.91 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_s = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) * C_p = 0.14$$

Reemplazando valores se obtiene

$$S_3 = \frac{Q_s C_s}{Lq_p}$$

$$S_3 = 1.805 \text{ mm}$$

Luego el asentamiento total es:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \rightarrow S = 0.3733 \text{ mm} + 35.346 \text{ mm} + 1.805 \text{ mm} = 37.52 \text{ mm}$$

Para las condiciones iniciales de la estructura tenemos las siguientes condiciones del proyecto:

Altura de estructura: media altura
 Altura típica: 3.42mts
 Niveles: 7 Niveles + Azotea
 Tipos de columnas: columnas circulares

El edificio de rectorado de la Universidad San Pedro, cuenta en el primer nivel con un auditorio teniendo en el segundo nivel butacas para visualizar el escenario del primer nivel, en los niveles superiores del tercero hasta el séptimo nivel cuenta con alturas típicas y con una azotea en el frontis de la edificación.

Se ha establecido una estructura Irregular de uso importante, con periodo de retorno de 2500 años, esta estructura será capaz de soportar las fuerzas laterales, teniendo en cuenta que en el primer nivel se tomará hasta el empotramiento con el suelo

En el eje A-A se planteó usar muros de albañilería de espesor efectivo de 23cm, los muros de albañilería en ese eje aportará mayor estabilidad a la estructura.

Sistemas Estructurales

Eje longitudinal (x-x): Sistema Aporticado

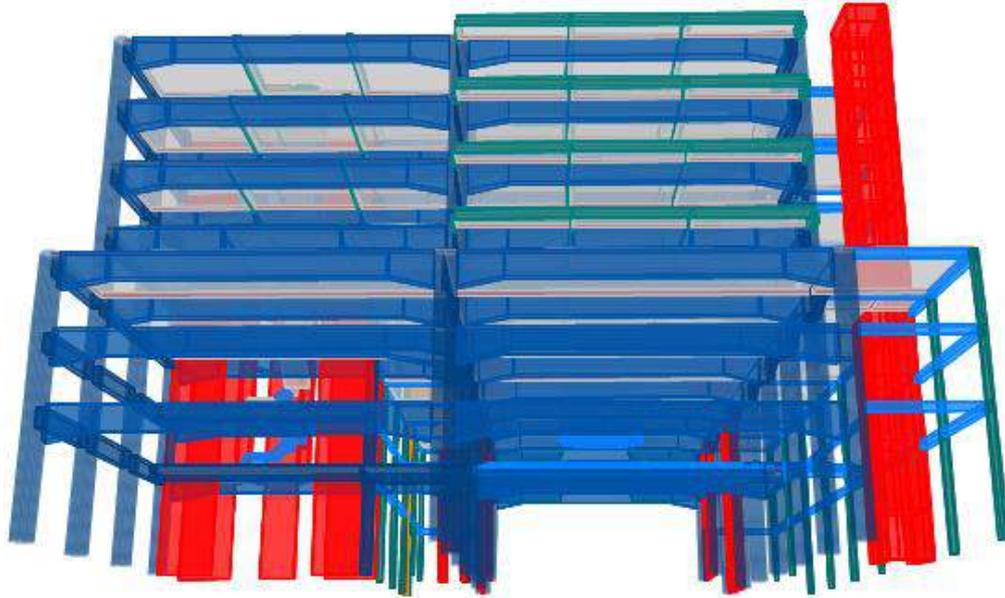
Eje transversal (y-y) : Sistema Aporticado

Los sistemas estructurales iniciales serán comprobados posteriormente

Los pórticos se amarran con losa de concreto armado de 20cm de espesor efectivo, formando un super conjunto, lo cual lo hace resistente a sismos.

Figura 4

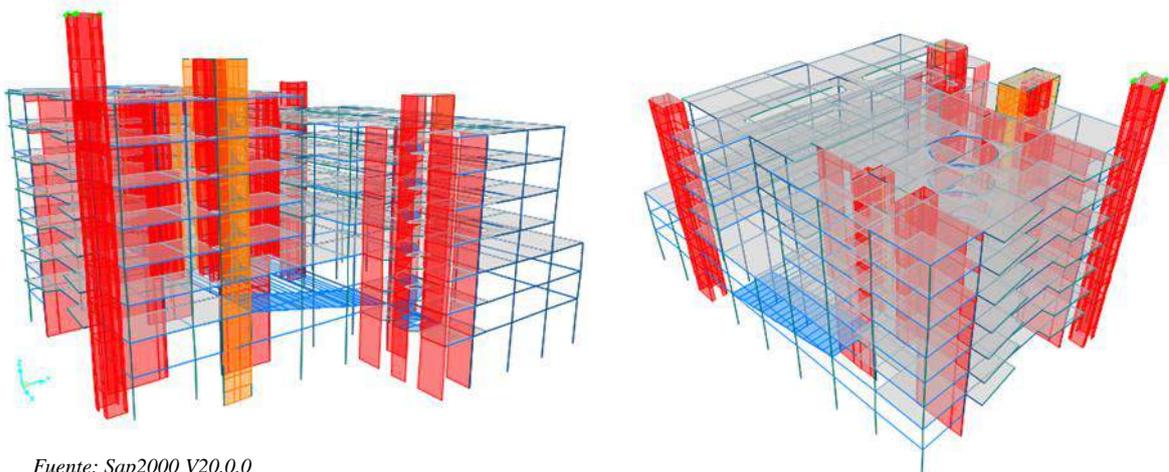
Vista Posterior en elevación de la Estructura Analizada



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Figura 5

Visualización Del Modelo Estructural Representativo



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Criterios en el diseño estructural

Los muros ubicados en el perímetro del edificio (aportan mayor rigidez torsional) y todo aquel que se absorba más del 10% del cortante basal será reforzado.

Espesor efectivo mínimo $h/20$.

Los techos inclinados no se comportarán como diafragma rígido.

De preferencia las vigas coplanares con el muro no deben ser chatas ya que las vigas con suficiente peralte son elementos dúctiles capaces de disipar la energía antes que ocurra la falla por corte en los muros, de seguir esta recomendación se reducirá notablemente las dimensiones de la cimentación.

Los alféizares de las ventanas deben separarse, con juntas mínima de 1/2".

Filosofía en el diseño estructural

Estos principios guardan estrecha relación con la filosofía de diseño Sismorresistente de la Norma E030 para evitar pérdidas de vidas, asegurar la continuidad de los servicios básicos, minimizar los daños a la propiedad, evaluación de la configuración

Irregularidad de rigidez – piso blando. Si presenta.

Irregularidad de masa. Si presenta.

Irregularidad geométrica vertical. Si presenta.

Discontinuidad en el sistema resistente. No presenta.

Irregularidad torsional. Si presenta.

Esquinas entrantes. Si presenta.

Discontinuidad del diafragma. Si presenta.

La estructura clasifica como irregular.

Datos generales del proyecto

Ubicación : Distrito Chimbote – Av. Francisco Bolognesi 421

Nº de pisos : 7 niveles + azotea

Uso : importante (tabla en la E030)

Sistema estructural : aporticado

Área techada : NFP+27.87 → 557.23 M2

: NFP+24.45 → 1184.45 M2

: NFP+21.03 → 1184.45 M2

: NFP+17.61 → 1184.45 M2

: NFP+14.19 → 1184.45 M2

: NFP+10.77 → 1605.84 M2

: NFP+7.35 → 416.33 M2
 : TOTAL → 7317.22 M2

Cargas por gravedad:

Albañilería : 1900 kg/m3 (incluye el tarrajeo)
 Concreto : 2400 kg/m3
 Piso acabado : 100 kg/m2
 S/C de entrepisos : 300 kg/m2, 400 kg/m2 (voladizos)
 S/C techos : 150 kg/m2 (50% s/c entrepiso)

Materiales y elementos estructurales

Se trabajará con concreto reforzado, cuyas propiedades se muestran a continuación:

Concreto reforzado

Resistencia a compresión : $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Peso específico : $Ym = 2400 \text{ kg/m}^3$
 Módulo de elasticidad : $E'c = 252671.33 \text{ kg/cm}^2$
 Módulo de corte : $Gc = 105279.72 \text{ kg/cm}^2$
 Módulo de poisson : 0.25 → dúctil, flexible

El módulo de elasticidad del concreto, E_c , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en kg/cm^2 se muestran a continuación:

$$E_c = 15100\sqrt{f'c} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

El módulo de corte, G_c se calcula mediante la siguiente relación:

$$G_c = \frac{E}{2(\nu + 1)} \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con elongación mínima del 9%, no se permite traslapar refuerzo vertical en zonas confinadas en extremos de soleras y columnas.

El módulo de elasticidad de la albañilería, E_m , se calcula usando la expresión de la sección 8.5 del ACI 318 2011, cuyas unidades en kg/cm^2 se muestran a continuación:

$$E_m = 500f'm \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Ventana de inicio

En la ventana de inicio se especifica el número de ejes en la dirección longitudinal y transversal indicando sus separaciones y la altura típica teniendo en cuenta que el software ETABS toma como altura hasta la cara superior de las vigas y no en el centroide como lo realiza el SAP2000.

Cuadro 14

Acotamiento y apreciación de la altura requerida para el análisis

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	NFP+27.87	3.42	29.16	Yes	None	No	0	
	NFP+24.45	3.42	25.74	No	NFP+27.87	No	0	
	NFP+21.03	3.42	22.32	No	NFP+27.87	No	0	
	NFP+17.61	3.42	18.9	No	NFP+27.87	No	0	
	NFP+14.19	3.42	15.48	No	NFP+27.87	No	0	
	NFP+10.77	3.42	12.06	No	NFP+27.87	No	0	
	NFP+7.35	8.64	8.64	Yes	None	No	0	
	BASE		0					

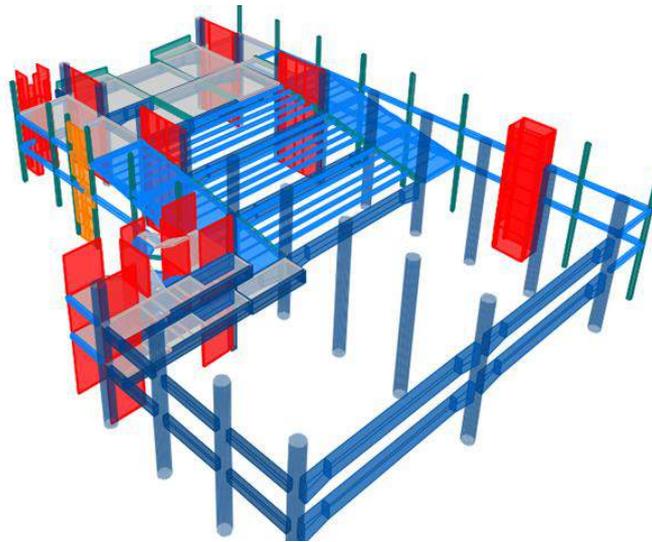
Fuente: Sap2000 V20.0.0

Modelación estructural

El modelo empleado estará sometido a cargas bajas en el techo para casos donde exista tabiques estos serán representados por un peso equivalente, para ello usaremos la tabla 2.3 de la Norma E020, teniendo en cuenta el procedimiento que está en libro de consulta de San Bartolomé – análisis de edificios.

Figura 6

Vista interior del Auditorio



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Creación y asignación de estados o patrones de carga dentro de ello tenemos:

Peso propio: Lo proporciona y calcula el programa, llevará como nombre “peso propio” y será del tipo “Dead”; no se asignará carga con este patrón.

Carga muerta: Proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como luminarias, acabados de cielo raso, piso terminado, tabiquerías internas como muros de subdivisión, etc. Su nombre será “CM” y será del tipo “Super Dead”

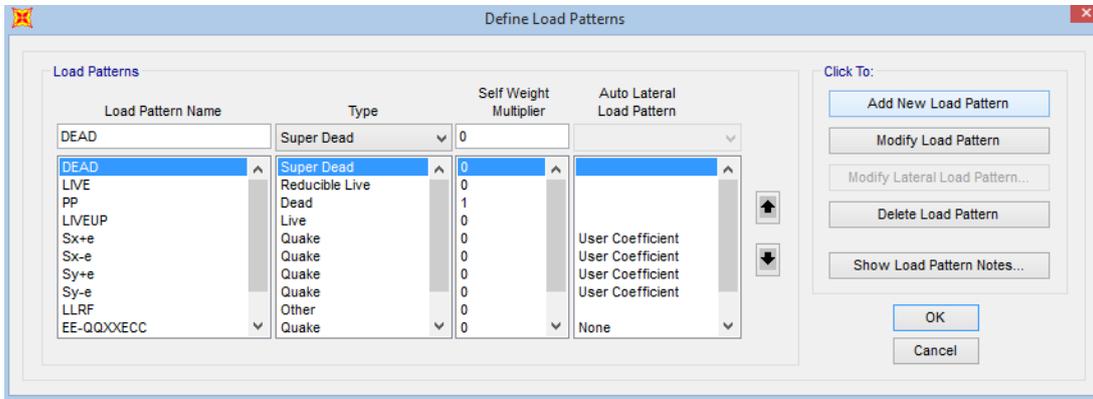
Carga viva de entresuelo: Esta dado por los componentes móviles en el edificio, tales como, escritorios, mesas y sillas, estantes, mostradores, nosotros, etc. Su nombre será “Live” y será del tipo “Reducible Live”

Carga viva de techo: Generalmente considera el peso de las personas que intervendrán en la colocación de las luminarias, acabados, colocación de coberturas e instrumentos. Su nombre será “LiveUP” y será del tipo “Live”

El paso siguiente es la creación de los tipos de carga que actuarán en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto seguiremos usando el comando Define, por lo que seguiremos la ruta “Define/Load Patterns”, así como se muestra en la figura 7

Figura 7

Patrones de carga creados, de acuerdo a la definición.



Fuente: Sap2000 V20.0.0

El peso sísmico efectivo del edificio se determina en concordancia con el artículo 16.3 de la NTE E.030 y como el edificio tendrá uso de centro comercial, entonces, de acuerdo con la tabla N°3 de la NTE E. 030 de diseño sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del tipo A. Luego, de acuerdo con lo anterior, debemos usar el ítem a. del artículo 16.3

A manera de fórmula, el Peso Sísmico Efectivo del Edificio, P, se determinará como: $P = (\text{Peso Propio} + CM) + 0.50\text{Live} + 0.25\text{LiveUP}$

En Sap20000, se define mediante la ruta del menú define a través del “Mass Source...”, Luego en la ventana de definición de la fuente de masa ingresamos los datos calculados recientemente.

Parámetros de diseño

Para determinar el cortante estático en la base, V, del Módulo, debemos recurrir a la expresión que mostramos a continuación:

$$V = \frac{zucs}{R} P$$

La NTE E.030 nos indica que la siguiente expresión: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

La manera correcta de determinar el cortante en la base del edificio es el siguiente: determinar el periodo fundamental, T; En el programa podemos visualizar el periodo fundamental, T, de la estructura mediante la tabla “modal participación Mass Ratios”, cuya captura se muestra en la cuadro15.

Cuadro 15

Formas modales, visualización de la tabla de PPMM y periodos fundamentales.

OutputCase	StepType Text	StepPlum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
Ritz	Mode	1	0.519071	0.7822	0.0013	9.816E-06	0.7822	0.0013	9.816E-06	6.727E-05	0.0643	0.0651	6.727E-05	0.0643	0.0651
Ritz	Mode	2	0.370919	0.0105	0.7526	0.0004612	0.7927	0.754	0.000471	0.0489	2.239E-06	0.0471	0.049	0.0643	0.1122
Ritz	Mode	3	0.349595	0.0585	0.0546	3.086E-06	0.8512	0.8086	0.0004741	0.0042	0.0001916	0.6507	0.0532	0.0645	0.7629
Ritz	Mode	4	0.198597	3.465E-06	0.0003662	0.01	0.8512	0.809	0.0105	0.0002312	0.0007564	1.242E-05	0.0534	0.0652	0.7629
Ritz	Mode	5	0.193527	3.901E-06	4.311E-05	0.0006207	0.8512	0.809	0.0111	0.0005597	6.797E-05	6.567E-06	0.054	0.0653	0.7629
Ritz	Mode	6	0.188282	1.745E-06	0.0002683	0.0047	0.8512	0.8093	0.0157	0.0002055	0.0003161	1.352E-05	0.0542	0.0656	0.7629
Ritz	Mode	7	0.159591	0.0927	0.0004743	0.0015	0.9439	0.8098	0.0172	0.0005908	0.1853	0.004	0.0548	0.2509	0.7669
Ritz	Mode	8	0.157516	0.000192	0.0044	0.0001261	0.9441	0.8141	0.0174	0.006	0.0002985	0.0003338	0.0608	0.2512	0.7672
Ritz	Mode	9	0.148897	3.416E-05	0.0025	0.0769	0.9442	0.8166	0.0943	0.1108	8.215E-06	0.0002947	0.1716	0.2512	0.7675
Ritz	Mode	10	0.146958	0.0008083	0.0001698	0.0113	0.945	0.8168	0.1056	7.913E-06	1.603E-05	6.275E-05	0.1716	0.2512	0.7676
Ritz	Mode	11	0.136718	2.315E-05	0.0262	0.0693	0.945	0.8429	0.1749	0.0002105	0.0011	7.66E-05	0.1718	0.2523	0.7676
Ritz	Mode	12	0.133733	0.0022	0.0055	0.0003002	0.9472	0.8484	0.1752	0.0024	0.0022	0.0483	0.1742	0.2545	0.816
Ritz	Mode	13	0.127133	0.0029	0.003	0.0332	0.9502	0.8514	0.2084	0.0113	0.0046	0.0746	0.1855	0.2591	0.8906
Ritz	Mode	14	0.115847	6.155E-05	0.0621	0.0387	0.9502	0.9135	0.2471	0.1853	0.0038	0.0201	0.3708	0.2629	0.9107
Ritz	Mode	15	0.108468	1.617E-06	0.0432	0.0087	0.9502	0.9567	0.2559	0.0006684	0.0076	0.0024	0.3715	0.2705	0.9131
Ritz	Mode	16	0.101842	0.0022	0.0003488	0.0022	0.9524	0.957	0.258	0.0007526	0.0096	0.0003256	0.3722	0.2801	0.9134
Ritz	Mode	17	0.086669	0.0003084	0.0047	0.0086	0.9528	0.9618	0.2666	0.0247	0.0086	0.00017	0.3969	0.2887	0.9136
Ritz	Mode	18	0.083095	0.0129	0.0001427	0.0059	0.9656	0.9619	0.2726	0.002	0.0123	0.0003324	0.3989	0.301	0.9139
Ritz	Mode	19	0.068369	0.0101	0.0001707	0.0043	0.9758	0.9621	0.2768	0.0007516	0.0096	0.0007785	0.3997	0.3106	0.9147
Ritz	Mode	20	0.065292	8.642E-05	0.0124	0.0039	0.9759	0.9745	0.2807	0.0007425	0.0016	0.0014	0.4004	0.3122	0.9161
Ritz	Mode	21	0.047895	0.0078	0.0055	0.000635	0.9836	0.98	0.2814	0.0107	0.0109	0.0011	0.4111	0.3231	0.9172
Ritz	Mode	22	0.047263	0.0038	0.0104	0.0015	0.9875	0.9904	0.2828	0.0208	0.0104	0.0023	0.4319	0.3334	0.9194
Ritz	Mode	23	0.023989	0.0002866	0.0067	0.0007861	0.9878	0.9971	0.2836	0.0005706	2.178E-06	0.0005893	0.4325	0.3334	0.92
Ritz	Mode	24	0.023106	0.0093	0.0001688	0.0008026	0.997	0.9973	0.2844	6.083E-05	0.0133	8.919E-05	0.4325	0.3467	0.9201

Fuente: Sap2000 V20.0.0

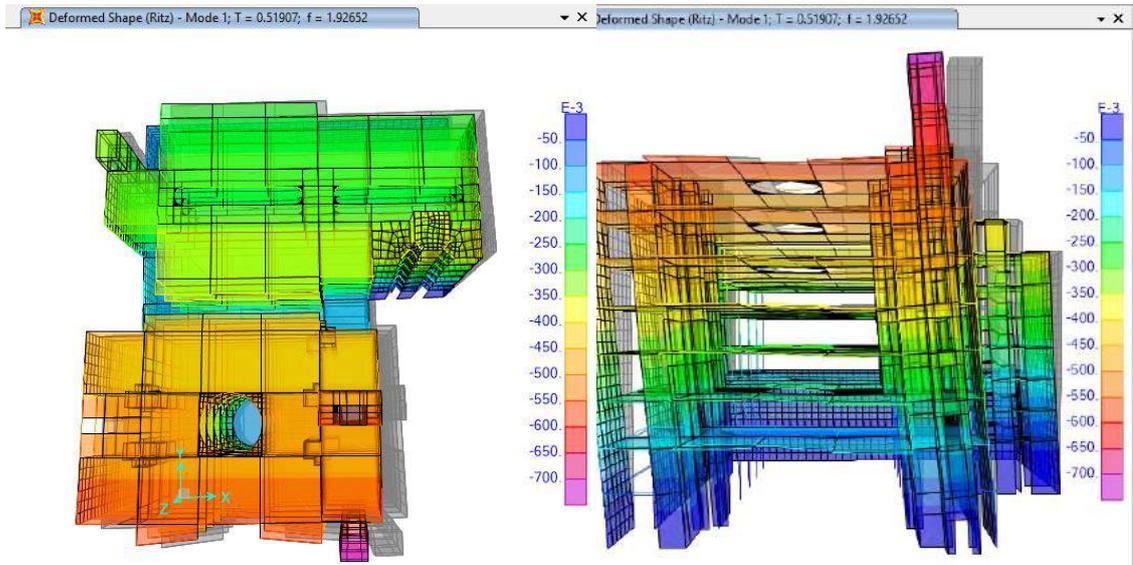
El T fundamental, es el tiempo, mayor (más grande) que puede ocurrir en una estructura, para que ésta vibre.

Hay varios modos de vibración, pero cada uno de éstos modos dura un tiempo en volver a repetir el ciclo de vibración. El tiempo que demora la estructura en repetir su modo de vibración es el periodo (T) para ese modo de vibración. El mayor de éstos T, es el período fundamental.

Teniendo un periodo proporcionado por el software dentro de lo establecido, considerando los 3 primeros modos de vibración: Modo 01 es traslacional en X de 0.519seg. , con 78.22% de PPMM y 6.51% participa en rotación RZ; modo 02 es traslacional en Y de 0.371seg. , con 75.26% de PPMM y 4.71% participa en rotación RZ y modo 03 es rotacional en Z de 0.349seg. , con 65.07 % participa en rotación RZ; resultando SumUx 99.7% de PPMM , SumUy 99.73% de PPMM y SumRz 92.01% de PPMM siendo mayor al 90%

Figura 8

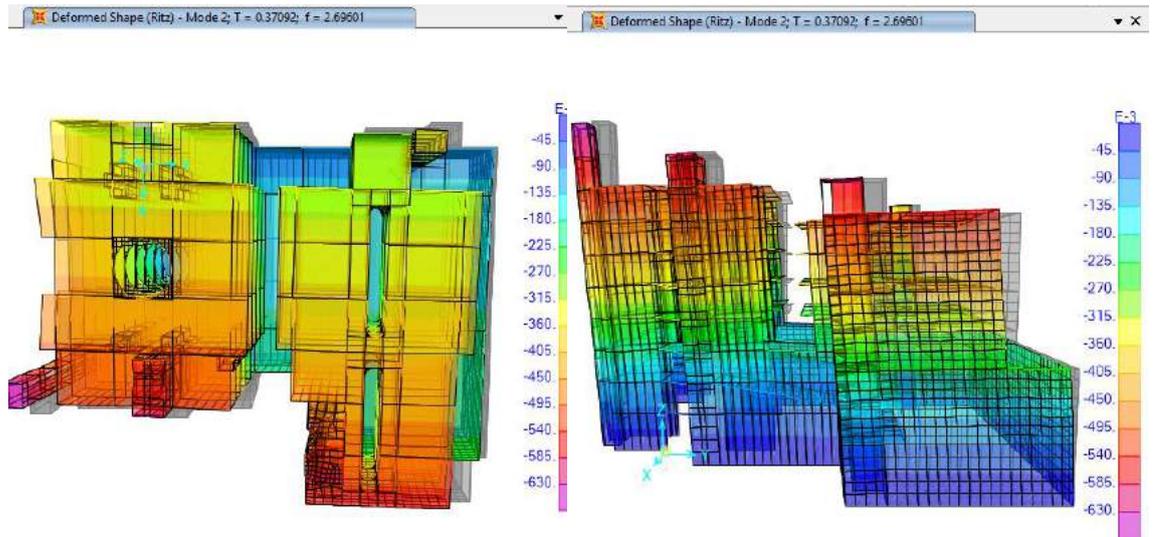
Traslacional en X de 0.51907seg. , con 78.22% de PPMM y 6.51% participa en rotación RZ



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Figura 9

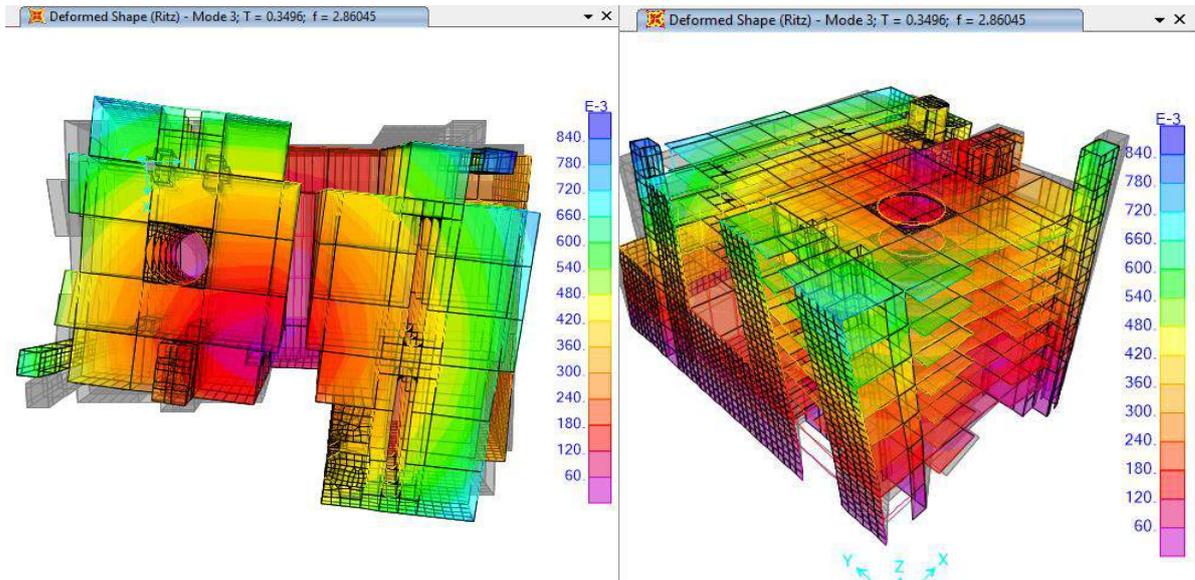
Traslacional en Y de 0.371seg. , con 75.26% de PPMM y 4.71% participa en rotación RZ



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Figura 10

Traslacional en Z de 0.349seg. , con 65.07% participa en rotación RZ



Fuente: Sap2000 V20.0.0

Cálculo de espectro de Pseudo – aceleraciones (Norma E 030-2014)

Factor de zona “Z”: $Z = 0.45$

Factor de suelo “S”: Suelo blando $S = 1.10$, $TP = 1.00$ y $TL = 1.60$

Factor de uso “U”: Edificio de Tipo A2 (edificaciones esenciales) $U = 1.50$

Factor de Sistema estructural (R) en dirección X-X es de pórticos de concreto armado $R_o = 8$ y en dirección Y-Y es de pórtico de concreto armado $R_o = 8$

Cuadro 16

Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades estructurales en altura			I_a DIR X-X	I_a DIR Y-Y
Irregularidad de rigidez – piso blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidades de resistencia – piso débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad extrema rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de masa o peso	<input type="checkbox"/> ambas direcciones		1.00	1.00
Irregularidad geométrica vertical	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00

Discontinuidad en los sistemas resistentes	<input type="checkbox"/> ambas direcciones	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	<input type="checkbox"/> ambas direcciones	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones	Se toma el valor mas crítico	0.75	0.75

Fuente: Norma E0.30 de la NTP (2014)

Cuadro 17

Irregularidades estructurales en planta

Irregularidades estructurales en planta			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas entrantes	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad del diafragma	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		0.85	0.85
Sistemas no paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
tener en cuenta las restricciones	se toma el valor más crítico		0.75	0.75

Datos	Factores	Datos	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	RO	8	8
U	1.50	Ia	1.00	1.00
S	1.05	Ip	0.75	0.75
TP	1.00	R	6	6
TL	1.60	g = 1m/s ²		

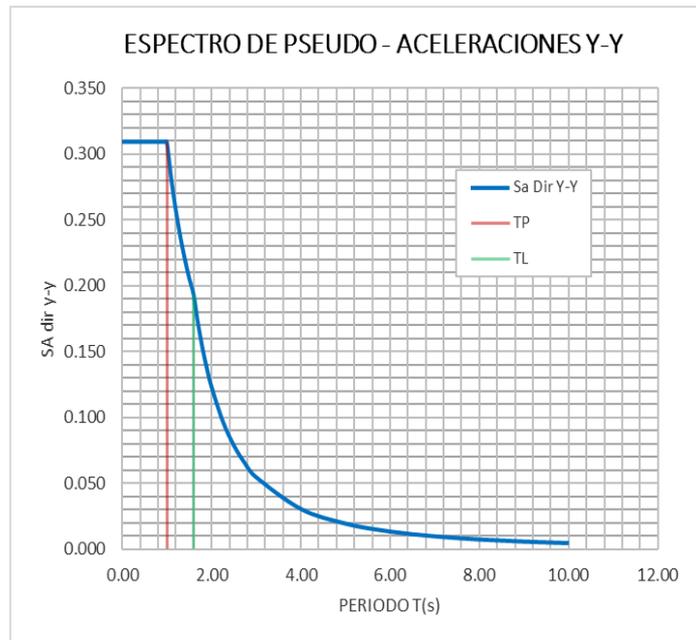
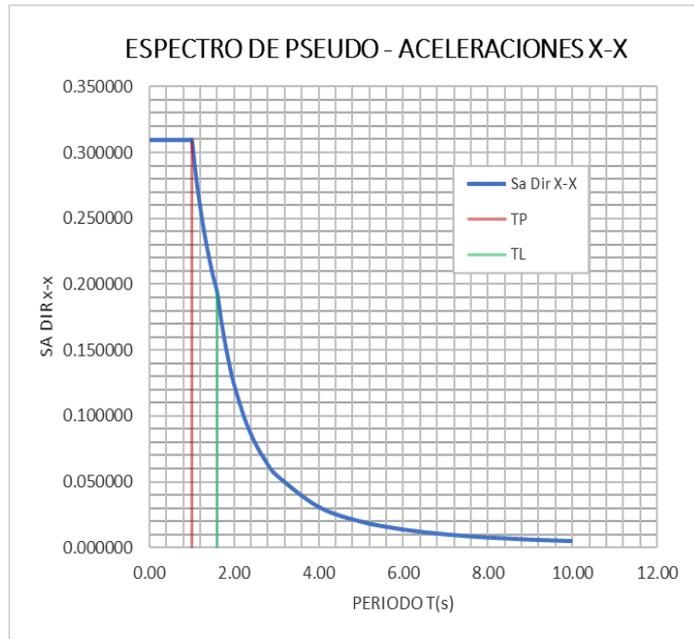
Fuente: Norma E0.30 de la NTP (2014)

Cuadro 18

Espectro pseudo aceleraciones

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.309375	0.309
2.50	0.02	0.309	0.309
2.50	0.04	0.309	0.309
2.50	0.06	0.309	0.309
2.50	0.08	0.309	0.309
2.50	0.10	0.309	0.309
2.50	0.12	0.309	0.309
2.50	0.14	0.309	0.309
2.50	0.16	0.309	0.309
2.50	0.18	0.309	0.309
2.50	0.20	0.309	0.309
2.50	0.25	0.309	0.309

2.50	0.30	0.309	0.309
2.50	0.35	0.309	0.309
2.50	0.40	0.309	0.309
2.50	0.45	0.309	0.309
2.50	0.50	0.309	0.309
2.50	0.55	0.309	0.309
2.50	0.60	0.309	0.309
2.50	0.65	0.309	0.309
2.50	0.70	0.309	0.309
2.50	0.75	0.309	0.309
2.50	0.80	0.309	0.309
2.50	0.85	0.309	0.309
2.50	0.90	0.309	0.309
2.50	0.95	0.309	0.309
2.50	1.00	0.309	0.309
2.27	1.10	0.281	0.281
2.08	1.20	0.258	0.258
1.92	1.30	0.238	0.238
1.79	1.40	0.221	0.221
1.67	1.50	0.206	0.206
1.56	1.60	0.193	0.193
1.38	1.70	0.171	0.171
1.23	1.80	0.153	0.153
1.11	1.90	0.137	0.137
1.00	2.00	0.124	0.124
0.79	2.25	0.098	0.098
0.64	2.50	0.079	0.079
0.53	2.75	0.065	0.065
0.44	3.00	0.055	0.055
0.25	4.00	0.031	0.031
0.16	5.00	0.020	0.020
0.11	6.00	0.014	0.014
0.08	7.00	0.010	0.010
0.06	8.00	0.008	0.008
0.05	9.00	0.006	0.006
0.04	10.00	0.005	0.005



Fuente: Norma E0.30 de la NTP (2014)

Coeficiente de amplificación sísmica (C), en concordancia con el tipo de suelo, mediante la expresión del artículo 7 de la norma E.030 2016.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \dots\dots\dots(3)$$

Factor de reducción sísmica, R

$$Z=0.45 \quad U=1.50 \quad S=1.10 \quad T_p=1.00 \quad T_L= 1.60$$

$R_{ox}=8.00 \quad R_X= 6$ sistema aporticado castigado al 75%

$R_{oY}=8.00 \quad R_Y= 6$ sistema aporticado castigado al 75%

Obteniendo el periodo fundamental de la estructura, usaremos la condición (1) siendo menor al T_p

$$T = 0.51907 \text{seg} \rightarrow C = 2.50 \quad \dots\dots\dots \text{usando el caso (1)}$$

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \quad 0.4167 \geq 0.125$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \quad 0.4167 \geq 0.125$$

Calculo de los coeficientes estáticos

$$\frac{ZUCS}{R_{x,y}} = 0.45 \times 1.50 \times 1.10 \times 0.4167 = 0.30939975 \text{ sistema aporticado}$$

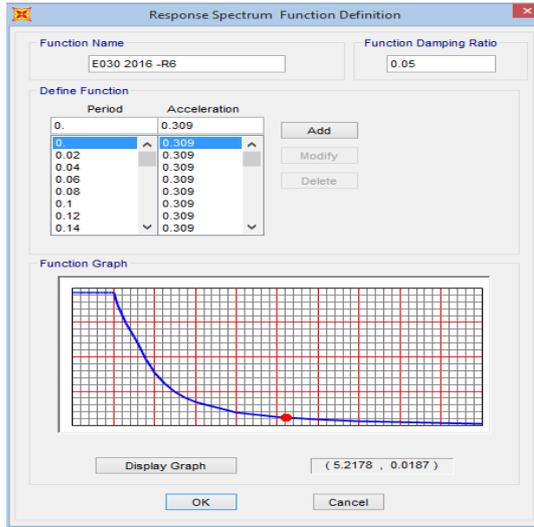
En el programa, este dato se ingresa en la ventana “define Load Patterns”, ingresando el valor calculado en base Shear Coefficient, C, así como muestra la figura 28.

Se realizó un análisis sísmico dinámico por superposición modal espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del espectro de respuesta fueron los indicados en el apartado.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo s y de los períodos T_p y T_L dados en las tablas N° 3 y N° 4 de la E030 DS N° 003-2016- vivienda y el espectro de diseño quedaría graficado tal como se indica en la gráfica 5, para los parámetros determinados anteriormente:

Gráfica 5

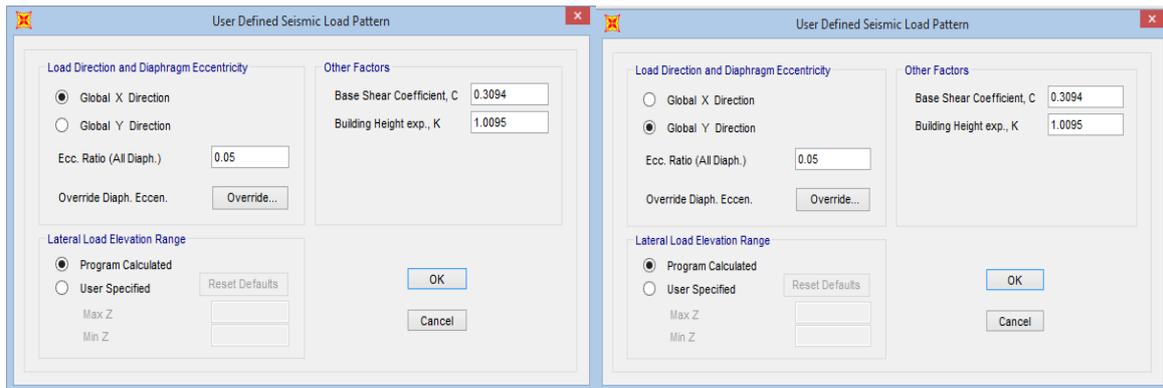
Ingresando la curva de espectro de respuesta para el análisis dinámico



Fuente: sap2000 V20.0.0

Figura 11

Coficiente de amplificación sísmica (C)



Fuente : sap2000 v20.0.0

Análisis estático y dinámico lineal

Cuadro 19

Cortante estático

	OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	
	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	
▶	Sx+e	LinStatic	-3804.6781	2.345E-11	5.541E-10	323.647	-10509023.6	9252841.183	0	0	0	2056.298	2324.339	824.814	
▶	Sy+e	LinStatic	3.343E-09	-3804.6781	8.63E-11	10506603.13	371.477	-7252544.1	0	0	0	0	1771.991	1675.265	827.46

Fuente: Sap2000 V20.0.0

Cuadro 20

Cortante dinámico

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-cm	GlobalMY Tonf-cm	GlobalMZ Tonf-cm	GlobalX cm	GlobalY cm	GlobalZ cm	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX
EE-QQXXECC	LinRespSpec	Max	3810.6262	1489.7784	289.7908	4070686.517	9617369.206	10675562.03	0	0	0	0	0	0

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-cm	GlobalMY Tonf-cm	GlobalMZ Tonf-cm	GlobalX cm	GlobalY cm	GlobalZ cm	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY
EE-QQYYECC	LinRespSpec	Max	1494.594	3810.3007	654.5152	10189938.4	4006282.026	11451808.86	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Sap2000 V20.0.0

Cuadro 21

Peso total del edificio y la cortante basal

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear Tonf
Sx+e	X	0.05	No	No	0.3094	1.0095	12296.9558	3804.6781
Sx-e	X	0.05	No	No	0.3094	1.009535	12296.9558	3804.6781
Sy+e	Y	0.05	No	No	0.3094	1.0095	12296.9558	3804.6781
Sy-e	Y	0.05	No	No	0.3094	1.0095	12296.9558	3804.6781

Fuente: Sap2000 V20.0.0

EEQQXX = 3810.62620 Cortante Dinámico Software

Vx = 3804.67812 Cortante Estático Software

Vx= 3804.37070 Cortante Estático Manual

Regular, si el cortante dinámico es mayor o igual al 80% del cortante estático e

Irregular, si el cortante dinámico es mayor o igual al 90% del cortante estático.

EEQQX/Vx = 100.16% entonces se podría decir que es un edificio irregular

Cuadro 22

Cargas sísmicas automáticas a diafragmas horizontales

LoadPat Text	AutoLdType	Diaphragm Text	DiaphragmZ	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	MX Tonf-m	MY Tonf-m	MZ Tonf-m	X m	Y m	Z m
Sx+e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sx+e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sx+e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	283.8577	0	0	0	-6.005E-11	-198.79718	14.94335	11.02561	37.06
Sx+e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	633.7413	0	0	0	1.586E-10	-632.56455	19.00082	23.82141	33.64
Sx+e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	612.1174	0	0	0	1.491E-10	-1659.07802	19.09786	23.63629	30.22
Sx+e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	521.1771	0	0	0	-1.84E-10	-1348.93679	19.0819	23.70168	26.8
Sx+e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	424.5953	0	0	0	1.127E-10	-1116.86487	19.0819	23.70168	23.38
Sx+e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	437.8276	0	0	0	-4.291E-11	-4626.96006	16.33897	18.59137	19.96
Sx+e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	123.5914	0	0	0	0.05617	951.12598	18.82379	27.50679	16.53739
Sx+e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	44.7858	0	0	0	-2.441E-12	-40.65168	20.1181	30.30218	13.24
Sx-e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sx-e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sx-e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	283.8622	0	0	0	-6.005E-11	-198.8003	14.94335	11.02561	37.06
Sx-e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	633.7485	0	0	0	1.586E-10	-632.57401	19.00082	23.82141	33.64
Sx-e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	612.1213	0	0	0	1.491E-10	-1659.08871	19.09786	23.63629	30.22
Sx-e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	521.1775	0	0	0	-1.84E-10	-1348.93778	19.0819	23.70168	26.8
Sx-e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	424.5927	0	0	0	1.127E-10	-1116.85807	19.0819	23.70168	23.38
Sx-e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	437.8212	0	0	0	-4.291E-11	-4626.8926	16.33897	18.59137	19.96
Sx-e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	123.5882	0	0	0	0.05617	951.10142	18.82379	27.50679	16.53739
Sx-e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	44.7839	0	0	0	-2.441E-12	-40.64999	20.1181	30.30218	13.24
Sy+e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sy+e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sy+e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	0	283.8577	0	6.005E-11	0	272.40197	14.94335	11.02561	37.06
Sy+e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	0	633.7413	0	-1.586E-10	0	175.89556	19.00082	23.82141	33.64
Sy+e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	0	612.1174	0	-1.491E-10	0	267.85629	19.09786	23.63629	30.22

Sx-e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	521.1775	0	0	0	-1.84E-10	-1348.93778	19.0819	23.70168	26.8
Sx-e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	424.5927	0	0	0	1.127E-10	-1116.85807	19.0819	23.70168	23.38
Sx-e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	437.8212	0	0	0	-4.291E-11	-4626.8926	16.33897	18.59137	19.96
Sx-e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	123.5882	0	0	0	0.05617	951.10142	18.82379	27.50679	16.53739
Sx-e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	44.7839	0	0	0	-2.441E-12	-40.64999	20.1181	30.30218	13.24
Sy+e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sy+e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sy+e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	0	283.8577	0	6.005E-11	0	272.40197	14.94335	11.02561	37.06
Sy+e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	0	633.7413	0	-1.586E-10	0	175.89556	19.00082	23.82141	33.64
Sy+e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	0	612.1174	0	-1.491E-10	0	267.85629	19.09796	23.63629	30.22
Sy+e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	0	521.1771	0	1.84E-10	0	236.07085	19.0819	23.70168	26.8
Sy+e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	0	424.5953	0	-1.127E-10	0	202.92328	19.0819	23.70168	23.38
Sy+e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	0	437.8276	0	4.291E-11	0	1264.75224	16.33897	18.59137	19.96
Sy+e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	0	123.5914	0	-0.05617	0	160.83499	18.82379	27.50679	16.53739
Sy+e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	0	44.7858	0	2.441E-12	0	167.47309	20.1181	30.30218	13.24
Sy-e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sy-e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sy-e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	0	283.8577	0	6.005E-11	0	272.40197	14.94335	11.02561	37.06
Sy-e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	0	633.7413	0	-1.586E-10	0	175.89556	19.00082	23.82141	33.64
Sy-e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	0	612.1174	0	-1.491E-10	0	267.85629	19.09796	23.63629	30.22
Sy-e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	0	521.1771	0	1.84E-10	0	236.07085	19.0819	23.70168	26.8
Sy-e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	0	424.5953	0	-1.127E-10	0	202.92328	19.0819	23.70168	23.38
Sy-e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	0	437.8276	0	4.291E-11	0	1264.75224	16.33897	18.59137	19.96
Sy-e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	0	123.5914	0	-0.05617	0	160.83499	18.82379	27.50679	16.53739
Sy-e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	0	44.7858	0	2.441E-12	0	167.47309	20.1181	30.30218	13.24

Fuente: Sap2000 V20.0.0

Cuadro 23

Fuerzas sísmicas

LoadPat Text	AutoLdType	Diaphragm Text	DiaphragmZ	FX Tonf	FY Tonf	FZ Tonf	MX Tonf-m	MY Tonf-m	MZ Tonf-m	X m	Y m	Z m
Sx+e	USER COEFF	DIAPH10	42.9	0	0	0	0	0	0	25.5875	0.925	42.9
Sx+e	USER COEFF	DIAPH9	39.48	0	0	0	0	0	0	25.41625	8.86563	39.48
Sx+e	USER COEFF	DIAPH8	37.06	283.8577	0	0	0	-6.005E-11	-198.79718	14.94335	11.02561	37.06
Sx+e	USER COEFF	DIAPH7	33.64	633.7413	0	0	0	1.586E-10	-832.56455	19.00082	23.82141	33.64
Sx+e	USER COEFF	DIAPH6	30.22	612.1174	0	0	0	1.491E-10	-1659.07802	19.09796	23.63629	30.22
Sx+e	USER COEFF	DIAPH5	26.8	521.1771	0	0	0	-1.84E-10	-1348.93679	19.0819	23.70168	26.8
Sx+e	USER COEFF	DIAPH4	23.38	424.5953	0	0	0	1.127E-10	-1116.86487	19.0819	23.70168	23.38
Sx+e	USER COEFF	DIAPH3	19.96	437.8276	0	0	0	-4.291E-11	-4626.96006	16.33897	18.59137	19.96
Sx+e	USER COEFF	DIAPH2	16.53739	123.5914	0	0	0	0.05617	951.12598	18.82379	27.50679	16.53739
Sx+e	USER COEFF	DIAPH1	13.24	44.7858	0	0	0	-2.441E-12	-40.65168	20.1181	30.30218	13.24

Fuente : sap2000 v20.0.0

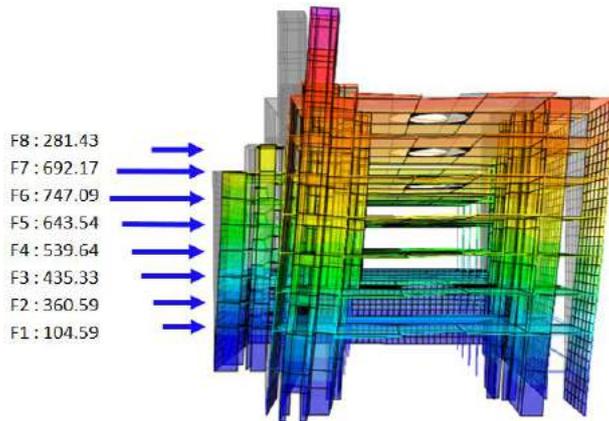
El análisis de fuerzas laterales equivalentes manual y mediante el programa sap2000 V20.0.0 se calculó a manual usando excel determinando las fuerzas sísmicas por altura siguiendo la norma E 030 de la NTP

Cuadro 24

Comparación de la distribución de las fuerzas laterales manual y con el programa Sap2000 V20.0.0

	Masa (Ton.s2/m)	Peso(Ton)	H (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi	SAP2000
AZOTEA	48.02	544.6486	28.78	14639.93	0.07	281.43	283.86
PISO 7	132.41	1501.7602	25.61	36005.80	0.18	692.17	633.74
PISO 6	162.66	1844.9301	22.44	38862.61	0.20	747.09	612.12
PISO 5	162.66	1844.9301	19.27	33476.17	0.17	643.54	521.18
PISO 4	162.66	1844.9301	16.10	28071.59	0.14	539.64	424.60
PISO 3	162.66	1844.9301	12.93	22645.19	0.11	435.33	437.83
PISO 2	177.48	2012.9721	9.76	18757.23	0.09	360.59	123.59
PISO 1	75.63	857.8546	6.59	5440.62	0.03	104.59	44.79
TOTAL	1084.19	12296.96		$\sum Pi*(hi)^k$			

Vbasal	3804.37
---------------	---------



Fuente: Norma E.030 (2014)

Control de desplazamientos en la dirección XX-empotrado en la base; cuando no se le da ningún grado de libertad en la fundación, restringiendo tres reacciones y los tres momentos, el cuadro de desplazamientos le pertenece a la torre principal de la edificación.

Cuadro 25

Control de distorsiones de la torre

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
4409	Sx+e	LinStatic	0.455735	0.008905	-0.269338	-6.3E-05	0.001474	-6.883E-06
3566	Sx+e	LinStatic	4.339923	0.229899	-0.304155	-3.7E-05	0.001141	0.000164
3398	Sx+e	LinStatic	3.967492	0.216084	-0.303312	-4.3E-05	0.001163	0.000167
3230	Sx+e	LinStatic	3.598071	0.204262	-0.299799	-3.2E-05	0.001212	0.00017
3146	Sx+e	LinStatic	3.281508	0.178832	-0.299631	-7.4E-05	0.001123	0.000148
3062	Sx+e	LinStatic	2.922429	0.148913	-0.314066	-8.1E-05	0.001292	0.00012
2978	Sx+e	LinStatic	2.509657	0.122307	-0.331091	-6.7E-05	0.001502	9.8E-05
2894	Sx+e	LinStatic	2.053669	0.100642	-0.340273	-7.9E-05	0.001698	8.2E-05
2601	Sx+e	LinStatic	1.560738	0.077203	-0.334984	-5.1E-05	0.001833	6.4E-05
2579	Sx+e	LinStatic	1.004346	0.038924	-0.294557	-0.000254	0.001912	2.7E-05

Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 26

Control de desplazamiento empotrado en la base de la torre

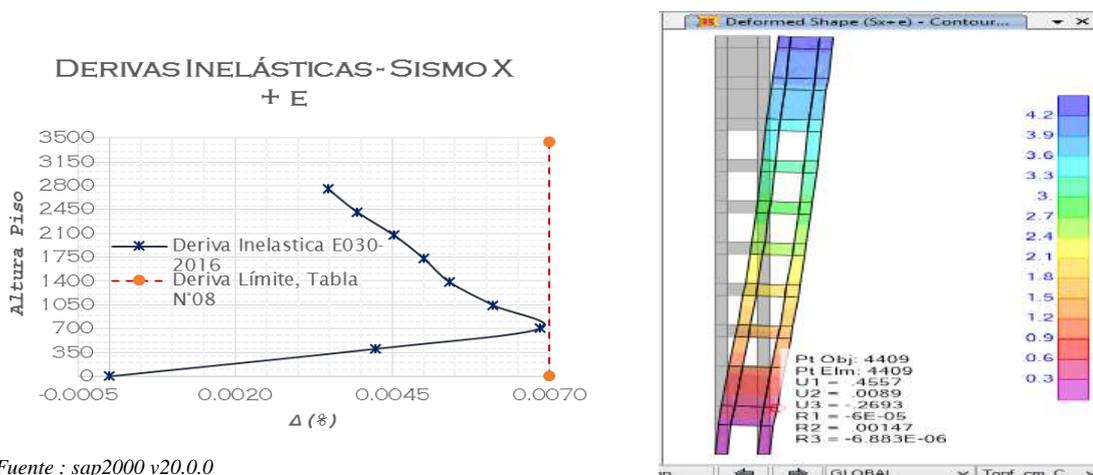
Story Max/Avg Displacements									
Story	Load Case/Combo	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
NFP+ 34.40	SX+e	X	3440	4.33992	0.00109	0.004900	4.90 ‰	7 ‰	OK

NFP+ 30.98	SX+e	X	3098	3.96749	0.00108	0.004051	4.05 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 27.56	SX+e	X	2756	3.59807	0.00093	0.003471	3.47 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 24.14	SX+e	X	2414	3.28151	0.00105	0.003937	3.94 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 20.72	SX+e	X	2072	2.92243	0.00121	0.004526	4.53 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 17.30	SX+e	X	1730	2.50966	0.00133	0.005000	5.00 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 13.88	SX+e	X	1388	2.05367	0.00144	0.005405	5.40 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 10.46	SX+e	X	1046	1.56074	0.00163	0.006101	6.10 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 7.04	SX+e	X	704	1.00435	0.00183	0.006858	6.86 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 4.04	SX+e	X	404	0.45574	0.00113	0.004230	4.23 ‰	7 ‰	OK
BASE	SX+e	X	0	0.000000	0.000000	0.000000			

Fuente : sap2000 v20.0.0

Gráfica 6

Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la torre



Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 27

Control de distorsiones crujía en el eje I-I (horizontal en X)

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
3482	Sx+e	LinStatic	4.309656	0.229835	-0.31158	-4.4E-05	0.001002	0.000162
3314	Sx+e	LinStatic	3.935408	0.216546	-0.310475	-3.4E-05	0.00095	0.00017
1180	Sx+e	LinStatic	0.457008	0.00789	-0.153128	2.1E-05	-0.000383	-6.883E-06
1138	Sx+e	LinStatic	1.54889	0.08665	-0.268238	-2E-05	7.6E-05	6.4E-05
1137	Sx+e	LinStatic	0.999265	0.042974	-0.232564	-3.5E-05	0.000203	2.7E-05
1134	Sx+e	LinStatic	3.566707	0.229269	-0.292402	-5.941E-06	0.000511	0.00017
1132	Sx+e	LinStatic	3.254064	0.200713	-0.289975	-4.9E-05	0.000712	0.000148
1130	Sx+e	LinStatic	2.900174	0.166657	-0.288138	-4.2E-05	0.000743	0.00012
1128	Sx+e	LinStatic	2.491522	0.136766	-0.286234	-2.4E-05	0.000901	9.8E-05
1126	Sx+e	LinStatic	2.03859	0.112665	-0.282875	3.204E-07	0.000505	8.2E-05

Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 28

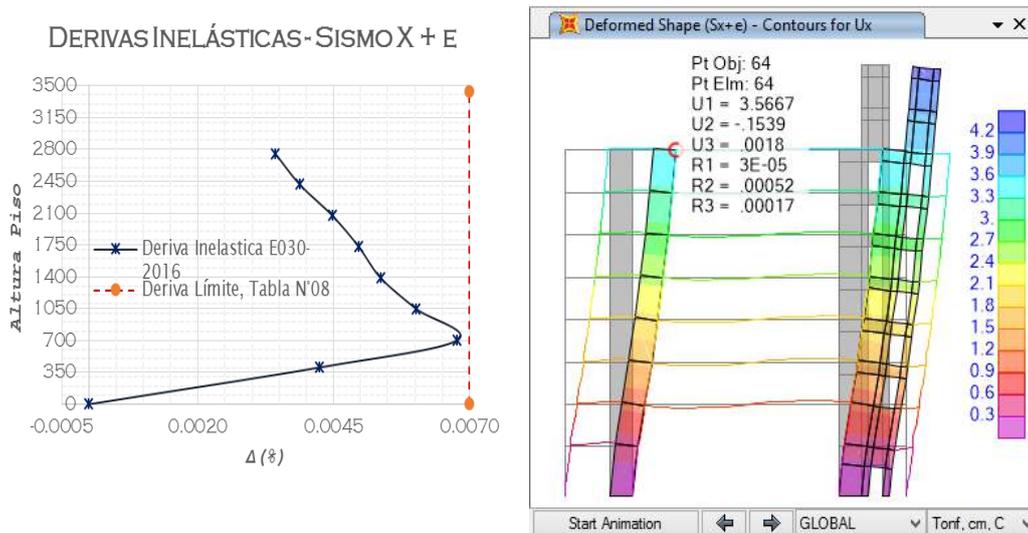
Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (I-I)

Story Max/Avg Displacements									
Story	Load Case/Combo	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
NFP+ 34.40	SX+e	X	3440	4.30966	0.00109	0.004104	4.10 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 30.98	SX+e	X	3098	3.93541	0.00108	0.004043	4.04 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 27.56	SX+e	X	2756	3.56671	0.00091	0.003428	3.43 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 24.14	SX+e	X	2414	3.25406	0.00103	0.003880	3.88 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 20.72	SX+e	X	2072	2.90017	0.00119	0.004481	4.48 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 17.30	SX+e	X	1730	2.49152	0.00132	0.004966	4.97 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 13.88	SX+e	X	1388	2.03859	0.00143	0.005370	5.37 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 10.46	SX+e	X	1046	1.54889	0.00161	0.006027	6.03 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 7.04	SX+e	X	704	0.99927	0.00181	0.006778	6.78 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 4.04	SX+e	X	404	0.45701	0.00113	0.004242	4.24 ‰	7 ‰	OK
BASE	SX+e	X	0	0.000000	0.000000	0.000000			

Fuente : sap2000 v20.0.0

Gráfica 7

Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (I-I)



Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 29

Control de distorsiones crujía en el eje H-H (horizontal en X)

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
617	Sx+e	LinStatic	3.464984	0.229269	-0.25837	-2.7E-05	0.000788	0.00017
615	Sx+e	LinStatic	3.165059	0.200713	-0.25546	-5.4E-05	0.000869	0.000148
613	Sx+e	LinStatic	2.827995	0.166657	-0.245983	-5.5E-05	0.000983	0.00012
604	Sx+e	LinStatic	2.432705	0.136766	-0.229047	-4.5E-05	0.001112	9.8E-05
601	Sx+e	LinStatic	1.989686	0.112665	-0.20416	-3.7E-05	0.001189	8.2E-05
599	Sx+e	LinStatic	1.510464	0.08665	-0.170674	-5.2E-05	0.00137	6.4E-05
546	Sx+e	LinStatic	0.982789	0.042974	-0.126803	-6.4E-05	0.001084	2.7E-05
1179	Sx+e	LinStatic	0.461138	0.00789	-0.072581	-3.3E-05	0.001756	-6.883E-06

Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 30

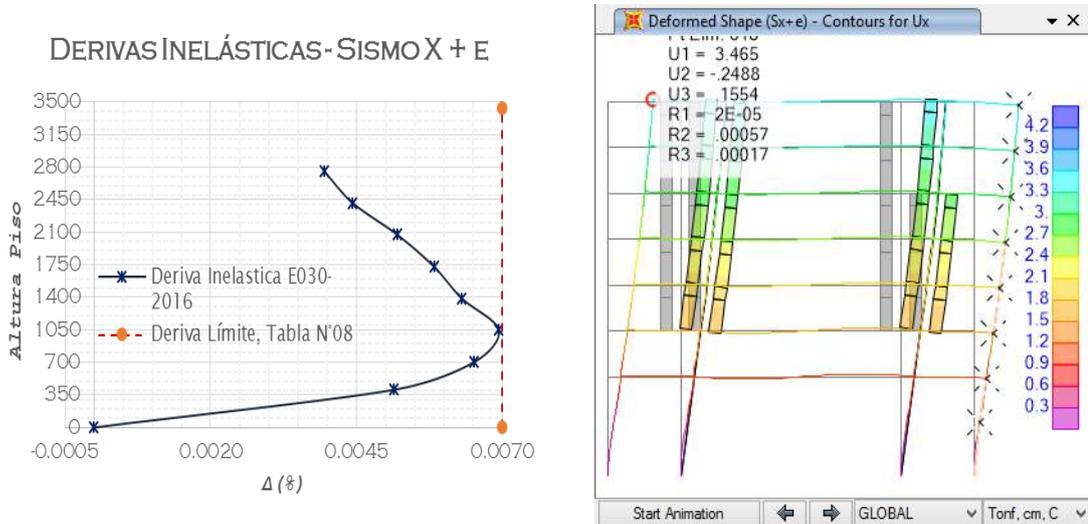
Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (H-H)

Story Max/Avg Displacements									
Story	Load Case/Combo	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
NFP+ 34.40	SX+e	X	3440						
NFP+ 30.98	SX+e	X	3098						
NFP+ 27.56	SX+e	X	2756	3.46498	0.00088	0.003946	3.95 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 24.14	SX+e	X	2414	3.16506	0.00099	0.004435	4.44 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 20.72	SX+e	X	2072	2.82800	0.00116	0.005201	5.20 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 17.30	SX+e	X	1730	2.43271	0.00130	0.005829	5.83 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 13.88	SX+e	X	1388	1.98969	0.00140	0.006306	6.31 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 10.46	SX+e	X	1046	1.51046	0.00154	0.006943	6.94 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 7.04	SX+e	X	704	0.98279	0.00174	0.006521	6.52 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 4.04	SX+e	X	404	0.46114	0.00114	0.005136	5.14 ‰	7 ‰	OK
BASE	SX+e	X	0	0.000000	0.000000	0.000000			

Fuente : sap2000 v20.0.0

Gráfica 8

Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (H-H)



Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 31

Control de distorsiones crujía en el eje G-G (horizontal en X)

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 cm	U2 cm	U3 cm	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1178	Sx+e	LinStatic	0.465268	0.00789	-0.093705	-2.4E-05	0.00155	-6.883E-06
1919	Sx+e	LinStatic	3.636113	0.273298	-0.298564	-0.000152	0.000749	0.000244
3942	Sx+e	LinStatic	0.966313	0.042974	-0.151891	-8.8E-05	0.00109	2.7E-05
3944	Sx+e	LinStatic	1.472037	0.08665	-0.210685	-3.7E-05	0.00127	6.4E-05
3946	Sx+e	LinStatic	1.940781	0.112665	-0.252864	-2.3E-05	0.001178	8.2E-05
3948	Sx+e	LinStatic	2.373889	0.136766	-0.275335	-3.1E-05	0.001085	9.8E-05
3950	Sx+e	LinStatic	2.755815	0.166657	-0.285424	-4.7E-05	0.000943	0.00012
3952	Sx+e	LinStatic	3.076053	0.200713	-0.289554	-5.5E-05	0.000848	0.000148
3954	Sx+e	LinStatic	3.363262	0.229269	-0.29232	-1.3E-05	0.000698	0.00017

Fuente : sap2000 v20.0.0

Cuadro 32

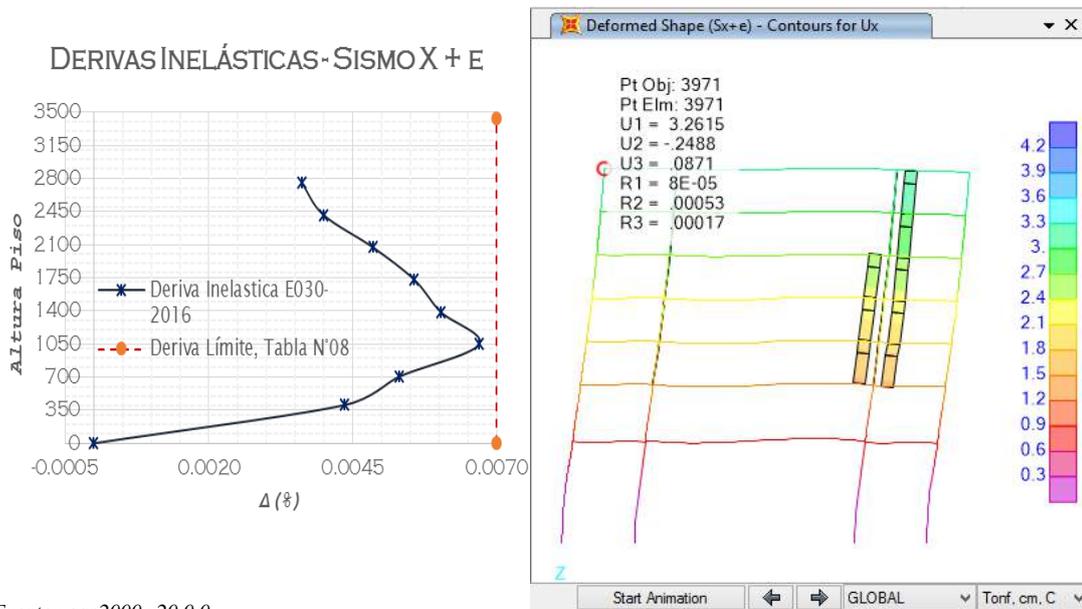
Control de desplazamiento empotrado en la base de la crujía en el eje (G-G)

Story Max/Avg Displacements									
Story	Load Case/Combo	Direction	Altura	Maximum	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	
			cm	cm	ELASTICA	INELASTICA	INELASTICA	LIMITE	
NFP+ 34.40	SX+e	X	3440						
NFP+ 30.98	SX+e	X	3098						
NFP+ 27.56	SX+e	X	2756	3.26154	0.00080	0.003612	3.61 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 24.14	SX+e	X	2414	2.98705	0.00089	0.003992	3.99 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 20.72	SX+e	X	2072	2.68364	0.00108	0.004850	4.85 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 17.30	SX+e	X	1730	2.31507	0.00124	0.005568	5.57 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 13.88	SX+e	X	1388	1.89188	0.00134	0.006030	6.03 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 10.46	SX+e	X	1046	1.43361	0.00179	0.006697	6.70 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 7.04	SX+e	X	704	0.82289	0.00118	0.005302	5.30 ‰	7 ‰	OK
NFP+ 4.04	SX+e	X	404	0.46940	0.00116	0.004357	4.36 ‰	7 ‰	OK
BASE	SX+e	X	0	0	0.000000	0.000000			

Fuente : sap2000 v20.0.0

Gráfica 9

Derivas inelásticas Sismo X+E y la deformada del desplazamiento de la crujía en el eje (G-G)



Fuente : sap2000 v20.0.0

Amplificar las cargas para el diseño, se debe crear las diferentes combinaciones comb 1 - comb 2 ... y todas estas crear una envolvente la cual tomara las más críticas, para el diseño con el sap2000 se debes agregar esta combinación como preferencia de diseño.

Las combinaciones de cargas usadas para encontrar la envolvente de esfuerzos sobre los elementos de la estructura son las siguientes:

- Combo1: 1.4D+1.7L(Linear Static)
- Combo 2: 1.25(D+L)+-Sx(Linear Static)
- Combo 3: 1.25(D+L)+-Sy(Linear Static)
- Combo 4: 0.9D+-Sx(Linear Static)
- Combo 5: 0.9D+-Sy(Linear Static)
- EX: C1+C2+C4(Envolvente X-X)
- EY: C1+C3+C5(Envolvente Y-Y)
- ET: EX+EY(Envolvente general)

Cuadro 33

Transmisión de cargas

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
3	CS	Combination	7.1914	-2.9733	443.7384	598.725	1338.612	-1.2
5	CS	Combination	1.38	0.0058	395.3161	26.502	589.722	-1.25
6	CS	Combination	-0.6508	-0.0584	283.8834	89.236	-102.792	-3.961
7	CS	Combination	1.2531	-0.6485	369.6805	296.027	538.868	-1.25
9	CS	Combination	1.7553	-0.9886	115.9614	231.988	203.893	-1.144
10	CS	Combination	-0.552	-4.0503	283.1161	445.462	-81.948	-1.142
11	CS	Combination	9.3057	0.3813	443.7166	-87.119	2034.309	129.246
13	CS	Combination	3.9965	-52.1686	405.8143	187.841	1142.703	8.883
15	CS	Combination	2.6987	-79.7399	217.3662	13.14	611.741	-0.685
17	CS	Combination	-65.3064	59.0854	361.6442	317.145	-745.956	13.802
19	CS	Combination	1.0596	37.1593	273.9813	-245.175	590.455	67.678
43	CS	Combination	0.0003662	13.1168	182.6312	-322.035	12.716	1.958E-14
44	CS	Combination	-0.6238	17.5788	298.6377	-761.985	12.633	7.075E-12
47	CS	Combination	0.0072	7.0519	44.5597	-394.711	29.491	-1.447E-14
48	CS	Combination	0.3507	5.8913	31.1267	-14.804	2.525	-0.056
54	CS	Combination	0.5298	7.7529	233.7498	-15.698	-16.014	0.399
59	CS	Combination	0.1074	8.1248	119.0794	-55.474	13.933	0.042
62	CS	Combination	0.2684	0.0213	167.861	-273.616	31.873	-1.275
269	CS	Combination	-6.7274	-1.6614	482.2362	365.625	-1225.494	-1.2
271	CS	Combination	-0.0808	0.2039	598.5327	-50.989	-12.064	-1.25
272	CS	Combination	-3.9023	-6.8243	131.6983	712.139	-314.792	-0.788
273	CS	Combination	0.0446	-0.9069	561.4603	406.576	41.054	-1.25
275	CS	Combination	0.5036	-1.3171	150.5174	300.643	72.5	-1.222

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
277	CS	Combination	-9.3522	0.2187	461.8785	-30.516	-2021.928	-132.426
279	CS	Combination	-4.0159	-60.4977	477.0163	228.934	-1121.881	-12.133
281	CS	Combination	-2.8923	-76.9968	203.3829	17.352	-629.825	-0.685
283	CS	Combination	24.8679	51.3106	309.6157	233.22	254.651	-23.302
284	CS	Combination	-1.3443	44.9386	321.3837	-290.233	-591.741	-56.743
539	CS	Combination	-0.0088	1.1627	42.209	-19.12	-1.587	-0.041
593	CS	Combination	-0.0193	-5.3935	105.0622	19.525	-2.162	-0.151
619	CS	Combination	0.0089	-3.8872	112.8058	177.854	1.514	-0.167
697	CS	Combination	-32.4132	2.6381	260.2333	-156.996	-69.801	0.827
735	CS	Combination	-0.0008632	21.7631	165.0734	-812.43	-11.221	1.977E-14
736	CS	Combination	-0.2674	24.5205	280.8462	-1099.63	-25.961	8.476E-12
737	CS	Combination	-0.0067	8.0863	44.4629	-449.572	-29.047	-1.447E-14
738	CS	Combination	-0.3161	6.5342	36.1663	-36.158	-2.521	0.058
742	CS	Combination	-0.3546	9.3107	105.4897	-84.354	-13.848	-0.306
745	CS	Combination	-0.134	10.1892	139.634	-94.14	-12.845	-0.112
748	CS	Combination	-0.2689	-0.5322	196.6115	-362.206	-32.335	1.19
1136	CS	Combination	-0.0683	3.1592	95.229	-120.19	-9.117	-0.212
1139	CS	Combination	0.2404	3.6654	67.717	20.382	31.048	-0.152
1140	CS	Combination	18.1769	-30.249	196.508	162.297	381.154	0.192
1141	CS	Combination	-24.428	-28.2377	89.7121	72.762	-78.035	15.881
1143	CS	Combination	17.9746	-0.0951	26.7526	29.068	-57.073	-14.094
1144	CS	Combination	-20.4382	-0.1235	26.9314	26.958	39.098	14.049
1153	CS	Combination	-33.0895	0.0339	86.334	-1.964	-88.253	1.022
1157	CS	Combination	19.4885	0.045	53.6402	-5.418	48.993	-1.066

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
1191	CS	Combination	41.4173	-4.5633	195.5722	-157.758	-164.799	-1.082
1274	CS	Combination	30.0462	-0.2071	94.3926	6.145	-24.176	-0.997
1281	CS	Combination	-19.342	1.0166	56.0261	-6.842	-38.036	1.3
1293	CS	Combination	13.7956	0.0332	25.9183	-3.932	0.436	-1.036
1294	CS	Combination	-13.9949	0.0287	25.9704	-4.268	-6.926	1.052
1316	CS	Combination	-46.8467	0.0648	119.751	-15.711	-72.906	1.021
1318	CS	Combination	31.0907	-0.0104	84.2307	4.283	-13.572	-1.066
1345	CS	Combination	-4.8391	0.0001429	2.3238	0.709	25.348	-0.248
1347	CS	Combination	4.257	-0.0062	4.0758	1.252	-33.293	0.269
1359	CS	Combination	-8.2397	0.1965	50.1124	51.812	-55.371	-0.163
1531	CS	Combination	5.1254	-5.6201	48.3148	78.724	3.081	-1.482
1555	CS	Combination	0.1794	-0.0548	30.3027	9	2.896	0.029
1556	CS	Combination	-0.0837	-0.0494	30.9019	8.667	2.532	-0.028
1560	CS	Combination	-5.3119	-5.5203	46.5554	35.546	-10.616	1.447
2160	CS	Combination	0.0001312	0.2199	5.3542	0	0	0
2161	CS	Combination	9.76E-05	-0.1637	5.9617	0	0	0
3748	CS	Combination	-8.6517	27.2884	53.0849	28.752	-16.24	0.99
3749	CS	Combination	8.2645	28.9463	54.3556	28.605	28.813	-1.418
3956	CS	Combination	-0.0321	6.0576	117.233	101.879	-5.461	-0.172
3957	CS	Combination	0.0027	3.4623	103.9777	-153.26	1.02	-0.087
3972	CS	Combination	-0.0014	-1.1846	112.0443	28.555	0.572	-0.109
3973	CS	Combination	-0.0072	-1.1502	105.6042	53.803	-0.534	-0.311
3988	CS	Combination	-0.0721	-1.1937	73.755	3.32	-12.196	-0.109
3989	CS	Combination	0.0841	-1.483	69.2161	68.822	16.244	-0.621

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
4018	CS	Combination	0.226	-1.3383	67.0679	64.659	42.264	0.22
4025	CS	Combination	7.3456	-0.5536	52.9895	8.694	31.428	0.068
4032	CS	Combination	0.0684	0.1442	41.6583	-1.301	14.386	-0.348
4035	CS	Combination	1.282	-1.2854	24.1185	24.065	22.766	-0.119
4346	CS	Combination	0.0119	18.4949	50.3136	-3.648	1.693	-0.042
4347	CS	Combination	0.0014	-20.0507	55.1009	112.119	1.094	0.048
4348	CS	Combination	-0.0088	-22.8502	62.903	97.879	-2.274	0.048
4349	CS	Combination	-0.0193	21.8174	58.8097	-15.515	-2.862	-0.042
4356	CS	Combination	6.7095	-0.0093	10.6852	2.267	-13.786	-1.124
4357	CS	Combination	-6.8173	-0.0115	11.7981	2.233	7.844	1.118
4416	CS	Combination	-2.122E-05	-0.1383	12.316	0	0	0
4418	CS	Combination	-0.0002407	-0.3184	12.206	0	0	0
4420	CS	Combination	-0.0002093	-0.5818	12.2582	0	0	0
4422	CS	Combination	-0.000163	-0.7749	12.018	0	0	0
4424	CS	Combination	-0.0001432	-0.9829	12.0364	0	0	0
4461	CS	Combination	-0.0001801	-1.3348	10.768	0	0	0
4463	CS	Combination	-0.0002433	-1.5009	10.544	0	0	0
4465	CS	Combination	-0.0003456	-1.6467	9.906	0	0	0
4467	CS	Combination	-0.0004318	-1.6734	9.2571	0	0	0
4469	CS	Combination	5.558E-05	-1.5041	9.4337	0	0	0
4481	CS	Combination	0.0058	0.7278	7.3972	0	0	0
4483	CS	Combination	0.0039	0.332	7.8012	0	0	0
4485	CS	Combination	0.0028	0.9009	10.9091	0	0	0
4505	CS	Combination	0.0001965	-1.1422	6.96	0	0	0

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
4513	CS	Combination	-0.0001663	0.634	8.36	0	0	0
4515	CS	Combination	0.0007125	0.4575	9.0896	0	0	0
4517	CS	Combination	0.0002274	0.2513	9.8565	0	0	0
4519	CS	Combination	-2.095E-06	0.0571	10.3495	0	0	0
4521	CS	Combination	-3.06E-05	-0.1085	10.9123	0	0	0
4854	CS	Combination	0.0036	0.5845	7.3045	0	0	0
4863	CS	Combination	-0.0006597	0.5371	8.1543	0	0	0
4868	CS	Combination	-0.0025	0.3919	8.8098	0	0	0
4873	CS	Combination	-0.0013	0.2155	9.2443	0	0	0
4878	CS	Combination	0.0037	0.0401	9.4883	0	0	0
4887	CS	Combination	0.0012	-0.0503	10.0312	0	0	0
4892	CS	Combination	-0.0006323	-0.2323	10.319	0	0	0
4897	CS	Combination	-0.0006209	-0.4071	10.4132	0	0	0
4902	CS	Combination	-0.0006184	-0.5586	10.3123	0	0	0
4907	CS	Combination	0.0008975	-0.6126	10.0942	0	0	0
4916	CS	Combination	0.0012	-0.8977	8.8979	0	0	0
4922	CS	Combination	-0.0005324	-1.2408	8.4353	0	0	0
4928	CS	Combination	-0.000733	-1.4271	7.7586	0	0	0
4934	CS	Combination	-0.0017	-1.4989	6.9197	0	0	0
4940	CS	Combination	0.000549	-1.3488	6.0229	0	0	0
4950	CS	Combination	0.0027	0.7998	5.6732	0	0	0
4960	CS	Combination	-0.0002612	0.6387	5.6907	0	0	0
4966	CS	Combination	0.0037	0.3815	5.9088	0	0	0
5217	CS	Combination	0.0003634	0.6765	10.1984	0	0	0

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
5225	CS	Combination	-0.0004009	0.3016	10.7825	0	0	0
5230	CS	Combination	-8.607E-05	-0.1248	11.2133	0	0	0
5235	CS	Combination	3.475E-05	-0.5601	11.2943	0	0	0
5240	CS	Combination	-4.388E-05	-0.919	11.2897	0	0	0
5321	CS	Combination	-0.0026	0.0452	4.6283	0	0	0
5331	CS	Combination	5.08E-05	-0.1241	4.9284	0	0	0
5337	CS	Combination	0.0004331	-0.3235	5.1043	0	0	0
5343	CS	Combination	0.0027	-0.5697	5.1032	0	0	0
5349	CS	Combination	0.0014	-0.8053	5.1152	0	0	0
5359	CS	Combination	-0.0035	-0.6629	6.6075	0	0	0
5369	CS	Combination	0.0015	-0.8987	6.5413	0	0	0
5375	CS	Combination	0.0007156	-1.0714	6.3447	0	0	0
5381	CS	Combination	0.0002928	-1.243	6.1208	0	0	0
5387	CS	Combination	0.0002198	-1.2563	6.4753	0	0	0
5397	CS	Combination	-0.0026	-0.4326	7.2095	0	0	0
5407	CS	Combination	0.000442	-0.5028	7.361	0	0	0
5413	CS	Combination	0.0009357	-0.539	7.3371	0	0	0
5419	CS	Combination	0.0015	-0.5985	7.2155	0	0	0
5425	CS	Combination	-0.004	-0.6206	7.0252	0	0	0
5431	CS	Combination	-0.0005066	-0.657	10.0396	0	0	0
5441	CS	Combination	-0.0001297	-0.8663	9.7411	0	0	0
5447	CS	Combination	0.000166	-0.9794	9.2715	0	0	0
5453	CS	Combination	0.0004081	-1.0366	8.6677	0	0	0
5459	CS	Combination	-0.0017	-0.9713	7.9668	0	0	0

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
5465	CS	Combination	-8.945E-05	0.8822	10.5522	0	0	0
5475	CS	Combination	-2.087E-05	0.5425	10.7591	0	0	0
5481	CS	Combination	-8.729E-05	0.1454	10.9692	0	0	0
5487	CS	Combination	-0.0001636	-0.1839	10.9086	0	0	0
5493	CS	Combination	-0.0001835	-0.4065	10.7233	0	0	0
6042	CS	Combination	-0.0006144	0.3321	4.3734	0	0	0
6051	CS	Combination	-0.0017	0.1211	4.2629	0	0	0
6056	CS	Combination	0.3782	0.005	5.9959	0	0	0
6066	CS	Combination	0.4197	-0.0004318	6.411	0	0	0
6072	CS	Combination	0.4269	-0.0007178	6.7117	0	0	0
6078	CS	Combination	0.4131	-0.0009524	6.951	0	0	0
6084	CS	Combination	0.3735	-0.0009548	7.158	0	0	0
6090	CS	Combination	0.3139	-0.0009502	7.3188	0	0	0
6096	CS	Combination	0.2336	-0.0009302	7.4313	0	0	0
6102	CS	Combination	0.1392	-0.0009109	7.484	0	0	0
6108	CS	Combination	0.0332	-0.0008929	7.4711	0	0	0
6114	CS	Combination	-0.0775	-0.0008755	7.3898	0	0	0
6120	CS	Combination	-0.1915	-0.0008668	7.2344	0	0	0
6126	CS	Combination	-0.3018	-0.0008615	7.011	0	0	0
6132	CS	Combination	-0.4099	-0.0009801	6.7085	0	0	0
6138	CS	Combination	-0.5049	-0.0009503	6.3408	0	0	0
6144	CS	Combination	-0.5851	-0.0021	5.8731	0	0	0
6150	CS	Combination	-0.5931	0.0051	5.3359	0	0	0
6440	CS	Combination	0.586	0.004	4.9745	0	0	0

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-cm	M2 Tonf-cm	M3 Tonf-cm
6449	CS	Combination	0.658	-0.000233	5.5013	0	0	0
6454	CS	Combination	0.6607	-0.0005154	5.936	0	0	0
6459	CS	Combination	0.6313	-0.0007378	6.2965	0	0	0
6464	CS	Combination	0.5723	-0.0007706	6.6151	0	0	0
6469	CS	Combination	0.4971	-0.0007936	6.8719	0	0	0
6474	CS	Combination	0.4065	-0.0008044	7.0727	0	0	0
6479	CS	Combination	0.3088	-0.0008181	7.206	0	0	0
6484	CS	Combination	0.2078	-0.0008368	7.2736	0	0	0
6489	CS	Combination	0.1108	-0.0008608	7.2734	0	0	0
6494	CS	Combination	0.0222	-0.0008885	7.2093	0	0	0
6499	CS	Combination	-0.0516	-0.0009031	7.0875	0	0	0
6504	CS	Combination	-0.1095	-0.0009129	6.9107	0	0	0
6509	CS	Combination	-0.1485	-0.0006936	6.6849	0	0	0
6514	CS	Combination	-0.1733	-0.0004261	6.3855	0	0	0
6519	CS	Combination	-0.1855	0.005	5.9394	0	0	0
6524	CS	Combination	0.8006	-0.0014	5.712	0	0	0
6530	CS	Combination	0.5374	-0.0025	5.6948	0	0	0
6536	CS	Combination	0.2957	-0.0002983	5.6171	0	0	0
6542	CS	Combination	0.1138	0.0042	5.2228	0	0	0
6582	CS	Combination	55.2341	-0.2434	132.2162	69.453	125.434	-15.72
6595	CS	Combination	-70.0471	-0.106	56.4013	25.334	8.252	16.116
6596	CS	Combination	70.0219	-0.0764	54.9883	24.937	-21.608	-15.91
6605	CS	Combination	-67.0268	-0.1219	53.5298	29.188	13.35	18.806
6606	CS	Combination	66.9895	-0.0922	52.9162	28.798	-17.208	-18.601
6612	CS	Combination	114.0773	-0.031	60.5969	12.902	-38.978	-11.198
6613	CS	Combination	-114.6567	-0.0515	62.4559	13.149	35.992	11.343

Fuente: Sap2000 V20.0.0

Cuadro 34

Cálculo de número de pilotes

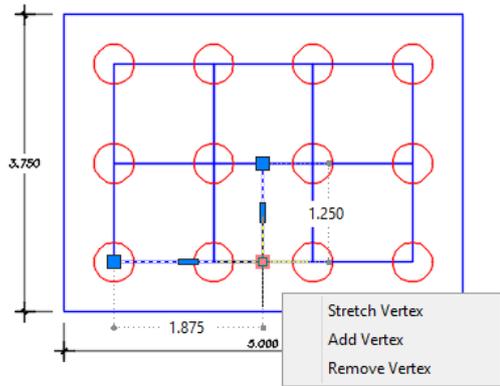
Descripción	5m	6m	7m
Peso Tot. Edif. (Ton)	12296.96	12296.96	12296.96
Qu (Ton)	56.29	74.42	85.68
Qad (Ton)	22.52	29.77	34.27
Asent. Elastico (mm)	0.208	0.327	0.436
Asent. Total (mm)	37.47	37.50	37.58
Peso x column. (Ton)	323.60	323.60	323.60
# Pilotes xColum.	12.10	9.2	8.90
# Pilotes xColum.	12.00	9.00	9.00

Fuente: Braja Das (2001)

Análisis y diseño de pilotes de 5 metros, para el análisis usaremos los 12 pilotes teniendo en cuenta la separación mínima 2.5D

Gráfica 10

Distribución de 12 pilotes para los pilotes de 5m

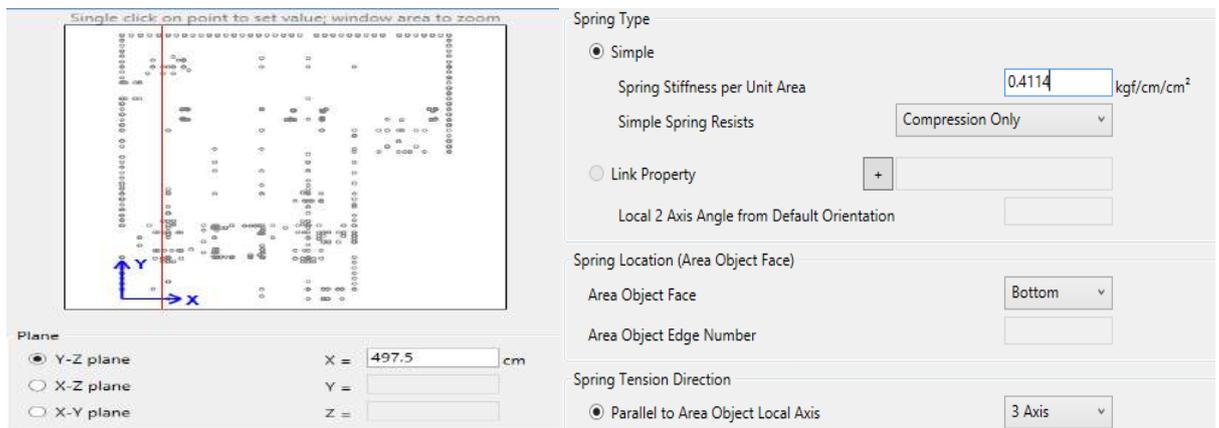


Fuente: Kishida y Meyerhof (1965)

En eje X se revisará los asentamientos en los pilotes a una posición de 4.975m, también considerando un coeficiente de balasto 0.4114Kgf/cm³ en el Df. de la zapata. La capacidad admisible de las zapatas es de 0.2057 kgf/cm² para el Df=1.00m

Gráfica 11

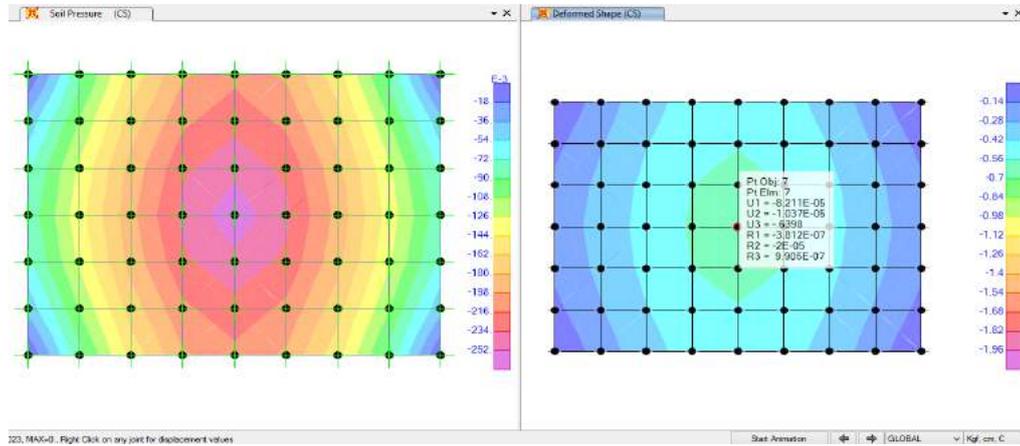
Ingresando coeficiente de balasto



Fuente: sap2000 V20.0.0

Gráfica 12

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm

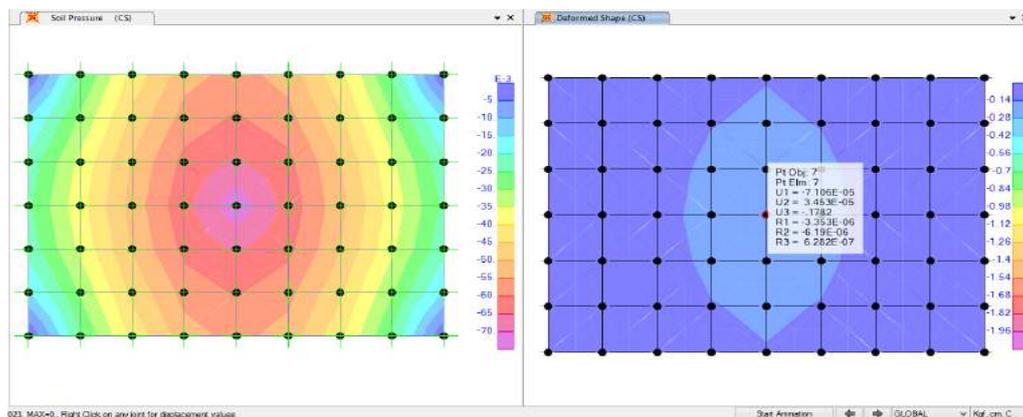


Fuente: Sap2000 V20.0.0

Analizando las zapatas sin pilotes y con apoyos fijos en sus vértices, usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 50cm, las presiones actuantes de 0.252 kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 kgf/cm², la deformada en el centro es de 6.398mm

Gráfica 13

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm

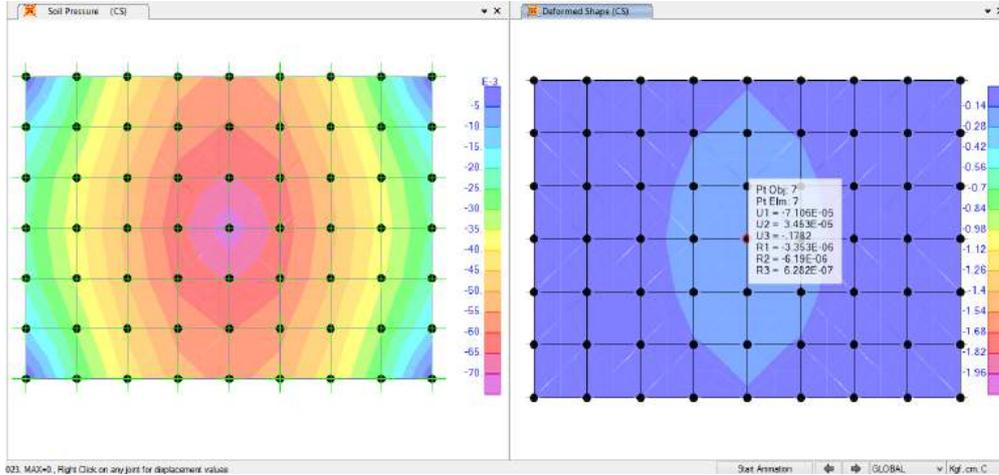


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.143 kgf/cm² en el centro está por debajo de la admisible de 0.2057 kgf/cm², la deformada en el centro es de 3.694mm

Gráfica 14

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 100cm



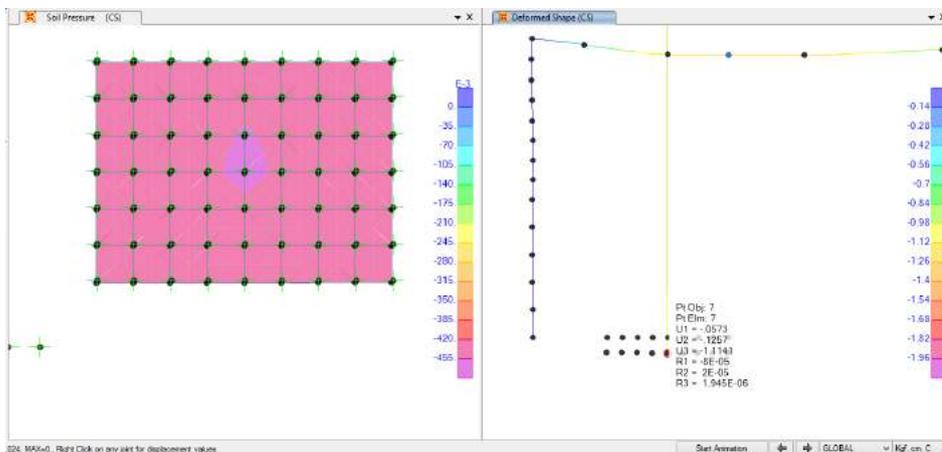
Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 100cm, las presiones actuantes de 0.070 kgf/cm² en el centro está por debajo de la admisible de 0.2057 kgf/cm², la deformada en el centro es de 1.782mm

Analizando las zapatas sin pilotes con balasto en elementos área

Gráfica 15

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm

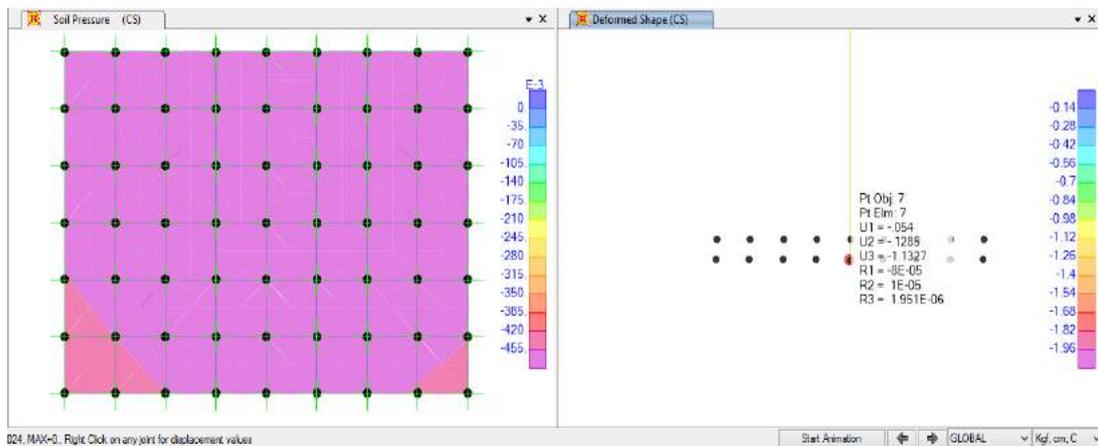


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 50cm, las presiones actuantes de 0.455 kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 kgf/cm², la deformada en el centro es de 11.141mm

Gráfica 16

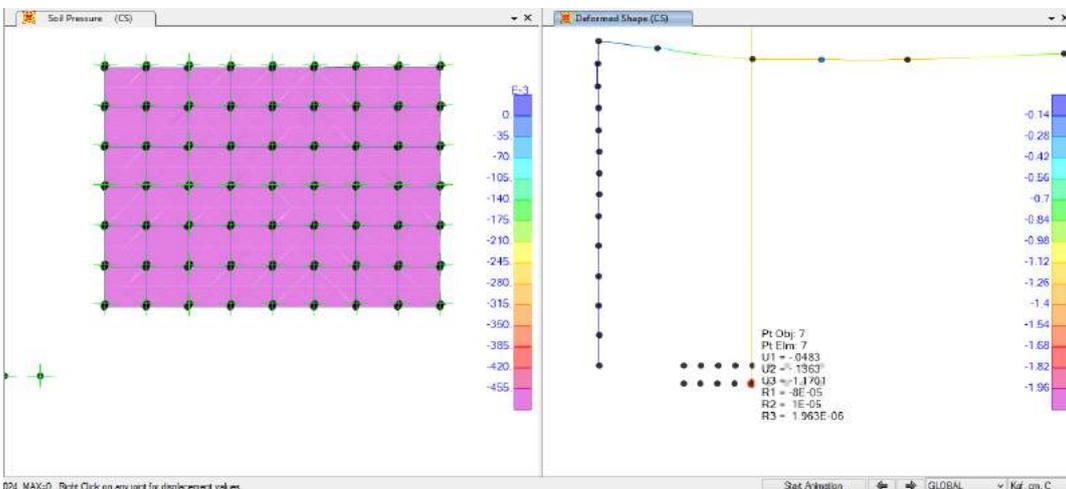
Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.455 kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 kgf/cm², la deformada en el centro es de 11.327mm

Gráfica 17

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 100cm

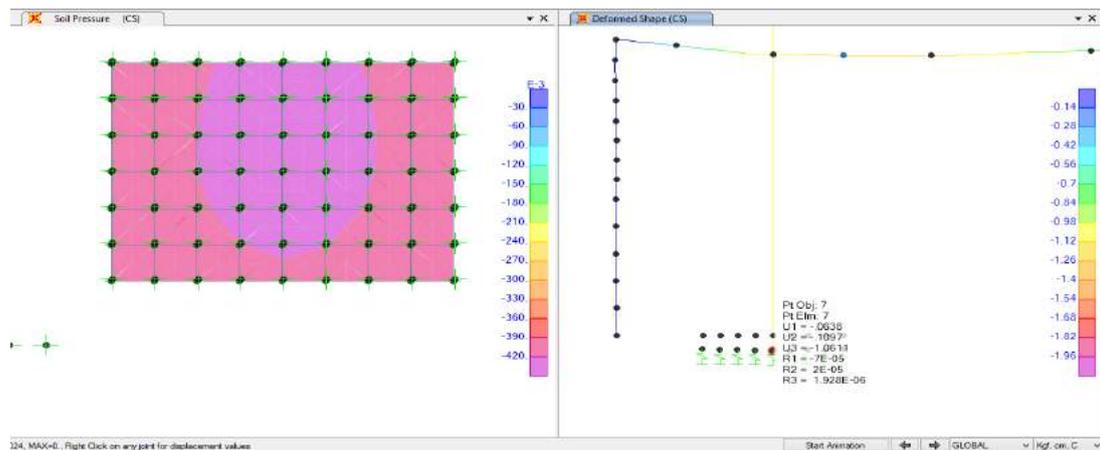


Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 100cm, las presiones actuantes de 0.455 Kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en el centro es de 11.701mm

Analizando las zapatas sin pilotes con balasto en elementos joint

Gráfica 18

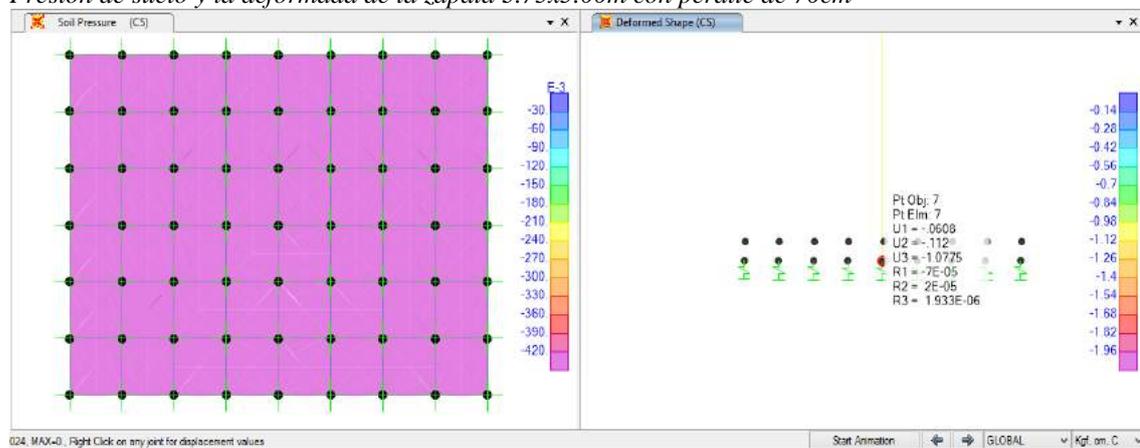
Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 50cm, las presiones actuantes de 0.420 Kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en el centro es de 10.611mm

Gráfica 19

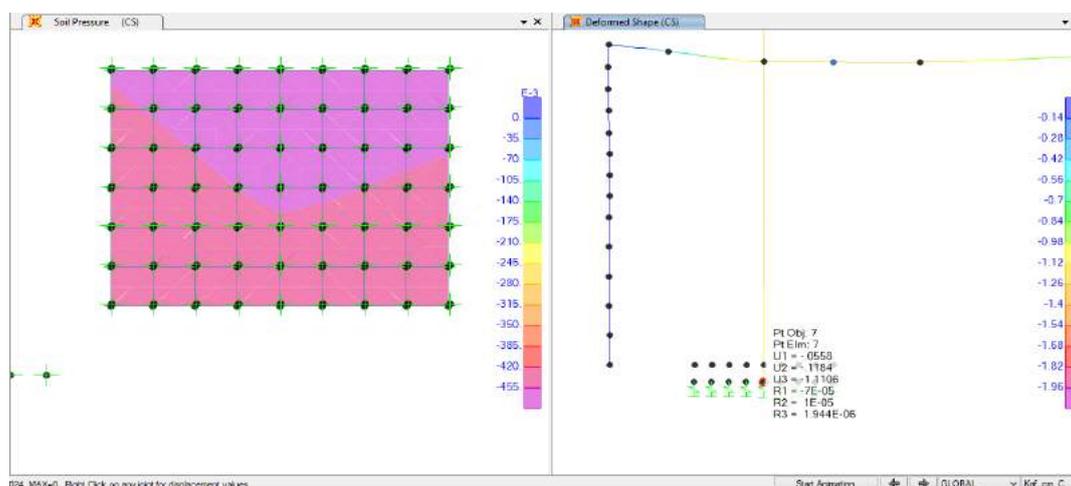
Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.420 Kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en el centro es de 10.775mm

Gráfica 20

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 80cm



Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 80cm, las presiones actuantes de 0.420 Kgf/cm² en el centro supera a la admisible de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en el centro es de 11.106mm

Análisis de pilotes apoyados en un medio elástico

Cuadro 35

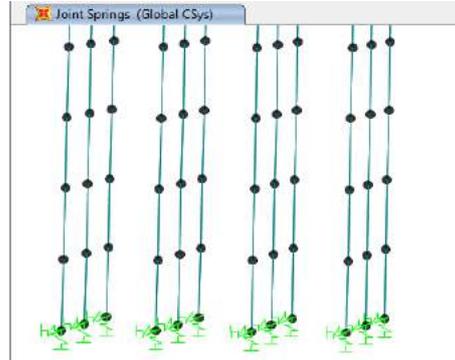
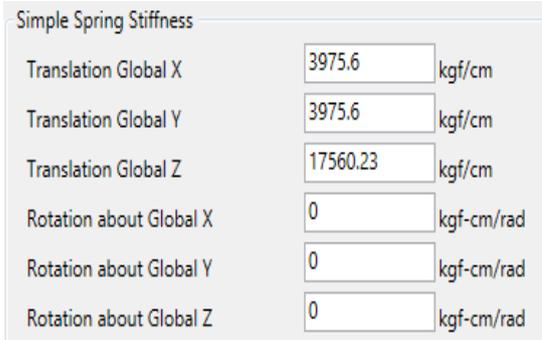
Rigidez vertical (Riv) para diferentes longitudes

		kgf/cm ²	kgf/cm ³	B. HORIZ.	AREA L	AREA PROY	Riv (kgf/cm)	Rih (kgf/cm)
0	0.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
1	1.00	0.2057	0.4114	0.32912	15708	5000	6462.27	1645.60
2	2.00	0.27415	0.5483	0.43864	15708	5000	8612.70	2193.20
3	3.00	0.3515	0.703	0.5624	15708	5000	11042.72	2812.00
4	4.00	0.4304	0.8608	0.68864	15708	5000	13521.45	3443.20
5	5.00	0.49695	0.9939	0.79512	15708	5000	15612.18	3975.60
6	6.00	0.5744	1.1488	0.91904	15708	5000	18045.35	4595.20
7	7.00	0.63895	1.2779	1.02232	15708	5000	20073.25	5111.60
							2504.68	
							Riv Punta 7	22577.94
							Riv Punta 6	20550.03
							Riv Punta 5	18116.87

Fuente: sap2000 V20.0.0

Gráfica 21

Rigidez simple de resorte



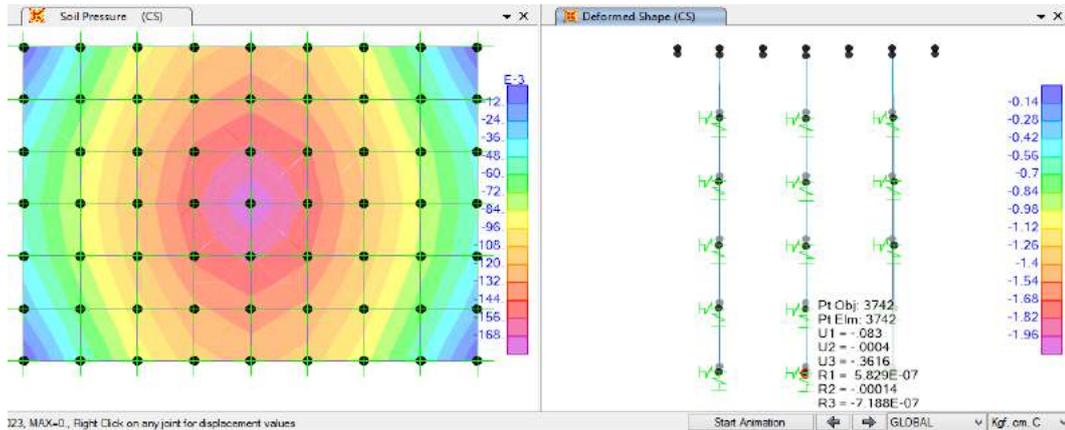
Fuente: sap2000 V20.0.0

Para el ultimo nudo se considera la rigidez vertical (Riv) del área de contacto 1948.04 kgf/cm y el aporte de fricción en la punta 15612.18 kgf/cm sumando queda (Riv) punta 17560.23 kgf/cm

Zapatas con pilotes con apoyos fijos en vértices / balasto en elementos área

Gráfica 22

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm

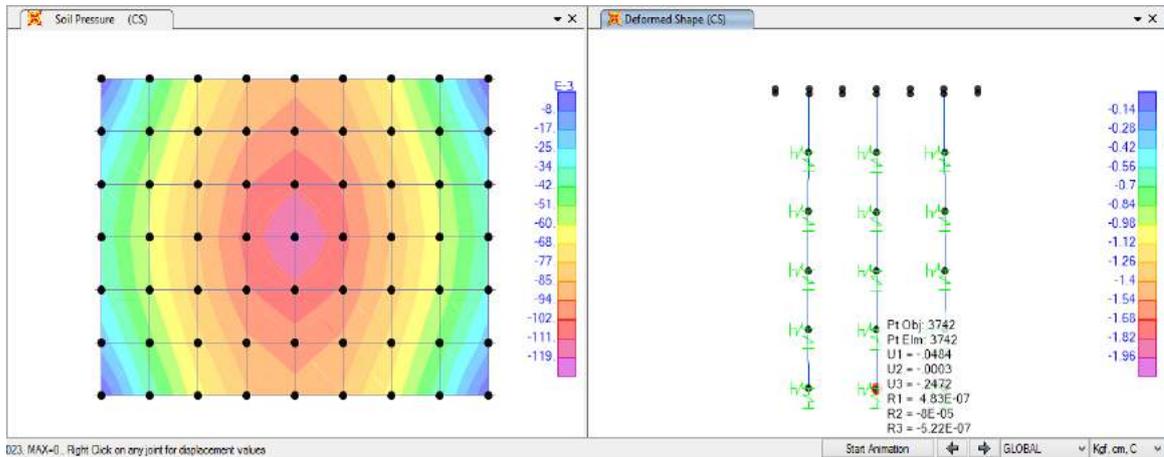


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 50cm, las presiones actuantes de 0.168 Kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 3.75mm y en el pilote de 3.616mm

Gráfica 23

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm

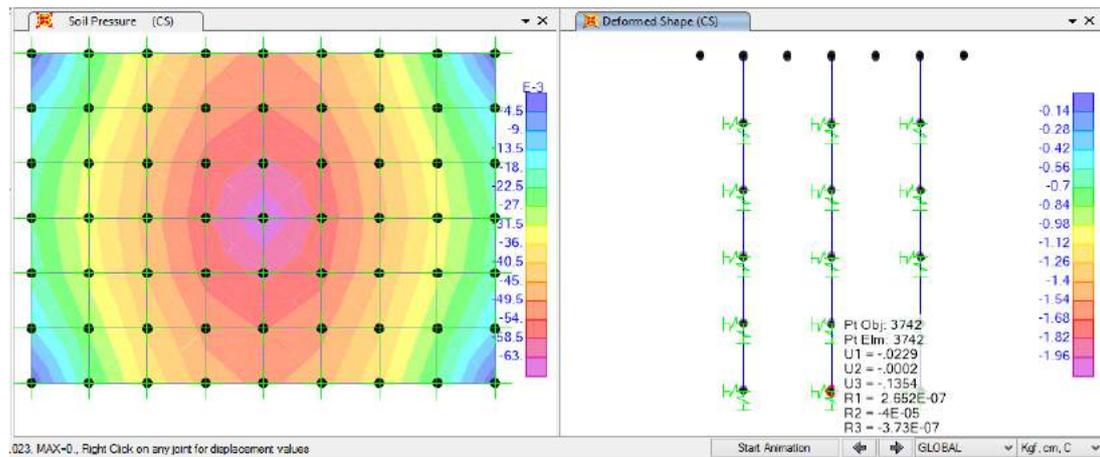


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.119 Kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 2.559mm y en el pilote de 2.472mm

Gráfica 24

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 100cm



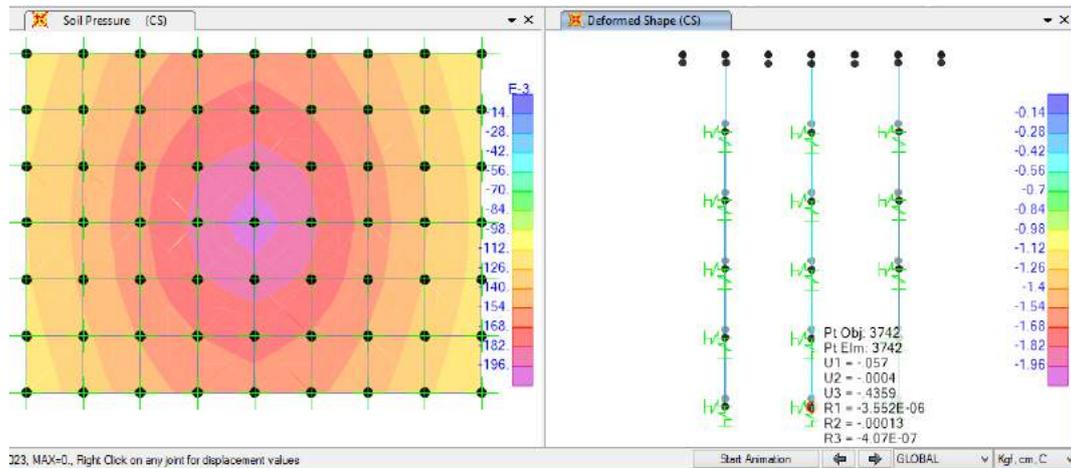
Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 100cm, las presiones actuantes de 0.063 Kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 1.397mm y en el pilote de 1.354mm

Zapatas con pilotes sin apoyos fijos en vértices / balasto en elementos área

Gráfica 25

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 50cm

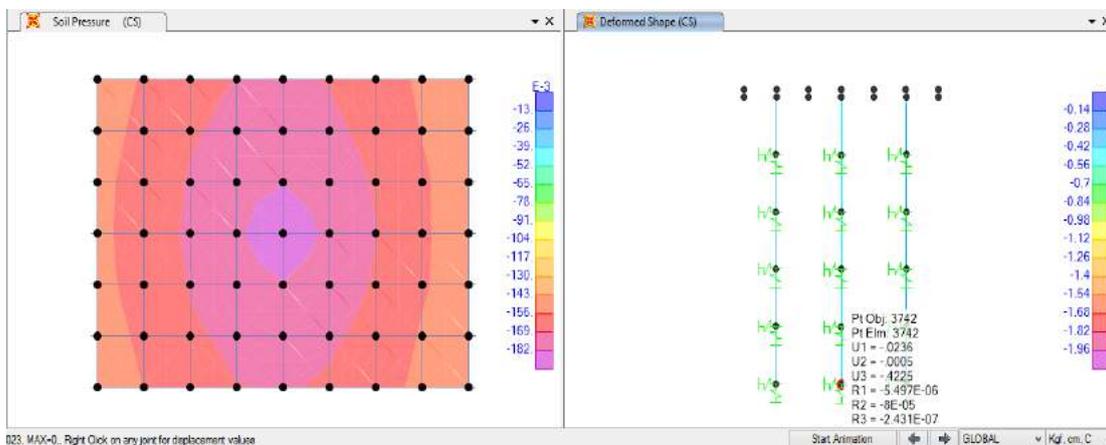


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 50cm, las presiones actuantes de 0.196 Kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 4.522mm y en el pilote de 4.359mm

Gráfica 26

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 70cm

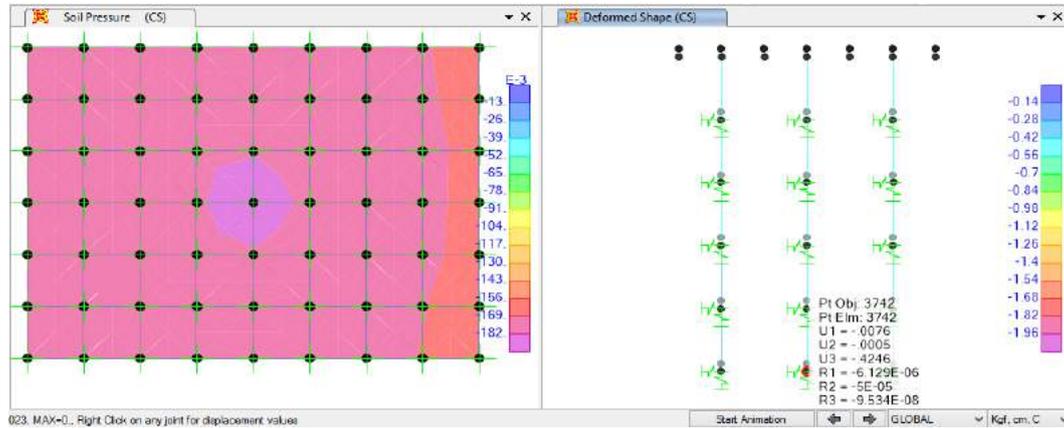


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.182 Kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 4.383mm y en el pilote de 4.225mm

Gráfica 27

Presión de suelo y la deformada de la zapata 3.75x5.00m con peralte de 100cm

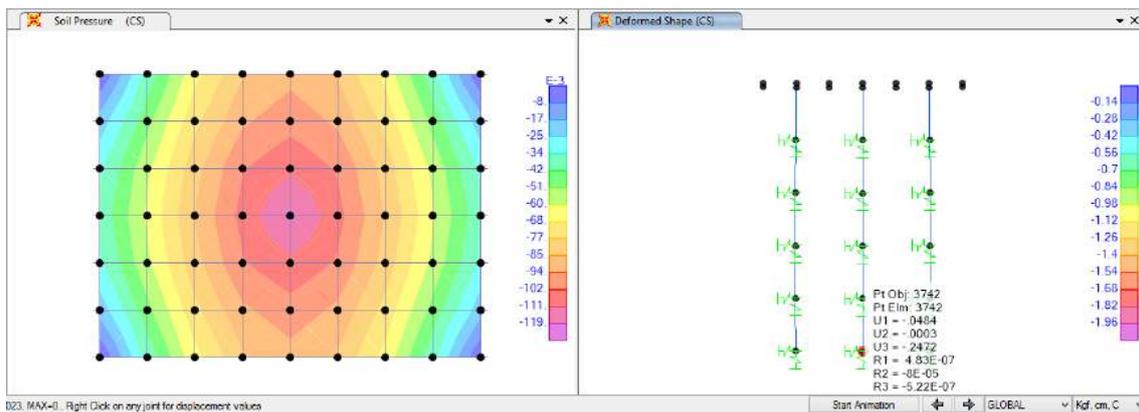


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 100cm, las presiones actuantes de 0.182 Kg/cm² < q_a de 0.2057 Kg/cm², la deformada en la zapata es de 4.405mm y en el pilote de 4.246mm

Gráfica 28

Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 5m

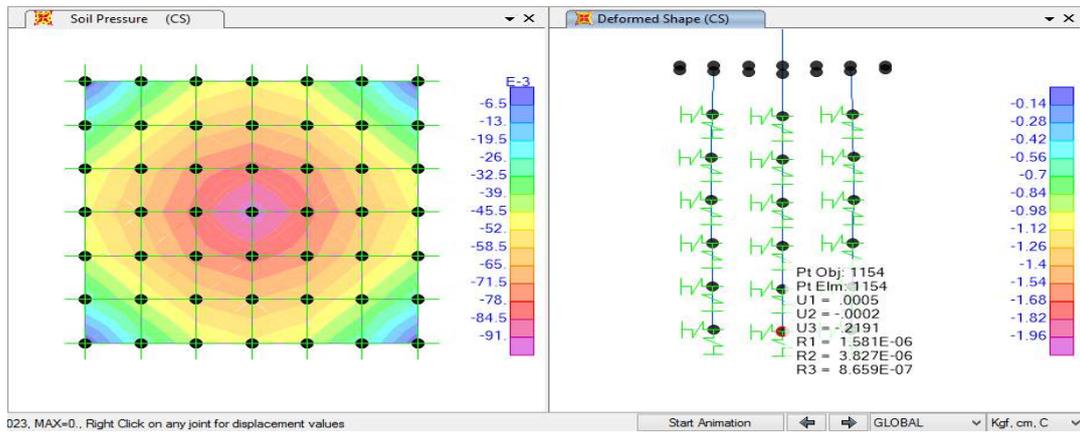


Fuente: sap2000 V20.0.0

Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.119 Kg/cm² < q_a de 0.2057 Kg/cm², la deformada en la zapata es de 2.559mm y en el pilote de 2.472mm

Gráfica 29

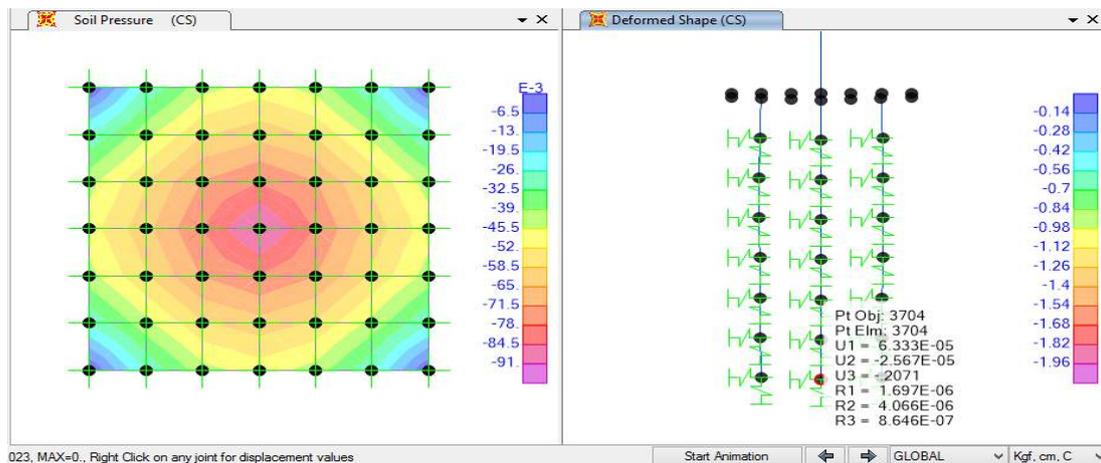
Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 6m



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x3.75m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de $0.091 \text{ Kg/cm}^2 < q_a$ de 0.2057 Kg/cm^2 , la deformada en la zapata es de 2.312mm y en el pilote de 2.191mm

Gráfica 30

Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 7m



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x3.75m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de $0.0907 \text{ Kg/cm}^2 < q_a$ de 0.2057 Kg/cm^2 , la deformada en la zapata es de 2.24mm y en el pilote de 2.071mm

III. RESULTADOS

Las propiedades físicas del suelo se presentan los siguientes resultados:

Cuadro 36: Clasificación de suelo

Descripción	Profundidad (m)					
	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45
% Grava (N° 4<Diam <3/4")	0.00	1.94	0.00	0.00	0.06	0.00
% Arena (N° 200<Diam < N°4)	86.13	89.98	94.23	96.62	94.12	94.83
% Fino (Diam < N° 200)	13.87	8.07	5.77	3.38	5.82	5.17
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-	-
Límite Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Índice Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Contenido de Humedad (%)	15.94	16.35	20.7	25.69	27.4	22.51
Clasificación SUCS	SM	SP-SM	SP-SM	SP	SP-SM	SP-SM

Fuente: GEOMG S.A.C- 23/09/2017

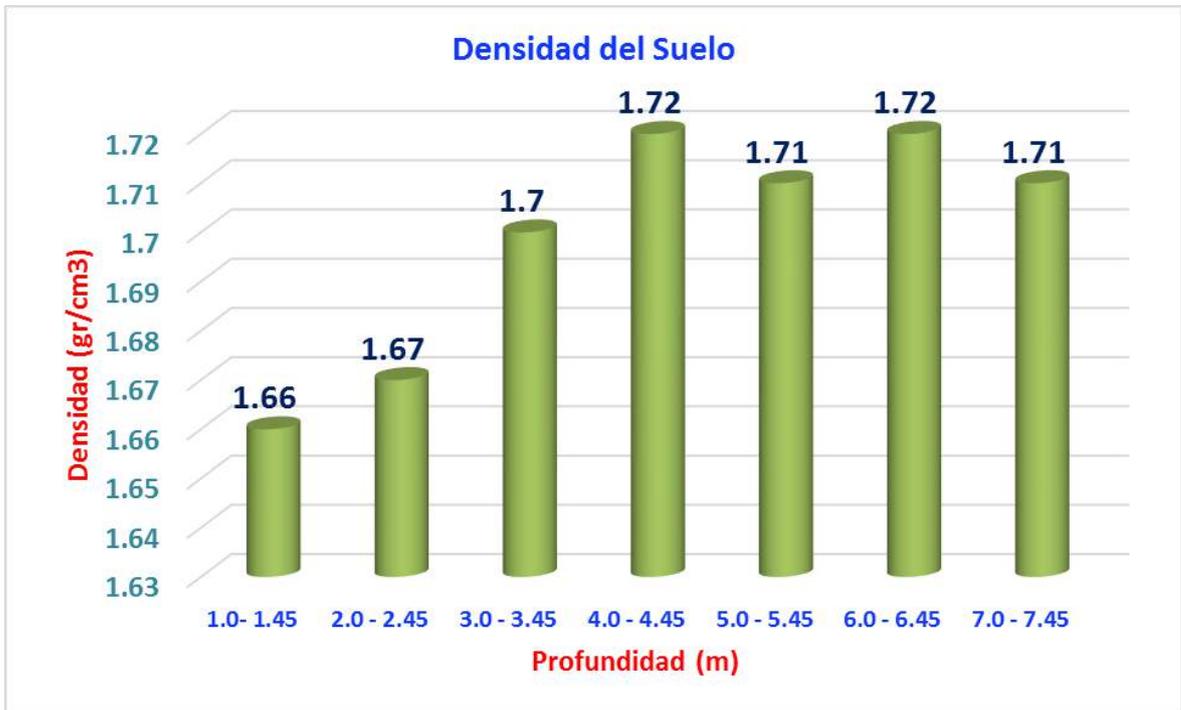
En los siguientes gráficos se mostrará el esfuerzo efectivo, densidad del suelo, ángulo de fricción interna del suelo, se presenta los siguientes resultados:

Gráfica 31: Esfuerzo efectivo



Fuente: GEOMG S.A.C- 23/09/2017

Gráfica 32: Densidad del suelo



Fuente: GEOMG S.A.C- 23/09/2017

Gráfica 33: Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ°)



Fuente: GEOMG S.A.C- 23/09/2017

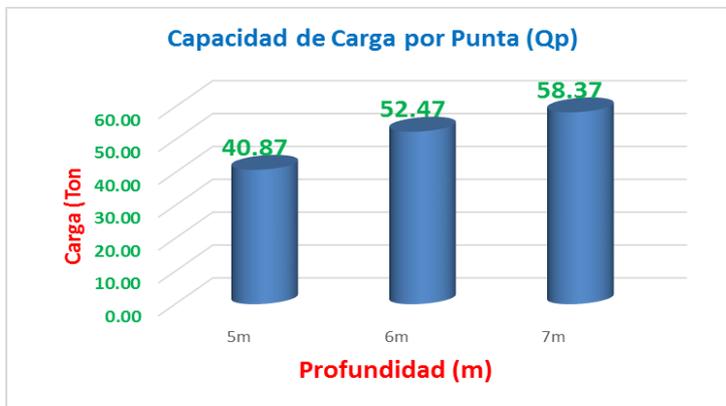
En los siguientes gráficos se muestra resultados de capacidad de carga por punta, por fricción lateral y la capacidad admisible de un pilote, se presenta los siguientes resultados:

Gráfica 34: Capacidad de carga por fuste (Q_f)



Fuente: Braja Das (2001)

Gráfica 35: Capacidad de carga por punta (Q_p)



Fuente: Fuente: Braja Das (2001)

Gráfica 36: Capacidad de carga admisible (Q_{ad})



Fuente: Fuente: Braja Das (2001)

Asentamiento de un pilote aislado, se presenta los siguientes resultados:

Gráfica 37: asentamiento causada por fuste



Fuente: Vesic (1977)

Gráfica 38: Asentamiento causada por la carga en punta



Fuente: Vesic (1977)

Gráfica 39: Asentamiento Total de un pilote aislado



Fuente: Vesic (1977)

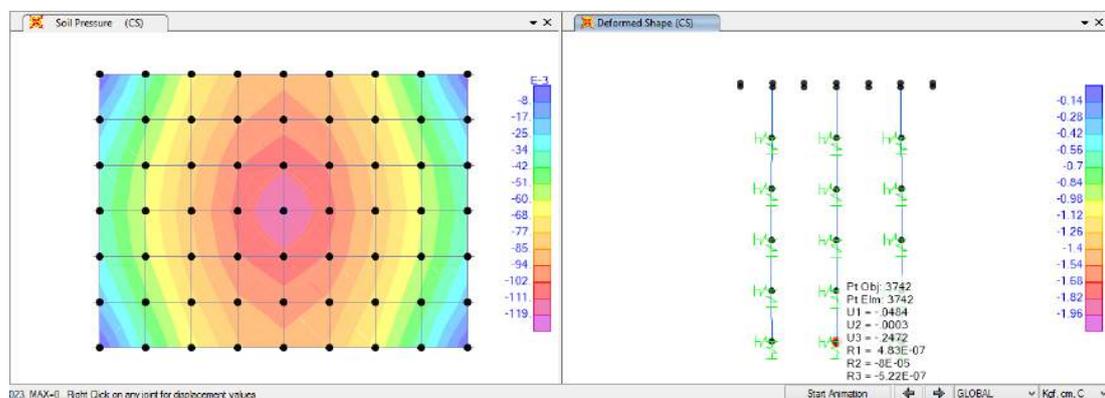
El periodo fundamental, participación modal de las masas, cortante basal estático por el análisis estático usando el programa Sap2000V20.0.0 y con la Norma E.030-2016, se presenta los siguientes resultados en el cuadro 15.

Los tres modos de vibración se aprecian en las figuras 8, 9 y 10; la cual el modo 01 presenta traslacional en dirección X de 0.519seg. , con 78.22% de PPMM y 6.51% participa en rotación RZ, el modo 02 se da traslacional en dirección Y de 0.371seg. , con 75.26% de PPMM y 4.71% participa en rotación RZ. y además el modo 03 rotacional en Z de 0.349seg. , con 65.07 % participa en rotación RZ. Sum UX 99.7% de PPMM, Sum UY 99.73% de PPMM y Sum RZ 92.01% de PPMM siendo mayor al 90%

El cortante basal estático se puede apreciar los resultados en el cuadro 21
 $EEQQ_{xx} = 3810.62620$ cortante dinámico software \rightarrow 100.16% V. Estático
 $V_x = 3804.67812$ cortante estático software
 $V_x = 3804.37070$ cortante estático manual

Determinar y comparar el asentamiento diferencial de la cimentación a las profundidades de 5, 6 y 7m de la estructura por método de elementos finitos (FEM), utilizando el programa Sap2000 V20.0.0, se presenta los siguientes resultados en las gráficas 28, 29 y 30:

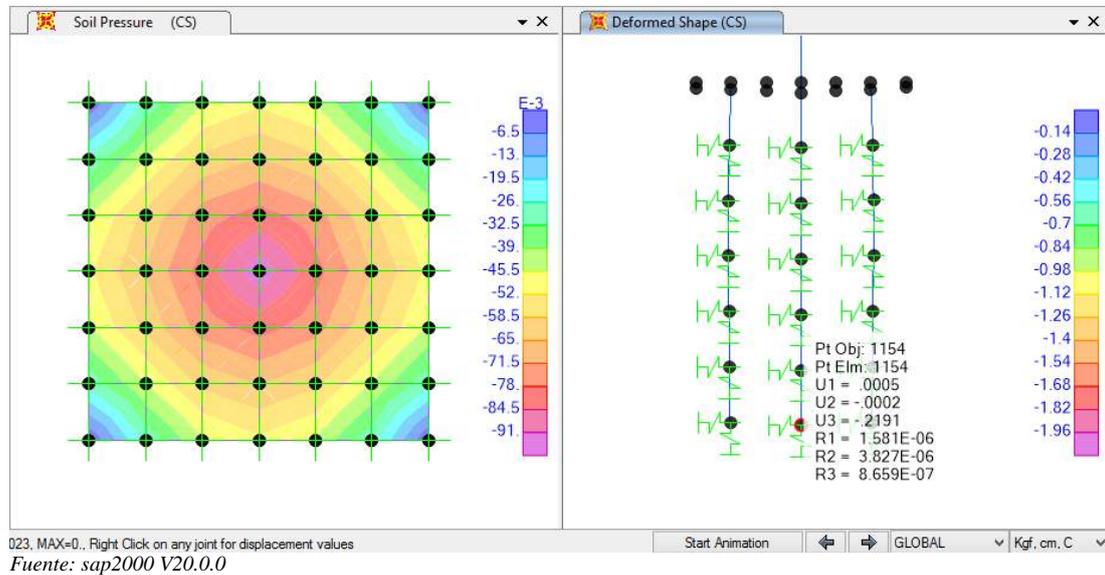
Gráfica 28
Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 5m



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x5.00m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.119 kgf/cm² < q_a de 0.2057 Kgf/cm², la deformada en la zapata es de 2.559mm y en el pilote de 2.472mm

Gráfica 29

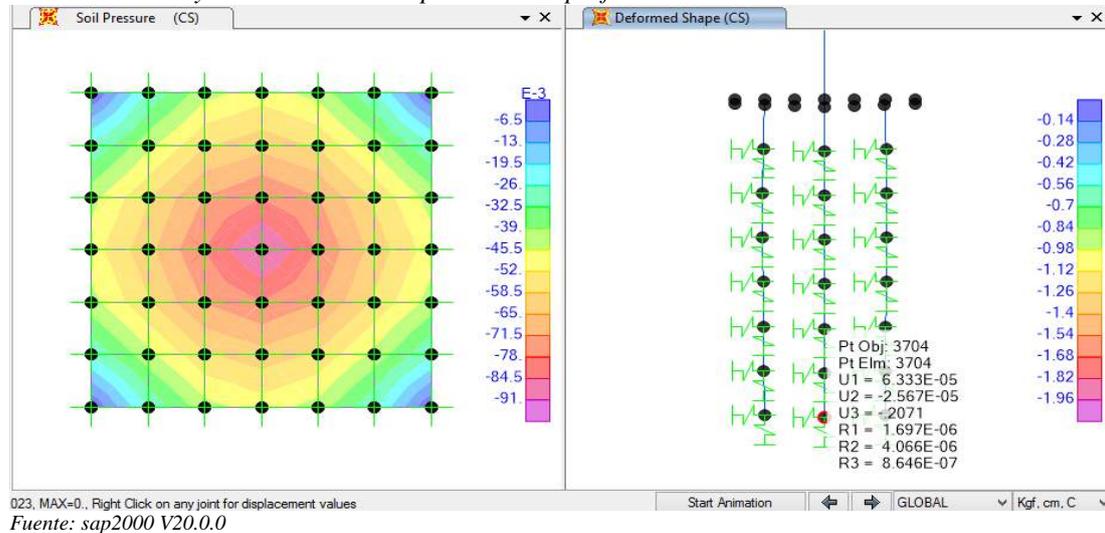
Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 6m



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x3.75m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de 0.091 kgf/cm² < q_a de 0.2057 kgf/cm², la deformada en la zapata es de 2.312mm y en el pilote de 2.191mm

Gráfica 30

Presión de suelo y el asentamiento de pilotes a una profundidad de 7m



Usando una zapata de dimensiones de 3.75 x3.75m con peralte de 70cm, las presiones actuantes de $0.0907 \text{ kgf/cm}^2 < q_a$ de 0.2057 kgf/cm^2 , la deformada en la zapata es de 2.24mm y en el pilote de 2.071mm

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIONES DE LOS RESULTADOS

Al determinar las propiedades físicas del suelo como se muestra en el cuadro 36, se encontró presencia de arcilla los cuales son más peligrosos para cimentar, en ellos se pueden producir grandes asentamientos en un largo tiempo, agrietamientos de la estructura, contracción del suelo durante el secado, el cual reducen la resistencia cortante del suelo Alva (2000), por esta razón, debe ponerse especial cuidado al seleccionar valores de diseño apropiados de la resistencia cortante.

Según la gráfica 33 el ángulo de fricción interna de suelo aumenta a las profundidades de 4.0 m y 6.0m debido a presencia de suelo arenoso mal graduada medianamente compacta, y a la profundidad de 7.0 m el ángulo de fricción interna del suelo decrece debido a que esta profundidad se encuentra un estrato suelta según las investigaciones realizadas por Tzou y Shing (2006) y además Alva (2000) afirman que la resistencia cortante de suelo aumenta con la profundidad y el esfuerzo efectivo tiende a reducir en los suelos saturados por el incremento de presión del poros del agua en arenas sueltas y ante un terremoto de magnitudes mayores pueden producir licuefacción del suelo, grandes deformaciones, colapsos de una estructura.

De acuerdo a los resultados de la gráfica 34 y 35, la mayor capacidad por fuste es a 7m de 27.31 Ton, y la capacidad de carga por punta es a 7 m de 58.37 Ton.

Del gráfico 37, 38 y 39, se percibe mayor asentamiento causada por fuste de 1.91mm a profundidad de 5 m y mayor asentamiento por la carga en punta es de 35.347mm a profundidad de 5m, y el asentamiento total de un pilote aislado es de 37.52mm la cual se encuentra en el rango permisible según Sowers (1962) en la tabla 2, el asentamiento causado por fuste de un pilote disminuye con la profundidad ya que tiene mayor contacto y el asentamiento causada por la carga en punta tiende a disminuir a un profundidad de 6.0m es debido que a esta profundidad la capa del estrato es arena densa media compacta y con ángulo de fracción interna de 37.60° , donde las partículas se encuentran reordenadas y unidas con menos volumen de

vacíos; y además en su investigación Idriss (2010) cuando el suelo esta insaturado, la pila es capaz de sostener la carga axial del movimiento cíclico mediante de la capacidad de rozamiento adicional del eje, con poca carga que se transfiere a la base o punta del pilote; Dado que el pilote es capaz de soportar las cargas de la cabeza del pilote inducidas por el terremoto en la fricción del eje, no necesita capacidad extra base para moverse y por lo tanto se dan asentamientos mucho más modestos en comparación con el suelo saturado con licuefacción del suelo.

Después de realizar el análisis estático con el programa Sap2000 V20.0.0 se determinó el periodo fundamental de 0.519 segundos y en cuanto a masa efectiva UX, UY y RZ son factores de relación de participación modal; En la figura 8, 9 y 10, podemos apreciar que el periodo fundamental y la participación modal observamos que el primer modo ocurre en X y es de 0.519seg., debido a que la relación de la masa efectiva en X es mayor que en Y. El segundo período más importante es de 0.3709 seg y tiene mayor participación en Y; finalmente el tercer período es de 0.3495 seg y tiene una mayor participación modal en Z, lo que indica que es un modo torsional según la norma E 0.30 -2016 de la NTP.

En la gráfica 28, para un pilote de 5m de profundidad se aprecia un asentamiento de 2.472mm con las presiones actuantes de 0.119kgf/cm² es menor que la presión admisible (q_a) de 0.2057 kgf/cm² y la deformada en la zapata o cabezal es de 2.559mm; mientras en la figura 29 para un pilote de 6m de profundidad se aprecia un asentamiento de 2.191mm con las presiones actuantes de 0.091kgf/cm² es menor que la presión admisible (q_a) de 0.2057 kgf/cm² y la deformada en la zapata o cabezal es de 2.312mm y finalmente para un pilote de 7m como se muestra en la figura 30, el asentamiento es de 2.071mm con las presiones actuantes de 0.0907kgf/cm² es menor que la presión admisible (q_a) de 0.2057 kgf/cm² y la deformada en la zapata o cabezal es de 2.559mm; según el análisis el asentamiento total de pilotes con transmisión de cargas actuantes del edificio están en rangos permisibles según Sowers (1962) como se indica en la tabla 2 y así mismo en las los antecedentes Shukla, Desai y Solanki (2014) y Zhang y Limin (2005) los asentamientos de pilotes para las profundidades de 5, 6 y 7m se encuentran en los

límites permisibles la cual indica que la estructura permanecerá sostenible, estable y rígido ante un evento sísmico severo.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la presente investigación se llegó a las siguientes conclusiones:

El método del ensayo de penetración estándar (SPT) es aplicable solo para suelos arenosos porque permite muestrear materiales sin alterar las propiedades físicas el cual no varía en sus resultados y análisis del estudio de la mecánica del suelo. El suelo arenoso con presencia de limos no significativos en la superficie en dicha zona de estudio, y una napa freática muy elevada, son susceptibles a producir licuefacción del suelo, porque los suelos saturados disminuyen su resistencia cortante

Según las propiedades físicas del suelo en la descripción del perfil estratigráfico del suelo y análisis realizado por GEOMAC S.A.C, se percibe una disminución de resistencia al corte del suelo a profundidad de 7m, es debido a que las partículas están disperso la cual reducen el ángulo de la fricción interna del suelo, por ello se recomienda realizar ensayos de SPT en IN SITU con mucho cuidado y además en arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de "N" debe corregirse pues resultaría mayor que el dado por una arena seca, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto.

La capacidad de carga por fuste o fricción lateral de un pilote aislado incrementa con la profundidad, diámetro y por la configuración geometría, porque el área de contacto entre suelo y pilote tienen mayor significancia de incidencia afirma Alva (2000) y Zhang et al. (2005) en su investigación realizada informa que la resistencia final del pilote depende de la relación de longitud y diámetro del pilote, el ángulo de fricción del pilote, la geometría y la densidad de la arena.

El asentamiento total de un pilote aislado es de 37.52mm, la cual se encuentra en el rango permisible según Shukla (2014) y Sowers (1962) en la tabla 2, por la cual la estructura permanecerá estable con asentamiento insignificante fallas, colapso y agrietamientos.

El análisis estático y dinámico de la estructura de acuerdo al RNE E.030, se verificó que el periodo de vibración en la base es de 0.519 segundos, la cual indica que la estructura tiene una base rígida, que ante un evento sísmico permanecerá estable y además se controló las derivas inelástica, desplazamientos y límites para la distorsión del entrepiso del edificio en X e Y que son menores a 0.007 la cual cumplen con los parámetros sísmicos dados por el RNE E0.30, la cual permite minimizar agrietamientos, torsiones en los elementos estructuras tanto en planta como en elevación.

Al verificar el análisis y comparando los resultados a diferentes profundidades percibimos que menor asentamiento de pilotes es a 7m de profundidad con 2.071mm comparando a pilotes de 5m y 6m de profundidad que se muestra en las gráficas 28, 29 y 30; según Braja M. Das (2001), el grupo de pilotes no desarrollan su capacidad máximo de carga por lo que se presenta bulbo de presiones y así cada pilote individual pierde su capacidad de carga.

Después de realizar el análisis químico de suelos se determinó la presencia de contenido de cloruros y sulfatos la cual será agresivo a las estructuras de concreto y acero de refuerzo expuestas al suelo.

Se considera las siguientes recomendaciones:

No es recomendable usar cimentaciones superficiales en suelos arenosos saturados porque fácilmente pierden su estabilidad de la estructural.

Para el método constructivo de pilotes se recomienda el método por preexcavado o perforado porque es el método adecuado ya que otros métodos como pilotes por hincado no es adecuado porque producen impactos de vibraciones a las estructuras vecinas y pueden sufrir daños; y al realizar los ensayos de SPT en IN SITU tener mucho cuidado en tomar muestras ya que son determinantes para los análisis y diseños estructurales y también se recomienda complementar con ensayos de resistencia en laboratorio, tales como triaxiales y cortes directos.

Se recomienda diseñar pilotes a mayores profundidades y preferiblemente hasta llegar a un estrato rígido, para que tenga mejor desarrollo de capacidad de carga en punta y no se recomienda cimentar sobre pilotes de poca profundidad ya que no

desempeñan mejor comportamiento, por ello al determinar el número de pilotes por cada columna resultan excesivos, el cual es anti económico en la construcción.

Se recomienda rigidizar la base y los muros con placas de concreto armado y losas de concreto en dos direcciones para minimizar el periodo de vibración y controlar las distorsiones en planta y en elevación y tener en cuenta las restricciones de la norma E 0.30 antes de hacer un diseño arquitectónico y estructural del mismo modo verificar y comparar el análisis dinámico y estático mediante software y manual para tener un mejor análisis.

Se recomienda realizar estudios interacción suelo – estructura, ya que influye en el funcionamiento de la estructura, por ello es necesario valorizar las fuerzas cortantes y momentos flexionantes para efectuar el diseño de pilotes.

Para el diseño estructural del edificio se recomienda usar una zapata de dimensiones de 3.75 x3.75m con peralte de 70cm con pilotes de 7m de profundidad y además se recomienda identificar riesgos locales, reducir los excesos y asegurar un buen diseño seguro y económico.

Se recomienda el uso de cemento portland Tipo MS y un aditivo SikaFume para la preparación del concreto de los pilotes y las zapatas o cabezal y otras estructuras en contacto con el subsuelo.

VI. AGRADECIMIENTO

A Mis Padres: Víctor Ramos y Lucila Laborio, por ser los mejores sobre tierra y brindarme Comprensión y amor sin condiciones; y a mis hermanos por su amor y su apoyo incondicional en todo el momento del desarrollo.

A mi Asesor Ing. Gumercindo Flores Reyes que me apoyó en el desarrollo de este proyecto y por darme esa motivación frecuente de seguir estudiando e investigando cada día para ser buen profesional y competitivo.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ Alva Hurtado. Jorge (2012) Diseño de Cimentaciones, Segunda Edición, Editorial ICG, Lima - Perú.
- ✓ Blanco. M (2011) Fundamental Criteria For The Seismic-Resistant Design, Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 27, N° 3, pp. 71-84.
- ✓ Broms, B. B. (1962). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90(SM3): 123-156
- ✓ Braja M. Das. (2001) Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Séptima Edición. México: Editorial Thomson.
- ✓ Comité ACI 318 (2015), Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural Segunda Impresión, Lima. Perú.
- ✓ Delgado Vargas M. (2000) Ingeniería de Cimentaciones, Segunda Edición – Impreso en Colombia
- ✓ Idriss (2010) Effect of Liquefaction on Pile Shaft Friction Capacity, International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics May 24th - May 29th
- ✓ Badillo J. y Rodríguez R. (2011) Mecánica de Suelos Tomo 2, Quinta Edición, Editorial Limusa, S. A – México.
- ✓ Meyerhof, G. G., and Ranjan, G. (1972). The bearing capacity of rigid piles under inclined load in sand. I. Vertical Piles. Canadian Geotechnical Journal, 9, 430-446.
- ✓ Meyerhof, G. G., Sastry, V., and Yalcin, A. S. 1988. Lateral Resistance and Deflection of Flexible Piles. Canadian Geotechnical Journal, 25(3): 511-522.
- ✓ Meyerhof, G. G., and Sastry, V. V. R. N. (1985). Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal, 22, 267-276. Meyerhof, G. G., and Yalcin, A. S.
- ✓ Minaya Gonzales, S. (1992), Método de Exploración de Suelos (SPT) ASTM D1586 FIC-UNI, Primera edición digital, Lima. Perú.

- ✓ Morimoto R., Koizumi Y., Matsuda T., Hakuno M. y Yamaguchi I. (1971), “Seismic Microzoning of Chimbote Area, Peru”, Overseas Technical Cooperation Agency, Government of Japan, March.
- ✓ Peck. Hanson, T. (1995), Ingeniería de Cimentaciones, Octava reimpresión, México: Editorial Limusa, S.A.
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 (2016) Diseño Sismorresistente Lima – Perú
- ✓ Rodriguez L. y Cindy M. (2014). Balance De Asentamientos Diferenciales Presentes En Edificación Con Cimentaciones Sobre Pilotes (Memoria Tesis, Colombia), recuperado de <http://docplayer.es/8939133-Balance-de-asentamientos-diferenciales-presentes-en-edificacion-con-cimentaciones-sobre-pilotes-contenido.html>
- ✓ Shukla S.J., Desai A.K. & Solanki C.H. (2014) International Journal of Advance Research In Science And Engineering IJARSE, Vol. No.3, Issue No.3, March 2014
- ✓ Vásquez Bustamante, O. (2014), RNE Suelos y Cimentaciones E.050, Tercera Edición, Lima. Perú: Impreso en el Perú.
- ✓ Vásquez Bustamante, O. (2014), RNE Concreto Armado E.060, Tercera Edición, Lima. Perú: Impreso en el Perú.
- ✓ Veneros L. (2004) Diseño De Cimentación Por Caissons, CISMID-FIC-UNI, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima
- ✓ Zhang et al. , Md. R. Karim, A. L. Baki & D. K. Paul (2005) Ultimate lateral load resistance of laterally loaded pile, Lecturer, Department of Civil Engineering, RUET, Rajshahi, Bangladesh
- ✓ Zienkiewicz (1994) El método de los Elementos Finitos, Cuarta Edición, Barcelona - España

ANEXOS

PLANOS

INFORME GEOTÉCNICO
FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO:

***ASENTAMIENTO DIFERENCIAL
COMO RANGO DE CONFIABILIDAD
DE LA CIMENTACIÓN DEL
DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A
LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 M DEL
EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP***

BACHILLER:

***RAMOS LABORIO, JHONNY
FLORENTINO***

UBICACIÓN:

DISTRITO : CHIMBOTE

PROVINCIA : SANTA

DEPARTAMENTO : ANCASH


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

CHIMBOTE, SETIEMBRE DEL 2017

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Objeto del estudio
- 1.2 Ubicación del área de estudio

2.0 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

- 2.1 Geomorfología
- 2.2 Geología regional
- 2.3 Geodinámica externa
- 2.4 Sismicidad

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- 3.1 Prospecciones de campo
- 3.2 Ensayos de laboratorio
- 3.3 Clasificación de suelos

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

5.0 ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Corrección de los datos de ensayos de campo del SPT
- 5.2 Análisis de licuación de suelos
- 5.3 Tipo y profundidad de cimentación
- 5.4 Cálculo de la Capacidad de Carga de un Pilote
- 5.5 Análisis de asentamiento
- 5.6 Aspectos sísmicos

6.0 ANALISIS QUIMICO

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- Anexo I (Registro de sondaje con SPT)
- Anexo II (Análisis de licuación suelos - DLICUAC)
- Anexo III (Resultados de ensayos de laboratorio)
- Anexo IV (Plano de ubicación de sondaje con SPT)
- Anexo V (Fotos)


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objeto del Estudio

El presente informe tiene por objeto determinar las propiedades físico - mecánicas y químicas del subsuelo del área en estudio, para el proyecto "ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 M DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP". El estudio fue realizado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil estratigráfico, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionando las condiciones mínimas de cimentación, indicándose tipo y profundidad de los cimientos, capacidad portante y análisis de asentamiento.

Para alcanzar el objetivo principal, previamente se requiere lograr los siguientes objetivos secundarios:

- ⊕ Elaboración de un estudio geológico superficial de la zona, que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- ⊕ Realización de los ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos especiales.
- ⊕ Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- ⊕ Elaboración de los perfiles geotécnicos del área del estudio.
- ⊕ Elaboración de las recomendaciones técnicas para el diseño estructural de la edificación.

1.2 Ubicación del área en Estudio

El área en estudio se ubica en la Av. Francisco Bolognesi N° 421, Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

2.0 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 Geomorfología

La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

- Unidad de playas
- Unidad de depósitos aluviales de Lacramarca
- Unidad de colinas
- Unidad de dunas


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIR. N° 64730

a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote, con un ancho promedio de 30 m. Está constituido de arenas media a fina y conchas marinas, con intercalaciones de limos en los laterales.

b) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote hasta Nuevo Chimbote.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

e) Unidad de colinas

Constituidas por elevaciones de rocas volcánicas e intrusivas, cubiertas parcialmente por arenas eólicas, formando colinas cuyas pendientes varían de 10° a 45°.

d) Unidad de arenas eólicas

Los depósitos eólicos se ubican en la margen derecha del río Lacramarca y Pampas Alconsillo tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

2.2 Geología Regional

En base al reconocimiento y exploración de campo de la ciudad Chimbote y sus alrededores, se ha elaborado el siguiente mapeo geológico que indica:

a) Cretáceo Inferior

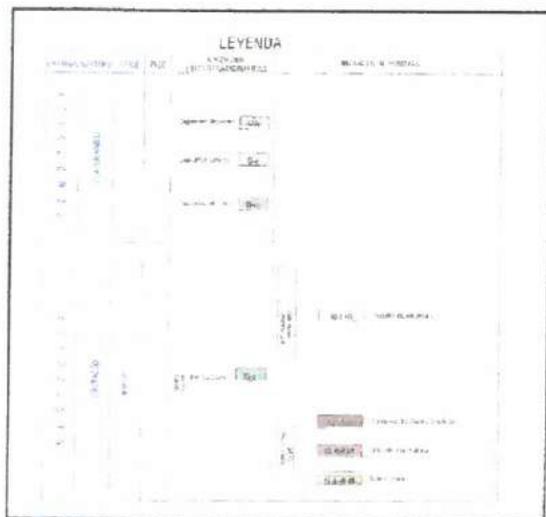
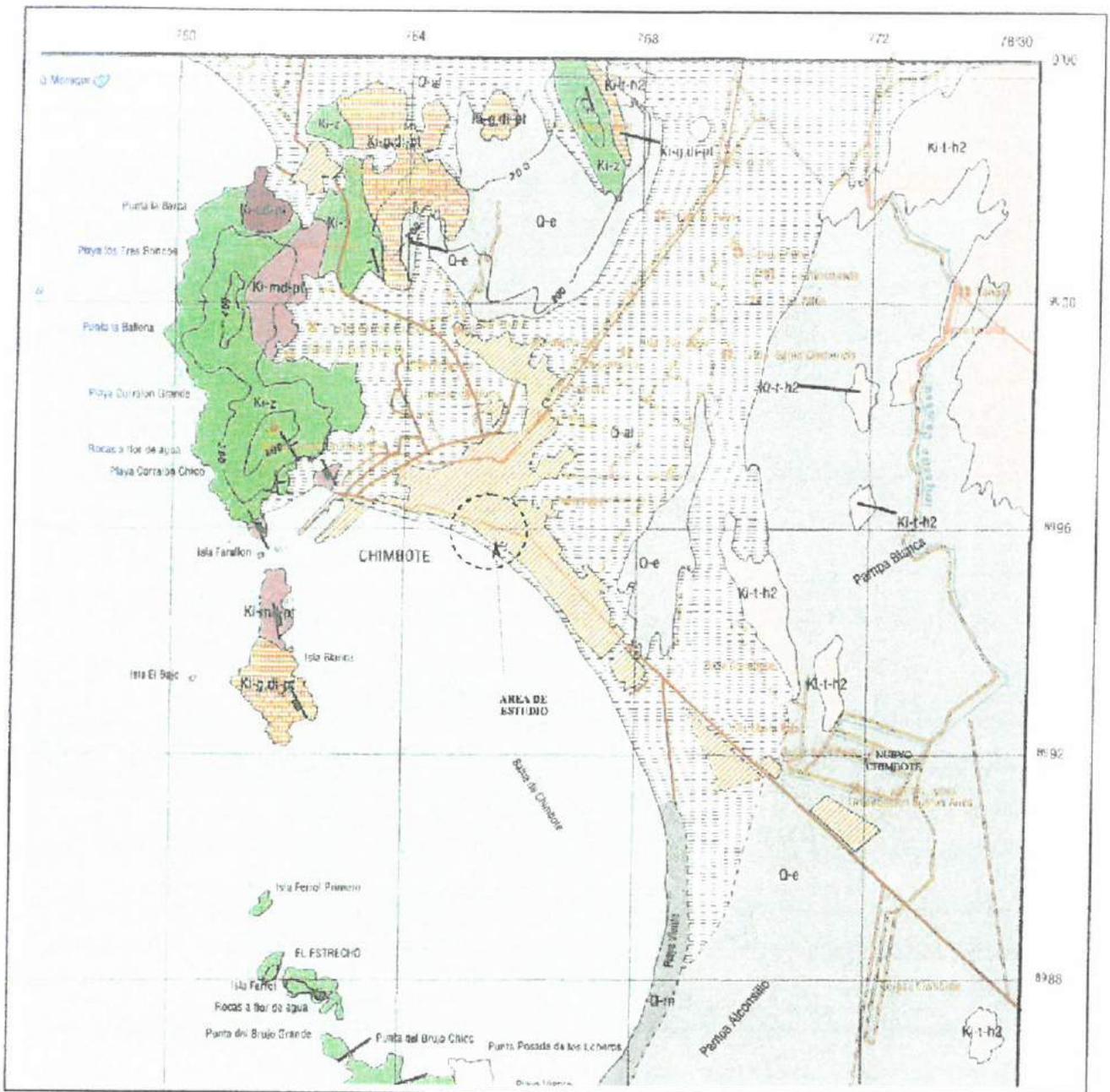
Grupo Casma: Formación la Zorra (Ki-Z)

Es una secuencia volcánica andesítica (Cerro Cruz de la Paz), conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfirítica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos.

b) Rocas Intrusivas (K-t-h2)

Son tonalitas Huaricanga 2 de la Super Unidad Santa Rosa, que afloran a lo largo de la vertiente de la costa. Estas rocas pertenecen al Batolito de la Costa, son rocas de grano medio a grueso y textura equigranular


JORGE ESDINSON MÓRILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738



GEOLOGIA REGIONAL DE CHIMBOTE

Jorge Esdinson Morillo Trujillo
JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 68738

e) Cuaternario

Depósitos de arenas eólicas (Dunas)

Son los depósitos eólicos que cubren gran parte de las elevaciones rocosas de Chimbote, la formación de masas de arenas comienza desde el litoral de la costa y termina en los cerros de los primeros tramos de las estribaciones de la Cordillera Occidental Andina, desplazando en las laderas, hasta alcanzar una altura considerable.

Depósitos fluvio-aluviales

Se encuentran en ambos márgenes del cauce del río Lacramarca, predominantemente en la parte baja del valle y en el sector de la zona Industrial de Chimbote.

En estos depósitos se observan huellas de inundaciones recientes, donde los suelos arcillosos arenosos y limos colmatados presentan grietas de desecación.

Depósitos marinos (0 -m)

Se encuentran distribuidas a lo largo de la ciudad de Chimbote incluso hasta el Estadio Manuel Gomes Arellano constituido por fragmentos de conchas con una matriz de arena mal graduada de grano medio a fino.

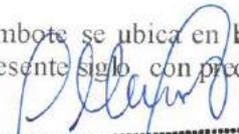
2.3 Geodinámica externa

Colmatación y Erosión de playas

El desvío original del cauce Río Lacramarca de la Av Aviación hasta los humedales de Villa María, ha traído como consecuencia la colmatación del dren por el arrastre de arenas y topografía llana. Siendo necesaria la descolmatación anual del cauce, desde el tramo Cerró Tres cabezas hasta Sima astilleros, afin de evitar desbordes del río en tiempo de verano. Asimismo, los finos y arenas que llegan al mar están colmatando las playas del entorno, con más intensidad en la dirección de la corriente marina Sur a Norte, ocasionando que las estructuras existentes en la costa marina tales como los muelles, queden alegadas (20m) e inoperativas, proyectando su ampliación.

2.4 Sismicidad

De acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Chimbote se ubica en la zona 04. El área encuentra en una zona de sismicidad alta, sismoactiva en el presente siglo, con predominio de sismos intermedios,


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738



- Sismo del 24 de mayo de 1940, que afectó las localidades de la costa central, norte y sur del Perú, alcanzando intensidades máximas de VII y VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).
- Sismo del 10 de noviembre de 1946, que afectó al Departamento de Ancash, alcanzando una intensidad máxima de VII MM.
- Sismo del 18 de febrero de 1956, con intensidad promedio de VIII MM, afectando el Callejón de Huaylas.
- Sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidades máximas entre VII y VIII MM, afectando las localidades de Lima, Casma y Chimbote.
- Sismo del 31 de mayo de 1970, que ha sido un terremoto catastrófico en las localidades de Chimbote y Huaraz, alcanzando intensidades máximas de VIII MM.
- Sismo del 21 de agosto de 1985, que afectó las ciudades de Chimbote y Chiclayo, alcanzando una intensidad promedio de V MM.
- Sismo del 10 de octubre de 1987, con intensidades máximas de IV y V MM, sentido en las ciudades de Chimbote y Santiago de Chuco.
- Sismo del 23 de Junio del 2001, con intensidades máximas de VIII MM, sentido en las ciudades de Nazca, lea, Arequipa y Tacna.
- Sismo del 15 de Agosto del 2007, con una magnitud de 7.5 MS, sentido en las ciudades de Pisco, Chincha, lea y Lima.

Considerando lo expuesto se recomienda tomar un sismo base de diseño de VIII MM y adoptar una aceleración sísmica de 0.45g. Esta información servirá para la aplicación de criterios sismorresistentes en el diseño de las obras.

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Prospecciones de campo

3.1.1 Ensayo de Penetración Estándar

Se realizó el sondaje de penetración estándar, cuya ubicación se presenta en el plano G-01. Con ayuda de un Wash Boring del SPT se pudo muestrear hasta los 7.45m de profundidad medido desde el nivel de terreno natural existente.

Sondaje	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
SPT-01	7.45	1.10


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

3.1.2 Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

3.1.3 Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de las calicatas, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como: espesor, tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad, etc. (Ver Anexo I).

3.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos se realizaron según normas:

- Ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos:
 - 06 Análisis Granulométrico SUCS (ASTM-D-422),
 - 06 Límite líquido (ASTM D-4318)
 - 06 Límite plástico (ASTM D-4318)
 - 06 Contenido de humedad (ASTM-D-216)

- Ensayo químico del agua
 - 01 Contenido de Sulfatos (AASHTO - T- 290)
 - 01 Contenido de Cloruros (AASHTO- T - 291)
 - 01 Sales Solubles Totales (USBR E-8)
 - 01 pH (ASTM D-4972)

Ver Anexo III (Resultados de ensayos de laboratorio)

3.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS- ASTM D-2487), para ello se hizo uso del programa Clas y Clasif.

SONDAJE	PST-01					
	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45
Profundidad(m)						
Muestras	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06
% Grava (Nº 4<Diam <3/4")	0.00	1.94	0.00	0.00	0.06	0.00
% Arena (Nº 200<Diam < Nº4	86.13	89.98	94.23	96.62	94.12	94.83
% Fino (Diam < Nº 200)	13.87	8.07	5.77	3.38	5.82	5.17
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-	-
Límite Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Índice Plasticidad (%)	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Contenido de Humedad (%)	15.94	16.35	20.70	25.69	27.40	22.51
Clasificación SUCS	SM	SP-SM	SP-SM	SP	SP-SM	SP


JORGE EDDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

El subsuelo ha sido explorado a través del sondaje SPT-01.

De 0.00 a 1.00m de profundidad presencia de arena limosa con raíces y vegetación en la superficie, seguido de una losa de concreto a los 0.40m de profundidad y un relleno conformado por limos con arena con grava y restos de concreto. De 1.00 a 2.45m de profundidad, el suelo está conformado por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena limosa (SM), suelta a medianamente compacto, húmeda a saturada de color beige a beige oscuro de finos no plásticos. De 3.00m a 7.45m de profundidad el suelo está constituido por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro a gris y finos no plásticos. La presencia del nivel freático se registró a los 11.0m de profundidad, medido desde el nivel de terreno natural existente.

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

5.1 Corrección de los datos de ensayos de campo del SPT

La energía aplicada por un ensayo SPT, en particular, depende principalmente del tipo del martillo y yunque en el sistema de perforación, y el método de liberación del martillo.

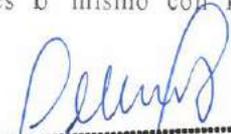
Las normas establecidas como la ASTM D-1586, puede existir considerable variaciones en el factor C_n a causa de variaciones menores en los equipos y procedimientos.

Aun usando un mismo perforador, las variaciones en la relación de energía entre los golpes con un martillo entre las pruebas típicas, pueden llegar al 10%, de esta manera la práctica recomendada es medir la relación de energía en cada sitio donde el SPT es utilizado.

Donde las mediciones no puedan ser hechas, se requiere de una cuidadosa observación y tener en cuenta el equipo.

La relación de energía anualmente varia en diferentes países, en Cuadro N°1 se indica los valores del $FCEM = n_h$ en el ensayo de penetración Estándar para varios países.

Para el presente EMS se está tomando el valor de la corrección de la energía del martillo $n_h = 0.56$, donde $FCEM =$ Factor de Corrección de Energía del Martillo. La rigidez de un suelo granular aumenta con la profundidad o lo que es lo mismo con los niveles de tensiones que le induce la tapada.


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

CUADRO N° 01

Factor de corrección por energía del martillo: nh

Pais	Relación de energía: nh
Argentina	0.45
China	0.50
Colombia	0.50
Japón	0.67
EE.UU.	0.60
Venezuela	0.43

CUADRO N°02

Factor de corrección por Diámetro de la perforación: nb

Variación de ns (Diámetro)		
mm	Pulg	ns
60-120	2.4-4.7	1.00
150	6.00	1.05
200	8.00	1.15

CUADRO N°03

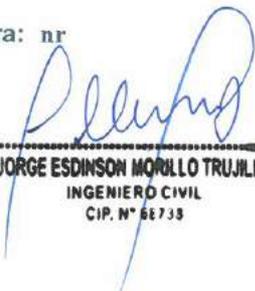
Factor de corrección por muestreador: ns

variación de ns	
variable	ns
Muestrador estandar	1.00
con forro para arcilla y arena densa	0.80
con forro para arena suelta	0.90

CUADRO N°04

Factor de corrección de longitud barra perforadora: nr

Variación de ns (Diámetro)		
Longitud de barra		
m	pies	ns
>10	>30	1.00
6-10	20-30	0.95
4-6	12-20	0.85
0-4	0-12	0.75


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 62738

El valor de N del SPT, es corregido

$N_{60} = N \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$
$(N1)_{60} = N \cdot C_n \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$

Leyenda:

N : Valor del ensayo normal del (SPT) efectuado IN SITU

N60 : Valor corregido del ensayo SPT por condiciones de equipo

cn : Factor de corrección por la presión de tapada o profundidad del ensayo

nr : Factor de corrección por longitud de barra perforadora

nc : Factor de corrección debido al peso de la cabeza de golpeo

ns : Factor de corrección del muestreo

nb : Factor de corrección por el diámetro de perforación

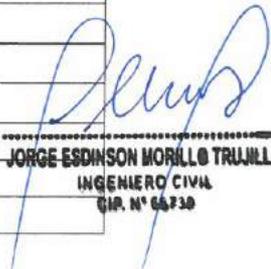
nh : Factor de corrección por la energía entregada al martillo

(N1)60: Valor corregido del N de campo del SPT considera de presión de tapada Cn

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}} \leq 2.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{Fórmula de Liao y Whitman (1991)}$$

CUADRO N° 05: VALORES DE ϕ PARA N DEL SPT

ARENAS		
N (SPT)	ϕ	Densidad relativa
0-4	<30	Muy suelta
4-10	30-32	Suelta
10-30	32-35	Media
30-50	35-38	Densa
>50	>38	Muy densa


JORGE EDDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 66730

5.2. Analisis de Licuación de Suelos

La evaluación del potencial de licuación se efectuó sobre el sondaje SPT 01. Para dicha evaluación se consideraron sismos de 0.15g y 0.40g de aceleración máxima superficial y magnitud Ms = 8.0. En cada perfil se aplicaron las metodologías desarrolladas por Seed e Idriss (1986) y Tokimatsu y Yoshimi (1983).

SONDAJE	PROF. (m)	SUCS	N	γ (gr/cm3)	Z(m)	σ'_v (kg/cm2)	$C_{1.0} = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v}}$	nr	nc	ns	nb	nh/60	N ₆₀	(N1) ₆₀	ϕ°	Dr(%)
SPT-01	1.00-1.45	SM	12	1.66	1.45	0.241	2.00	0.75	0.725	1.00	1.00	0.936	6	12	30.7	45
	2.00-2.45	SP-SM	16	1.67	2.45	0.308	1.80	0.75	0.725	1.00	1.00	0.936	8	15	31.4	49
	3.00-3.45	SP-SM	30	1.70	3.45	0.378	1.63	0.75	0.725	1.00	1.00	0.936	15	25	34.20	64
	4.00-4.45	SP	41	1.72	4.45	0.450	1.49	0.85	0.725	1.00	1.00	0.936	24	35	37.0	77
	5.00-5.45	SP-SM	43	1.71	5.45	0.521	1.39	0.85	0.725	1.00	1.00	0.936	25	34	36.8	76
	6.00-6.45	SP	45	1.72	5.45	0.593	1.30	0.95	0.725	1.00	1.00	0.936	29	38	37.6	79
	7.00-7.45	SP-SM	41	1.71	6.45	0.664	1.23	0.95	0.725	1.00	1.00	0.936	26	32	36.3	74

$$N_{60} = N * nr * nc * ns * nb * (nh/60)$$

$$(N1)_{60} = N * C_n * nr * nc * ns * nb * (nh/60)$$

Legenda:

N : Valor del ensayo normal del (SPT) efectuado IN SITU

N₆₀ : Valor corregido del ensayo SPT por condiciones de equipo

cm : Factor de corrección por la presión de tapada o profundidad del ensayo

nr : Factor de corrección por longitud de barra perforadora

nc : Factor de corrección debido al peso de la cabeza de golpeo

ns : Factor de corrección del muestreado

nb : Factor de corrección por el diámetro de perforación

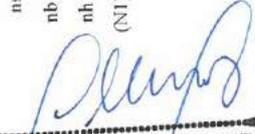
nh : Factor de corrección por la energía entregada al martillo

(N1)₆₀: Valor corregido del N de campo del SPT, considera de presión de tapada C_n

Donde:

nh=	0.56
nb=	1.00
ns=	1.00
nr=	0.75
nc=	0.85
nr=	0.95
nr=	1.00
nc=	0.725

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}} \leq 2.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Fórmula de Liao y Whitman (1991)}$$


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 68738

5.3 Aspectos sísmicos

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 sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Factor de ampliación del suelo $S_2 = 1.05$

Periodo predominante $T_p (s) = 0.6$

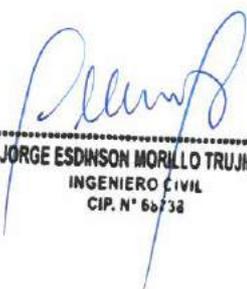
Periodo predominante $T_L (s) = 2.0$

6.0 ANALISIS QUIMICO

Del análisis químico a la muestra de suelo de la calicata siguiente se tiene:

SONDAJE	MUESTRA	PROUNDIDAD N.F. (m)	ION CLORUROS (ppm)	ION SULFATOS (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES (ppm)	PH
SPT-01	AGUA	1.10	401	2034	7341	6.8

Del análisis químico el suelo será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V y un aditivo hidrófugo EUCO DM de Química Suiza o Plastiment HE de Sika o similar en la preparación del concreto de los pilotes y otras obras en contacto con el subsuelo



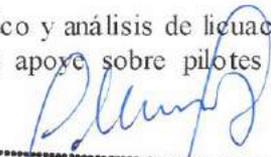
JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 66732

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y el análisis correspondiente, se puede concluir lo siguiente:

- El desvío original del cauce Rio Lacramarca de la Av Aviación hasta los humedales de Villa María, ha traído como consecuencia la colmatación del dren por el arrastre de arenas y topografía llana. Siendo necesaria la descolmatación anual del cauce, desde el tramo Cerró Tres cabezas hasta Sima astilleros, afin de evitar desbordes del rio en tiempo de verano. Asimismo, los finos y arenas que llegan al mar están colmatando las playas del entorno, con más intensidad en la dirección de la corriente marina Sur a Norte, ocasionando que las estructuras existentes en la costa marina tales como los muelles, queden alegadas (20m) e inoperativas, proyectando su ampliación.
- De 0.00 a 1.00m de profundidad presencia de arena limosa con raíces y vegetación en la superficie, seguido de una losa de concreto a los 0.40m de profundidad y un relleno conformado por limos con arena con grava y restos de concreto. De 1.00 a 2.45m de profundidad, el suelo está conformado por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena limosa (SM), suelta a medianamente compacto, húmeda a saturada de color beige a beige oscuro de finos no plásticos. De 3.00m a 7.45m de profundidad el suelo está constituido por arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena mal graduada (SP), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro a gris y finos no plásticos. La presencia del nivel freático se registró a los 1.10m de profundidad, medido desde el nivel de terreno natural existente.
- Del análisis de licuación de suelos, se puede concluir que para un sismo severo de 7.0 a 8.0 Ms y aceleración superficial máxima de 0.40g, el suelo será no será licuable. Esto porque en la superficie la presencia arena limosa (SM) y arena mal graduada con limos (SP-SM), sueltas pero con un contenido de finos (menores 0.074 mm) entre 13.87% y 8.07%. A mayor profundidad por la presencia de arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arena mal graduada (SP), con una densidad relativa densa o compacta.
- Del análisis de cimentación se recomienda:

De acuerdo a la descripción del perfil estratigráfico y análisis de licuación de suelos, se recomienda que la estructura proyectada se apoye sobre pilotes excavados.


JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68733

- 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 sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Factor de ampliación del suelo $S2 = 1.05$

Periodo predominante $Tp (s) = 0.6$

Periodo predominante $TL (s) = 2.0$

- Del análisis químico el suelo será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V y un aditivo hidrófugo EUCO DM de Química Suiza o Plastiment HE de Sika o similar en la preparación del concreto de los pilotes y otras obras en contacto con el subsuelo



JORGE ESDINSON MGRILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 63736

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

www.geomgsac.com

ANEXO I REGISTRO DE SONDAJES CON SPT



JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

PROYECTO	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP			
BACHILLER	RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO			
DEPARTAMENTO	ANCASH	PROVINCIA	SANTA	DISTRITO: CHIMBOTE
FECHA: 23/09/17				CORDENADAS UTM (WGS 84):

REGISTRO DE SONDAJE

SONDAJE:

SPT-01

TIPO DE SONDAJE:

SPT- con Wash Boring

Profundidad Total (m): 7,45

Profundidad N.F (m): 1,10

PROFUNDIDAD (mts)	MODO DE EXCAVACION	ESPESOR DE ESTRATO (mts)	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)	PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR		
				D.N	H N (%)				Prof. (mts)	Nº Golpes	Grafica de Nº
0.00	WASH BORING						Presencia de limo arenoso				
0.20							Losa de concreto				
0.40							Presencia de relleno (limo arenoso con gravas y restos de concreto)				
1.00								1.00	N = 12		
1.45		M-1			15.9		Arena Limosa (SM): 86,13 % de arena media a fina y 13,87 % de finos no plásticos. Condición in situ: Suelto, húmedo a saturado de color beige a gris.	SM	1.45	15= 2 30= 5 45= 7	
2.00							2.00	N = 16			
2.45	M-2			16.4		Arena Mal Graduada con Limo (SP- SM): 1,94 % de grava fina, subangulosa, 89,98 % de arena media a fina y 8,07 % de finos no plásticos. Condición in situ: Medianamente compacto, saturado de color beige oscuro.	SP-SM	2.45	15= 2 30= 4 45= 12		
3.00							3.00	N = 30			
3.45	M-3			20.7		Arena Mal Graduada con Limo (SP- SM): 94,23 % de arena media a fina y 5,77 % de finos no plásticos. Condición in situ: Compacta saturado de color beige oscuro.	SP-SM	3.45	15= 10 30= 15 45= 15		
4.00							4.00	N = 41			
4.45	M-4			25.7		Arena Mal Graduada (SP): 96,62 % de arena media a fina y 3,38 % de finos no plásticos. Condición in situ: Compacto, saturado de color gris.	SP	4.45	15= 7 30= 20 45= 21		
5.00							5.00	N = 43			
5.45	M-5			27.4		Arena Mal Graduada con Limo (SP- SM): 0,06 % de grava fina, subangulosa, 94,12 % de arena media a fina y 5,82 % de finos no plásticos. Condición in situ: Compacto, saturado de color gris.	SP-SM	5.45	15= 9 30= 20 45= 23		
6.00							6.00				

JORGE EDUARDO MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. Nº 68738

PROYECTO	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP		
BACHILLER	RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO		
DEPARTAMENTO	ANCASH	PROVINCIA	SANTA
FECHA:	23/09/17	DISTRITO:	CHIMBOTE
		CORDENADAS UTM (WGS 84):	

REGISTRO DE SONDAJE

SONDAJE: **SPT-01**
 TIPO DE SONDAJE: SPT- con Wash Boring

Profundidad Total (m): 7,45
 Profundidad N.F (m): 1.10

PROFUNDIDAD (mts)	MODO DE EXCAVACION	ESPESOR DE ESTRATO (mts)	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)	PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR		
				D.N	H.N (%)				Prof. (mts)	Nº Golpes	Grafica de NP
6.00									6.00	N = 45 15= 9 30= 21 45= 24	
			M-6		22.51		Arena Mal Graduada con Limo (SP- SM): 94,83 % de arena media a fina y 5,17 % de finos no plásticos. Condición in situ: Compacto, saturado de color gris.	SP-SM	6.45		
7.00									7.00	N = 41 15= 7 30= 18 45= 23	
									7.45		
8.00											
9.00											
10.00											
11.00											
12.00									12.00		

[Handwritten Signature]
 ING. MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

www.geomsac.com

ANEXO II ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE SUELOS



JORGE EDDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

PROYECTO : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

SOLICITADO : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO

UBICACION : Dist: CHIMBOTE, Prov: SANTA, Depart: ANCASH

FECHA : 23/09/2017

AUSCULTACION N°: SPT-01

VALOR DE LA MAGNITUD: 8.0 Ms

ACELERACION MAXIMA: 0.45 g

NIVEL FREATICO: 1.10 m

PROF (m)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m ³)	CON FINOS (%)	SPT (N)	ESF TOT (Kg/cm ²)	ESF EFEC (Kg/cm ²)	F R L 1	F R L 2
1.45	SM	1.66	13.87	12	0.241	0.206	1.121	3.678
2.45	SP-SM	1.67	8.07	15	0.408	0.273	1.216	3.307
3.45	SP-SM	1.70	5.77	25	0.578	0.343	3.072	2.979
4.45	SP	1.72	3.38	35	0.750	0.415	2.889	2.822
5.45	SP-SM	1.71	5.82	34	0.921	0.486	2.787	2.736
6.45	SP-SM	1.72	5.17	38	1.093	0.558	2.737	2.691
7.45	SP-SM	1.71	5.17	32	1.264	0.629	2.715	2.667


JORGE EDDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

www.geomsac.com

ANEXO III RESULTADO DE ENSAYOS DE LABORATORIO

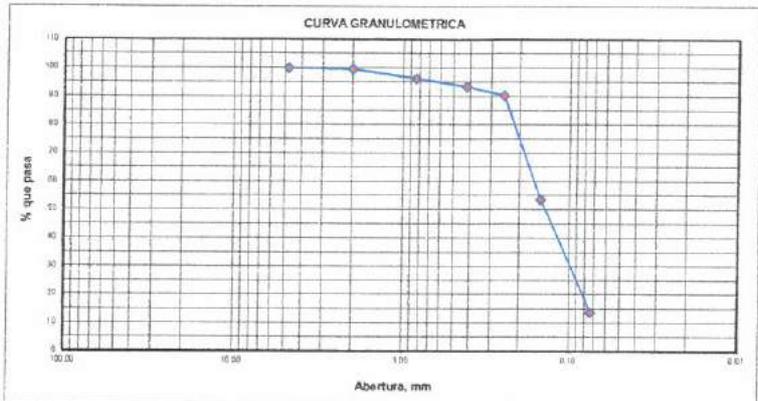


JORGE ESKINON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 65738

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP
Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017
Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote
Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-01 **De:** 1,00 - 1,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	211.90		
Peso Lavado y Seco, [gr]	182.50		
Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525		
N° 4	4.750	0.00	100.00
N° 10	2.000	0.80	99.62
N° 20	0.840	7.30	96.18
N° 40	0.420	5.80	93.44
N° 60	0.250	6.70	90.28
N° 100	0.150	77.60	53.66
N° 200	0.074	84.30	13.87
< N° 200		29.40	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NO PRESENTA
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	NO PLASTICO
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		51
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		26.80
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		71.70
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	6.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	38.90
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	15.94



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	86.13%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.38%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	6.18%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	79.57%
Finos (Diam < No.200)	13.87%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	15.94%
Clasificación SUCS	SM

Realizado por:
 Revisado por: JMT

[Signature]
 TORRE ESILIAS MORALES TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. Nº 68738

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017

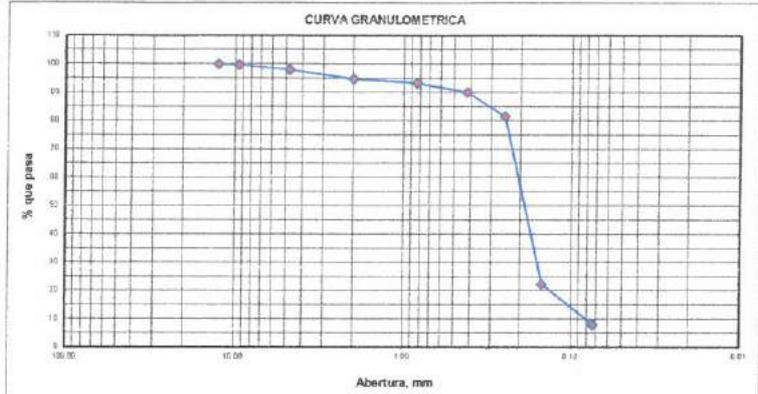
Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote

Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-02 **De:** 2,00 2,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	329.50
Peso Lavado y Seco, [gr]	302.90

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500	0.00	100.00
3/8"	9.525	1.10	99.67
N° 4	4.760	5.30	98.06
N° 10	2.000	10.80	94.78
N° 20	0.840	4.90	93.29
N° 40	0.420	10.60	90.08
N° 60	0.250	28.00	81.58
N° 100	0.150	195.30	22.31
N° 200	0.074	46.90	8.07
< N° 200		26.80	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		81
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		27.30
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		75.70
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	6.80
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	41.60
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	16.35



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	1.94%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	1.94%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	89.98%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	3.28%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	4.70%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	82.00%
Finos (Diam < No.200)	8.07%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	16.35%
Clasificación SUCS	SP-SM

Realizado por:
Revisado por: JMT


 JORGE ESCOBAR MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 68739

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017

Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote

Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-03 **De:** 3,00 - 3,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	38.10
Peso Lavado y Seco, [gr]	35.90

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525		
N° 4	4.760		
N° 10	2.000	0.00	100.00
N° 20	0.840	0.30	99.21
N° 40	0.420	3.30	90.56
N° 60	0.250	5.60	75.85
N° 100	0.150	9.90	49.87
N° 200	0.074	16.80	5.77
< N° 200		2.20	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	NO PRESENTA
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	NO PLASTICO
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		91
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		22.30
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		49.70
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	4.70
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	22.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	20.70



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	94.23%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.00%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	9.45%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	84.78%
Finos (Diam < No.200)	5.77%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	20.70%
Clasificación SUCS	SP-SM

Realizado por:
Revisado por: JMT

JORGE RAMOS LABORIO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.O.P. Nº 68734

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017

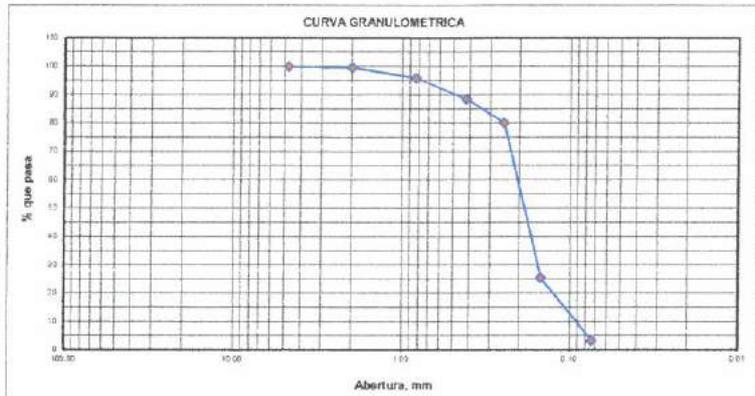
Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote

Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-04 **De:** 4,00 - 4,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	334.10
Peso Lavado y Seco, [gr]	322.80

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525		
N° 4	4.760	0.00	100.00
N° 10	2.000	1.30	99.61
N° 20	0.840	12.40	95.90
N° 40	0.420	24.90	88.45
N° 60	0.250	27.50	80.22
N° 100	0.150	182.60	25.56
N° 200	0.074	74.10	3.38
< N° 200		11.30	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	NO PRESENTA
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	NO PLASTICO
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		15
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		21.70
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		62.80
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	8.40
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	32.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	25.69



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	96.62%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.39%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	11.16%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	85.06%
Finos (Diam < No.200)	3.38%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	25.69%
Clasificación SUCS	SP

Realizado por:

Revisado por: JMT

[Signature]
 JOSE ESPINOZA MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 6873R

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017

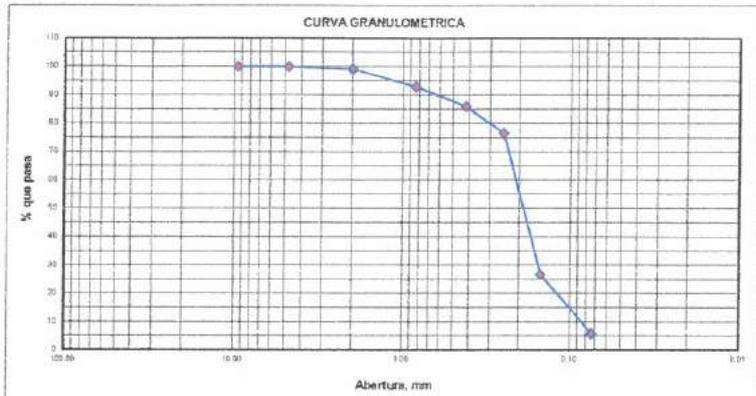
Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote

Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-05 **De:** 5,00 - 5,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	316.30
Peso Lavado y Seco, [gr]	297.90

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525	0.00	100.00
N° 4	4.750	0.20	99.94
N° 10	2.000	2.60	99.11
N° 20	0.840	19.90	92.82
N° 40	0.420	21.60	85.99
N° 60	0.250	30.10	76.48
N° 100	0.150	156.90	26.87
N° 200	0.074	66.60	5.82
< N° 200		18.40	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	NO PRESENTA
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	NO PLASTICO
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		21
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		27.20
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		81.60
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	69.90
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	42.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	27.40



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.06%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.06%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	94.12%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.82%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	13.12%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	80.18%
Finos (Diam < No.200)	5.82%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	27.40%
Clasificación SUCS	SP-SM

Realizado por:
Revisado por: JMT

[Signature]
JORGE ESPINOZA MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 64734

Proyecto : ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

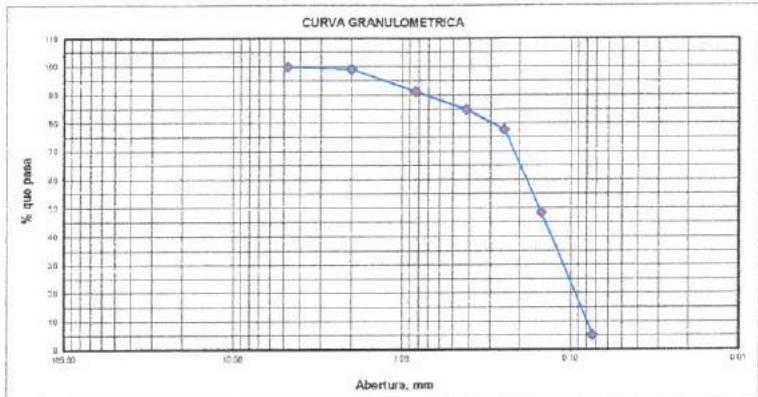
Bachiller : RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO **Fecha** : 23/09/2017

Región : Ancash **Provincia** : Santa **Distrito** : Chimbote

Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-06 **De:** 6,00 6,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	489.10		
Peso Lavado y Seco, [gr]	463.80		
Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525		
N° 4	4.750	0.00	100.00
N° 10	2.000	4.20	99.14
N° 20	0.840	38.80	91.21
N° 40	0.420	30.90	84.89
N° 60	0.250	34.90	77.76
N° 100	0.150	143.60	48.40
N° 200	0.074	211.40	5.17
< N° 200		25.30	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		61
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		27.70
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		80.50
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	70.80
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	9.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	43.10
		22.51



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	94.83%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.86%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	14.25%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	79.72%
Finos (Diam < No.200)	5.17%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	22.51%
Clasificación SUCS	SP-SM

Realizado por:

Revisado por: JMT


 JORGE LUIS SARMIENTO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP: N° 68738

ANALISIS QUIMICO DE SUELOS

PROYECTO: ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL A LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 m DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP

SOLICITADO: RAMOS LABORIO, JHONNY FLORENTINO

UBICACIÓN: Distrito: Chimbote – Provincia: Santa – Departamento: Ancash

FECHA: 23/09/2017

SONDAJE: SPT-01

MUESTRA DE AGUA (N.F. = 1.10m)

ENSAYOS	RESULTADO	NORMA
Contenido de Cloruros Solubles (Cl)	401 ppm	AASHTO T291
Contenido de Sulfatos Solubles (SO4)	2034 ppm	AASHTO T290
Sales Solubles Totales	7341 ppm	USBR E-8
pH	6.8	ASTM D4972

V°B° 
JORGE ESDERSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 57704

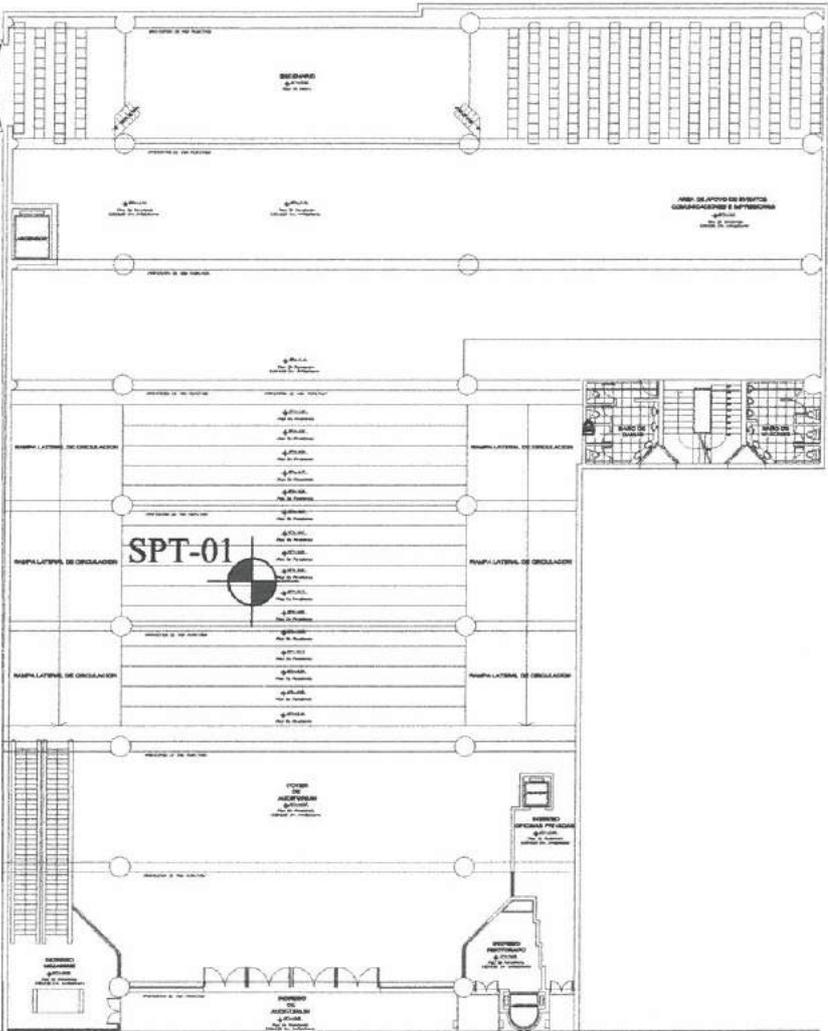
ANEXO IV PLANO DE UBICACIÓN DE SONDAJE CON SPT



JORGE ESDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 66738

OFICINA DE
RENTAS Y ADMINISTRACIÓN
OFICINA DE
RENTAS Y ADMINISTRACIÓN U.S.P.
OFICINA DE
RENTAS Y ADMINISTRACIÓN U.S.P.
OFICINA DE
RENTAS Y ADMINISTRACIÓN U.S.P.

OFICINAS DE
COBRANZAS Y TESORERÍA U.S.P.
A. ENRIQUE PALACIOS



LEYENDA



Proyecto: ASENTAMIENTO DIFERENCIAL COMO RANGO DE CONFIABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN DEL DIÁMETRO, FRICCIÓN LATERAL LAS PROFUNDIDADES 5, 6 Y 7 M DEL EDIFICIO DE RECTORADO DE LA USP		Distrito: CHIMBOTE Provincia: BANCA Región: LANCASH
Ejecutor Responsable: JORGE E. MORILLO TRUJILLO ING. CIVIL CP Nº 68738	Plano: UBICACION DE SONDAJE SPT	
Aprobado:	Dibujo: Col Fecha: SEP/2017	ESCALA: G-01

Jorge E. Morillo Trujillo
 JORGE E. MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 CIP. Nº 68738

ANEXO V
PANEL FOTOGRAFICO



JORGE ESDINSON MORALES TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 67718



Foto N°01: Vista de ubicación del SPT-01, presencia de arena limosa (SM), arena mal graduada con limo (SP-SM) arena mal graduada (SP), suelto a compacto, húmedo a saturado, de color beige oscuro a gris. Nivel freático a 1.10m de profundidad.



Foto N°02: Vista del SPT-01, muestra de 1.00 a 1.45 m, presencia de arena limosa (SM), suelto, húmedo a saturado de color gris oscuro.

INGENIERO CIVIL
CIP N° 68736



Foto N°03: Vista del SPT-01, prueba de resistencia la penetración de 2.00 a 2.45m.



Foto N°04: Vista del SPT-01, muestra de 2.00 a 2.45 m presencia de arena mal graduada con limo (SP- SM), medianamente compacto, saturado, color beige oscuro.

UNIVERSIDAD NACIONAL TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP N° 68738



Foto N°05: Vista del SPT-01, prueba de resistencia la penetración de 3.00 a 3.45m.



Foto N°06: Vista del SPT-01, muestra de 3.00 a 3.45 m, presencia de arena mal graduada con limo (SP- SM), medianamente compacto, saturado, color beige oscuro.

JOSE SANTIAGO HORIZO TRUJILLO
INGENIERO EN CIENCIAS
CIP N° 12345



Foto N°07: Vista del SPT-01, prueba de resistencia la penetración de 5.00 a 5.45m.

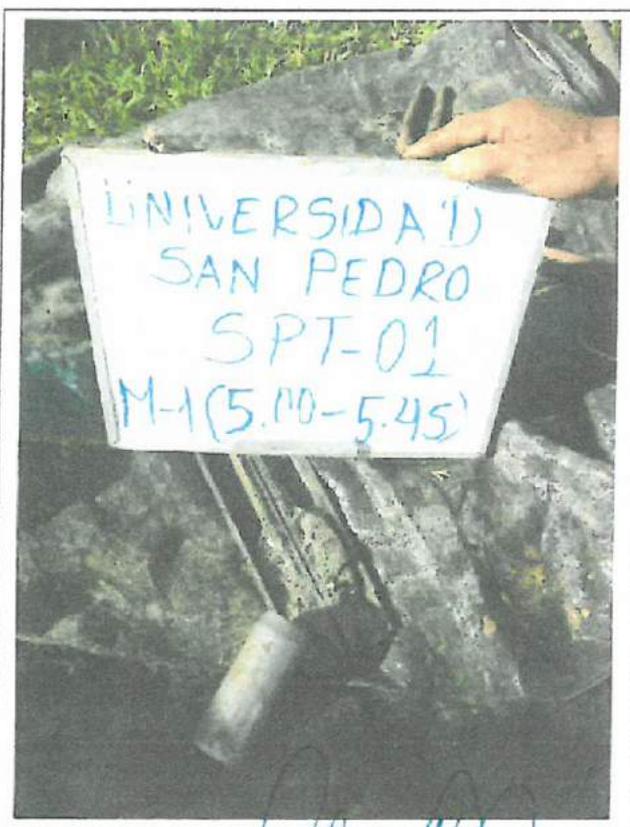


Foto N°08: Vista del SPT-01, muestra de 5.00 a 5.45 m, presencia de arena mal graduada con limo (SP-SM), compacto, saturado, color gris.

[Handwritten Signature]
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 66738



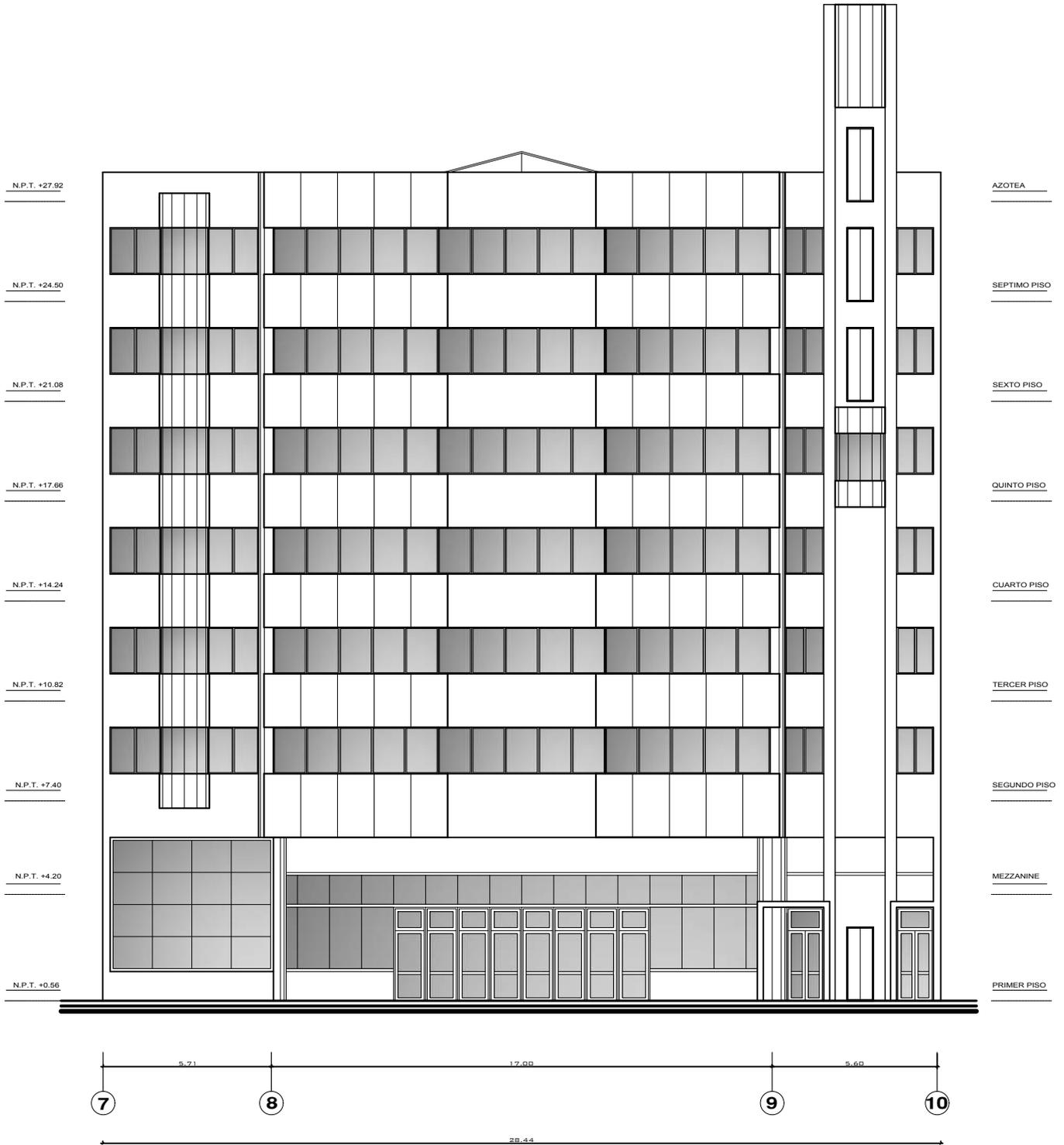
Foto N°09: Vista del SPT-01, prueba de resistencia la penetración de 6.00 a 6.45m.



Foto N°10: Vista del SPT-01, muestra de 6.00 a 6.45 m, presencia de arena mal graduada con limo (SP-SM), compacto, saturado, color gris.

[Handwritten Signature]
JOSE EDUARDO MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
CIP N° 68739

CENTRO DE CONVENCIONES Y RECTORADO DE LA UNIVERSIDAD SAN PEDRO



ELEVACION PRINCIPAL

PROPIETARIO: UNIVERSIDAD SAN PEDRO	DESCRIPCION: ELEVACION PRINCIPAL	 <small>DESIGN, ARTE, ARQUITECTURA & URBANISMO</small>	UNIVERSIDAD SAN PEDRO OFICINA DE INFRAESTRUCTURA	LAMINA: A-14 14 de 14
PROFESIONAL RESPONSABLE: ARO. MARCOS BENTES GUEVARA <small>C.A.P. Nº 1985</small>	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	<small>PROYECTO:</small> CENTRO DE CONVENCIONES Y RECTORADO U.S.P.	<small>LIBRACION:</small> AV. FRANCISCO BOLOGNESI N°421	<small>DISTRITO:</small> CHIMBOTE <small>PROVINCIA:</small> SANTA <small>REGION:</small> ANCASH
<small>DIBUJO:</small> S.B.A. <small>FECHA:</small> Septiembre 2012 <small>ESCALA:</small> 1:50				