

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“Diseño estático y dinámico de base para un Molino de Bolas  
de 8” x 8” en un terreno Grava-Limosa y Grava Arcillosa  
para una Planta Procesadora.”**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**Autor**

Robles Paucar, Gabriel Flores

**Asesor**

Flores Reyes, Gumercindo

Huaraz – Perú

2019

## **PALABRA CLAVE**

Tema : Diseño Estructural

Especialidad : Estructura

## **KEYWORDS**

Theme : Structural Design

Specialty : Estructure

## **LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

Área 2. Ingeniería y Tecnología

Sub – área 2.1 ingeniería civil

Disciplina 2.3 ingeniería civil

**TITULO DE LA INVESTIGACIÓN:**

“DISEÑO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE BASE PARA UN MOLINO DE BOLAS DE 8” X 8” EN UN TERRENO GRAVA-LIMOSA Y GRAVA ARCILLOSA PARA UNA PLANTA PROCESADORA.”

## RESUMEN

Se ha desarrollado el “diseño estructural es una platea de cimentación, para la base del molino de bolas de 8” x 8” de concreto armado con 5 pedestales, según el plano de pre dimensionamiento en un terreno grava-limosa y grava arcillosa con una profundidad de cimentación de  $D_f = 2.0$  m, para una planta procesadora de minerales, polimetálico.

El diseño de estructura es una platea de cimentación, se determinó con el estudio de suelo in-situ según la reglamento de nacional de edificaciones (E-050), se determinó las características físicas del suelo, obtenido la capacidad portante, ( $q_{adm}$  de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$ ). Para el diseño de la estructura de la platea de cimentación se regió en las normas vigentes del reglamentó nacional de edificación (norma de cargas E-020, norma diseño de sismo resistente E-030 y norma concreto armado E-060.

Para modelamiento de la estructura se determinó el coeficiente del balastro ( $k$ ), en el diseño de la estructura se verifico por resonancia para la determinar la constante de los resortes que simulan la interacción de Estructura con suelo, el diseño se desarrolló con base dos puntos principales que aseguran la no vibración de la estructura y en las funciones del molino de bolas, que el diseño de la cimentación que tenga suficiente masa, el doble del peso del molino, al analizar la estructura de platea de cimentación como un cuerpo rígido, que se modelo determinando el análisis estático y dinámico, en el programa SAP2000 v.20.

## **ABSTRACT**

The "structural design is a foundation plate, for the base of the 8" x 8 "ball mill of reinforced concrete with 5 pedestals, according to the pre-sizing plane in a gravel-silty and gravelly terrain with a foundation depth of  $D_f = 2.0$  m, for a mineral processing plant, polymetallic.

The structure design is a foundations plateau, it was determined with the study of in-situ soil according to the national building regulations (E-050), the physical characteristics of the soil were determined, obtaining the bearing capacity, ( $q_{adm}$  of  $2.5 \text{ kg / cm}^2$ ). For the design of the structure of the foundation plate, it was ruled in the current regulations of the national building regulation (standard of loads E-020, standard design of earthquake resistant E-030 and concrete standard armed E-060).

For structure modeling the ballast coefficient ( $k$ ) was determined, in the design of the structure it was verified by resonance to determine the constant of the springs that simulate the interaction of Structure with soil, the design was developed based on two points main that assure the non-vibration of the structure and in the functions of the ball mill, that the design of the foundation that has sufficient mass, twice the weight of the mill, when analyzing the structure of the foundation plate as a rigid body, which model is determined by the static and dynamic analysis, in the SAP2000 v.20 program.

## ÍNDICE.

### INDICE

| TEMA                                 | PÁGINA N° |
|--------------------------------------|-----------|
| PALABRA CLAVE .....                  | i         |
| KEYWORDS .....                       | i         |
| LÍNEA DE INVESTIGACIÓN.....          | i         |
| TITULO DE LA INVESTIGACIÓN.....      | ii        |
| RESUMEN.....                         | iii       |
| ABSTRACT.....                        | iv        |
| ÍNDICE.....                          | v         |
| I. INTRODUCCIÓN.....                 | 1         |
| II. METODOLOGIA DEL TRABAJO.....     | 42        |
| III. RESULTADOS.....                 | 45        |
| IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.....        | 71        |
| V. CONCLUSIONES.....                 | 72        |
| VI. RECOMENDACIONES.....             | 73        |
| VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 75        |
| VIII. AGRADECIMIENTOS.....           | 78        |
| IX. ANEXOS Y APENDICES.....          | 79        |

## I. INTRODUCCIÓN

“Diseño de estructura estático y dinámico de base para un molino de bolas de 8” x 8” en un terreno grava-limosa y grava arcillosa para una planta procesadora.”, La implementación de la estructura para los equipo de alto tonelaje, como molino de bolas y los equipos de chancadora primario y secundario en constante vibrado para una planta procesadora de polimetálico el diseño de la estructura es a función de los equipo del molino de bolas y en función de las características del suelo, el diseño de la estructura es una platea de cimentación deberá cumplir el doble peso del ubicado en un terreno inestable.

Para el mejoramiento de la estabilidad de la estructuras interacción suelo estructura de cimentación en la área de la molienda se mejorara con material de préstamo, para lograr menores esfuerzos internos.

Interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura.

Según la norma (E.050) (El diseño de cimentación se debería desde punto de vista estructural de estudio de Topografía y Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) deberá comprender dos aspectos importantes, capacidad de carga de sub suelo y asentamiento, el objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

El diseño de la estructura como platea de cimentación tienen por objeto mostrar de forma cualitativa como puede comportarse una estructura con una carga de alto tonelaje considerable cuyo sistema estructural son de 5 pedestales sobre una base, de

platea de cimentación, teniendo en cuenta la interacción entre el suelo, el tipo de cimentación y la estructura.

## **PROBLEMA.**

La empresa DHP METALS SAC, determino que planta procesadora de minerales polimetálico se instalara en el paraje de pucapampa en el Dist. Matacoto - Prov. Yungay. Reg. Ancash.

Para la instalación de dicha planta se requiere diseñar una platea de cimentación para molino de bolas de 8" x 8", que soporta en constante vibrado.

El diseño de estructura de la platea de cimentación está en función fundamental del tipo suelo, en el presente caso el suelo de la platea de cimentación presenta diferentes tipos de estratos es decir el suelo no es homogénea.

¿El suelo estratigráfico aluviónico es adecuado para el diseño de la platea de cimentación de una planta de molino de bolas de 8" x 8"?

## **Objetivos**

### **Objetivo General**

Determinar el diseño estático y dinámico de base para un molino de bolas de 8" x 8" en un terreno grava-limosa y grava arcillosa para una planta procesadora de minerales

### **Objetivos específicos.**

Evaluar el tipo de suelo in-situ y material de préstamo según norma del reglamento nacional de edificación E-050.

Determinar las propiedades del suelo, análisis granulométrico, contenido de humedad, limite líquido, limite plástico, ensayo de corte directo y capacidad portante del suelo.



Determinar la estabilidad de la estructura por módulo de corte, verificación por volteo, diseño por flexión, diseño por corte, diseño flexocompresión.

### **Justificación.**

El diseño de estructura para base de molino de bolas 8" x 8" es un tipo de platea de cimentación empotrada en una profundidad de 2.0 m de cimentación.

Según el estudio de mecánica de suelo se requiere mejorar con material del préstamo el material in.situ, el fondo cimentación para este tipo de estructura.

El diseño de la estructura de platea de cimentación para la base de molino de bolas 8" x 8", es de concreto armado  $F'c=280 \text{ kg/cm}^2$  y  $Fy=4200 \text{ kg/cm}^2$ , está en función del molino.

### **Marco teórico**

Este método del diseño de estructura para base de molino de bolas de 8" x 8" se aplicaran de las fórmulas de terzagui para zapatas cuadras como son los ensayos in – situ, con método de cono de arena.

El meto para diseñar cimentaciones superficiales se basan en la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo, esto se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que este genere, para obtener este valor, se determina primero la denominada capacidad de carga ultima, la cual es la carga por unidad de ocasionaría falla por cortante en el suelo, después determinar la capacidad de la carga ultima se puede calcular la capacidad de carga admisible, al dividir entre un factor de seguridad, la carga admisibles del suelo también se conoce como capacidad portante del suelo.

### **Antecedentes**

No hay información específico de una investigación de una tesis para el diseño de estructura de base de molino de bolas 8" x 8" como platea de cimentación de este tipo estructura, este diseño nos sirve como modelo de un diseño estructural para un proyecto, para la construcción de una planta procesadora de minerales.

### **Bases teóricas.**

Antonio (2006) En términos generales, se dice que si el módulo de reacción crece, en esa medida la deflexión causada por el efecto cortante empieza a ser cada vez más significativa. Por tal motivo, el efecto de la fuerza cortante debe ser tomado en cuenta principalmente en el análisis de suelos semiblandos. Si la longitud de la viga decrece en relación con su altura, entonces las deformaciones debidas a la fuerza cortante comienzan a cobrar más importancia. Por el contrario, cuando la carga axial es compresiva, la deflexión provocada por esta acción externa toma cada vez más relevancia con respecto a la deformación total de la trabe, mientras más grande sea la resistencia del suelo. Por el contrario, la presencia de carga axial en tensión tiende a aminorar el gradiente de deformación del conjunto barra suelo.

Carlos (2010) La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs o el Sap 2000 para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.

CHRISTIAN Y JOSÉ (2014).- Se comprobó que en los análisis que consideren la Interacción Suelo-Estructura, los desplazamientos de los entrepisos y las fuerzas internas están en función de los coeficientes de rigidez y estos están a su vez en función a las características del edificio, suelo de fundación y de las características geométricas de las zapatas Se corroboró que en los modelos con Interacción Suelo-Estructura se obtiene un aumento de los desplazamientos en ambos sentidos, X y Y.

Daniel (2009) Fue fundamental este tema, para poder visualizar las necesidades de obra y el seguimiento del Cliente como también de la Supervisión; y el poder planificar con la determinación de los hitos del contrato, para tener un buen arranque de obra en forma oportuno y en los plazos previstos.

Durante el análisis del cronograma general, se identificaron las actividades críticas, que eran aquellas que por su naturaleza, su interrelación con otras actividades y su ubicación en la secuencia de actividades dentro del cronograma, determinaron la duración real del Proyecto. Es decir, se obtuvo la Ruta Crítica del Proyecto conformado por aquellas actividades que no tienen holgura. La ruta crítica fue cambiando de acuerdo, a la ejecución real de las actividades que la conformaron.

NORMAN (2013) El diseño de la cimentación se realizó, teniendo en cuenta la Norma ACI 351.3R-4 (American Concrete Institute), que relaciona el peso de la chancadora y el bloque, analizando su funcionamiento con aisladores de vibraciones. En un primer momento se diseñó y construyó una base de cimentación estructural, en la cual por observación del Asesor, no se podía obtener resultados para el chancado de la piedra, por la disipación de energía que se produciría (en la estructura y el tipo de amortiguador). Siendo un punto de análisis a tener en cuenta en el desarrollo de la tesis, conjuntamente con mi Asesor se vio conveniente diseñar un bloque de inercia para el control de vibraciones de la chancadora.

### **Clasificación de las cimentaciones superficiales**

**Cimientos Aislados.** Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas, en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo. Las zapatas de Hormigón Armado deben de tener un espesor tal que asegure una rigidez mínima a la flexión.

**Cimientos Corridos.** Se las utilizan para cimentar muros o elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería.

**Cimientos Combinados.** Se los suele emplear para integrar el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable o eficiente. Se utiliza mediante una viga rígida.

**Vigas de Cimentación:** Se las emplea en suelos poco resistentes, para integrar linealmente la cimentación de varias columnas. Cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones, se forma una malla de cimentación, su función es minimizar los asentamientos diferenciales y distribuir mejor la carga.

**Losas de Cimentación:** Son empleadas en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando al diseñar la cimentación mediante cimientos aislados, la superficie de cimentación supera el 50% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación

**Cimentaciones Simétricas.** Son aquellas donde el centro de gravedad de la columna o pedestal está situado en la vertical que pasa por el centro de gravedad de la base del cimiento.

**Cimentaciones Asimétricas.** Los cimientos asimétricos son aquellos que no cumplen con la condición anterior; es decir, el centro de gravedad de la columna o pedestal no está ubicado en la vertical que pasa por el centro de gravedad de la base

**Cimientos Cargados Axialmente.** - Son aquellos donde las resultantes de todas las cargas verticales se encuentran aplicadas en su centro de gravedad; en este caso, sobre la cimentación solo actúan cargas verticales.

**Cimientos Cargados Excéntricamente.** - Serán aquellos donde las resultantes de todas las fuerzas verticales no están aplicadas en el centro de gravedad de la base y se consideran cimientos excéntricos a aquellos que están sometidos a fuerzas horizontales y/o momentos.

## **Diseño del proyecto**

El diseño para éste proyecto está hecho en base al actual “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE) el cual a su vez se divide en los siguientes capítulos de acuerdo a la etapa de diseño.

Norma E.020 Cargas, Norma E.030 Diseño Sismoresistente, Norma E.050 Diseño de Suelos y Cimentaciones y Norma E.060 Diseño en Concreto Armado

se analiza el diseño estructural de platea de cimentación en función de las características físicas del suelo para base de molino de bolas que mejor se adapten en función del molino de bolas.

## **Estudio Topográfico.**

Estudio Mecánica de Suelos

Determinar el Diseño por Desplazamiento.

Determinar el Diseño por Volteo.

Determinar el Diseño por Corte.

Determinar el Diseño por Asentamiento.

## **Estudio topográfico.**

Además de ser vital para la elaboración del plano del terreno, el levantamiento topográfico es una herramienta muy importante durante el estudio para cualquier tipo de estructura, porque con ellos se van poniendo las marcas en el terreno que sirven como guía para el proyecto.

## **Estudio de suelos.**

Este reglamento nacional de edificaciones (E-0.050) que establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los se

ejecutarán EMS con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

Existen diversas normas, hay que tener en cuenta la dependencia a la entidad y el método que utiliza el diseñador. Norma ASTM (American Society for Testing and Materials) Norma AASHTO (American Association Of State Highway And Transportation Officials) Norma SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos) Norma E.050 suelos y cimentaciones del RNE Normas del ministerio de transportes y comunicaciones (MTC) [DG: diseño geométrico, EG: especificaciones generales, EM: ensayos de materiales...] Norma NTP Norma Técnica Peruana Otros. También nos permite conocer el tipo de cimentación más adecuado para el tipo de obra a construir, así como los establecimientos de la estructura en relación al peso que va a soportar. Es de suma importancia realizar este estudio para evitar problemas en el proceso de construcción o incluso al terminar la obra.

El objetivo, estudiar las propiedades mecánica, física y químicas del suelo, clasificar los tipos de materiales y establecer nivel freático

### **Etapas de estudios de suelos.**

**Reconocimiento:** su fin es de determinar la geología de la zona y elaborar la hipótesis del suelo, para lo cual se realiza la revisión geográfica a y topográfica de la zona.

**Investigación preliminar:** se ejecuta un número limitado de sondeos y ensayos para verificar la hipótesis del subsuelo.

**Investigación definitiva:** permite determinar los valores finales para el diseño de la estructura.

**Existen 3 teorías:** de cómo se formó el suelo.

**La teoría física,** la cual sostiene que se formó por cambios producidos en los ambientes, temperaturas, lluvias, vientos.

**La teoría biológica**, la cual indica que se creó por la acción de micro organismos y materia orgánica en descomposición.

**La teoría química**, que sostiene que se formó por las reacciones en el ambiente que produce la oxidación del terreno. Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar. Esta investigación que hace parte de la ingeniería civil es clave en la realización de una obra para determinar si el terreno es apto para llevar a cabo la construcción de un inmueble u otro tipo de intervención.

### **Licuación de suelos.**

La licuefacción de los suelos es un proceso observado en situaciones en que la presión de poros es tan elevada que el agregado de partículas pierde toda la resistencia al corte y el terreno su capacidad soportante. Se producen en suelos granulares: Arenas limosas saturadas

La licuefacción de suelo describe el comportamiento de suelos que, estando sujetos a la acción de una fuerza externa (Carga), en ciertas circunstancias pasan de un estado sólido a un estado líquido, o adquieren la consistencia de un líquido pesado. Es un tipo de corrimiento, provocado por la inestabilidad de un talud. Es uno de los fenómenos más dramáticos y destructivos y, además, más polémicos y peor explicados que pueden ser inducidos en depósitos por acciones sísmicas

### **Ensayos de Laboratorio.**

Se realizarán de acuerdo con las normas que se indican en la Tabla N° 2.2.5 RNE. (E.050) con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

## Exploración de Campo

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas Perfil del Suelo de los diferentes estratos que constituyen el terreno las calicatas, consiste en realizar una excavación de A= 1.10 m x L=1.0 H= 2. 0 m h= puede variar dependiendo del tipo de estructura.

## Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio

Según la aplicación de las Normas de la Tabla N° 2.2.5. De (RNE E.050)

Tabla n° 01 Identificación de nomenclatura

| símbolo | Definición     | símbolo | Definición       |
|---------|----------------|---------|------------------|
| G       | Grava          | Pt      | Turba            |
| S       | Arena          | W       | Bien Gradado     |
| C       | Arcilla        | P       | Mal Gradado      |
| M       | Limo           | H       | Alta Plasticidad |
| O       | Suelo Orgánico | L       | Baja Plasticidad |

Fuete. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – (SUCS)

Tabla n° 02 de clasificación.

| Divisiones Mayores 1  |  | Símbolo del grupo                                   | Nombre del grupo                                   |
|---|--|---|--|
| <b>Suelos granulares gruesos</b><br>más del 50% retenido en el tamiz n°200 (0.075 mm) | <b>Grava</b><br>> 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz n°4 (4.75 mm) | grava limpia menos del 5% pasa el tamiz n°200       | <b>GW</b> grava bien graduada, grava fina a gruesa |
|   |  | grava con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° | <b>GP</b> grava pobremente graduada                |
|   |  |   | <b>GM</b> grava limosa                             |
|   |  |   | <b>GC</b> grava arcillosa                          |



|                                   |  |   |           |   |
|-----------------------------------|--|---|-----------|---|
|                                   | <b>Arena</b>                                   |   | <b>SW</b> | Arena bien graduada, arena fina a gruesa. |
|                                   | 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz n°4   | <b>Arena limpia</b>                                     | <b>SP</b> | Arena pobremente graduada                 |
|                                   |  | Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200 | <b>SM</b> | Arena limosa                              |
|                                   |  |   | <b>SC</b> | Arena arcillosa                           |
|                                   |  |   | <b>ML</b> | limo                                      |
| <b>Suelos de grano fino</b>       | <b>Limos y arcillas límite líquido &lt; 50</b> | <b>inorgánico</b>                                       | <b>CL</b> | arcilla                                   |
| más del 50% pasa el tamiz No.200  |  | <b>orgánico</b>   | <b>OL</b> | Limo orgánico, arcilla orgánica           |
|                                   | <b>Limos y arcillas límite líquido 50</b>      | Inorgánico  | <b>MH</b> | limo de alta plasticidad, limo elástico   |
|                                   |  | Orgánico  | <b>CH</b> | Arcilla de alta plasticidad               |
|                                   |  |   | <b>OH</b> | Arcilla orgánica, Limo orgánico           |
| <b>Suelos altamente orgánicos</b> |  |   | <b>Pt</b> | Turba                                     |

Fuete. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – (SUCS)

### Ensayo de densidad de campo.

Por método de cono de arena in-situ permite obtener la densidad de terreno natural al cual sea aplicado el mismo, y así verificar los resultados obtenidos en trabajos de compactación de suelos, y compararlos con las especificaciones técnicas en cuanto a la humedad, la densidad y el grado de compactación en el proceso constructivo.



Imagen n°01 Vista de Calicata (Ensayos densidad de campo)

Fuente: Elaboración Propia

Tabla n° 03 Ensayos (EMS).

| Ensayos de laboratorio                               |                            |
|--|----------------------------|
| Ensayo   | Norma Aplicable            |
| Contenido de Humedad                                 | NTP 339.127 (ASTM D2216)   |
| Análisis Granulométrico                              | NTP 339.128 (ASTM D422)    |
| Límite Líquido, Límite Plástico y índice de plástico | NTP 339.129 (ASTM D4318)   |
| Peso Específico Relativo de Sólidos                  | NTP 339.131 (ASTM D854)    |
| Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)             | NTP 339.134 (ASTM D2487)   |
| Densidad Relativa                                    | NTP 339.137 (ASTM D4253)   |
| Peso volumétrico de suelo cohesivo                   | NTP 339.138 (ASTM D4254)   |
| Peso volumétrico de suelo cohesivo                   | NTP 339.139 (BS 1377)      |
| Ensayo de Compactación Proctor Modificado            | NTP 339.141 (ASTM D1557)   |
| Ensayos de corte Directo                             | NTP 339.171 -(ASTM D3080). |

Fuente: Elaboración (RNE – E.050)

### Contenido de Humedad.

Este método de ensayo cubre la determinación en el laboratorio del contenido de agua (humedad) por masa en suelos, rocas, y materiales similares, donde la reducción en masa por secado, se debe a la pérdida de agua

El hallar el contenido de humedad es importante para poder determinar de qué manera la humedad del suelo puede dañar la cimentación, ya que un suelo muy

húmedo puede contener sales y sulfatos que dañen las cimentaciones, además un suelo húmedo contiene vacíos llenos de agua, y al recibir la carga de la estructura.

Es suelo tiende a asentarse, y conforme más humedad tenga el suelo, tiende asentarse más y a eliminar el agua de sus vacíos hacia lugares con menor carga estructural. El contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentaje, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

$$\omega = \frac{W_w}{W'_s} \times 100.$$



Imagen n°02 pesado de material para (ensayos humedad).

Análisis Granulométrico.

Es Conocer conocimientos del método de análisis granulométrico mecánico para poder determinar de manera adecuada la distribución de las partículas de un suelo. Dibujar e interpretar la curva granulométrica, Aplicar el método de análisis granulométrico mecánico para una muestra de suelo, Conocer el uso correcto de los instrumentos del laboratorio obtener el módulo de fineza del agregado fino (puzolana), Clasificar por tamaños nuestro agregado fino desde la malla #4 hasta la malla #100, Que el ensayo granulométrico tenga un error menor o igual al 0.3%, Hacer la corrección granulométrica si en caso sea necesario.

## Cálculos

Se aplican las fórmulas:

$$\% \text{Retenido} = \frac{A}{W} \times 100; \% \text{pasa} = \frac{W - (A + B)}{W} \times 100$$

Siendo:

A = Peso retenido en el tamiz indicado

B = Peso retenido en los tamices superiores del indicado

W = Peso de la muestra.

Para calcular el Tamaño Medio de Grano (TMG), expresado en micras, se calcula según la fórmula:

$$TMG = \frac{AXR_a + BXR_b + \dots + NXR_n}{R_a + R_b + \dots + R_n}$$

Dónde:

A, B, ..., N, son los valores medios obtenidos entre el valor de la luz de malla nominal de cada tamiz y el inmediato superior utilizado en la granulometría (expresados en micras), dándose el valor cero al colector, y el del tamaño de la partícula máxima al del primer tamiz utilizado.

Ra, Rb, ..., Rn, son los porcentajes retenidos en cada tamiz.



Imagen n° 03 Pesado de Materiales para ensayos de (Granulometría).

Fuente: Elaboración Propia

### **Límite Líquido, Límite Plástico e índice de plástico**

Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de espesor con el suelo. ... Límite líquido: cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido. Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de Casagrande.

La humedad porcentual de cada punto se calcula con la fórmula:

$$H = \frac{P1 - P2}{P2 - Pf}$$

$$LL = \frac{H}{1.419 - 0.3 \times \log N}$$

El límite plástico (LP) es la humedad a partir de la cual un suelo deja de tener un comportamiento frágil para pasar a tenerlo plástico, es decir, la humedad límite entre el estado sólido y el plástico

$$LP = \frac{P1 - P2}{P2 - Pf}$$

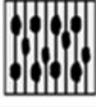

$$LP = \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100 \frac{Pw}{Ps} \times 100$$

El índice de plasticidad de un suelo es la diferencia numérica entre los valores del límite líquido y el límite plástico del mismo. Es decir:  $I_p = LL - LP$

### **Resultados de los ensayos de laboratorio.**

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos según SUCS en el Laboratorio según la aplicación de las Normas.

Tabla n° 04 Clasificación de Suelo del Estudio Suelo

| Símbolo | Descripción                                     | Representación Gráfica   |
|---------|---|--|
| GM      | Gravas limosas, mezcla grava-arena-limo.        |   |
| GC      | Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla. |  |

Fuente: Elaboración Propio

### Ensayos de corte Directo.

El aparato empleado en esta prueba es el ideado por Casagrande y prueba, la muestra inalterada se coloca en su interior y se somete a un esfuerzo tangencial  $\tau$  y a una carga  $\sigma$ . Haciendo variar las cargas  $\sigma$ . Se van observando las correspondientes esfuerzos de ruptura  $\tau$  y con esos valores se traza la envolvente de los círculos de mohr que dará a conocer el valor de  $c$  ordenada en el origen y el ángulo  $\varphi$  de inclinación de la línea.

Es necesario aclarar aquí en el campo de la aplicación legítima de los ensayos de corte estos se encuentran actualmente limitados a los suelos limosos con características intermedias entre la arena y la arcilla.

En arena los ensayos de corte directo muy raramente se justifican, ya que el límite inferior del ángulo de fricción interna es igual al ángulo de reposo de la misma que puede ser obtenido sin ensayos, y la influencia que la compacidad relativa ejerce sobre el valor de  $\varphi$  puede estimar

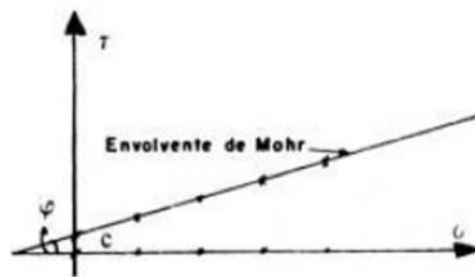
El valor  $\varphi$  para una arena dada en estado muy compactado y bajo presiones normales de 2 kg/cm<sup>2</sup> es de 5 a 10 grados mayor que su ángulo de reposo, según terzaghi. También terzaghi indica el ángulo de fricción interna una arena completamente sumergida es de 1 a 2 grados menor que el valor de  $\varphi$  para la misma arena a igual

compacidad relativa, pero en un estado completamente seco la relación entre ángulo de fricción interna de un suelo granular y la compacidad relativa del mismo es expresada por Meyerhof por medio de las siguientes expresiones.

Para suelos granulares con más de 5 % de arena fina y limo

$$\varphi = 25 + 0.15 Cr$$

Expresando Cr en porcentaje.



Fuente. Crespo v. mecánica de suelos

Para suelos granulares con menos de 5 % de arena fina y limo

$$\varphi = 30 + 0.15 Cr$$

### **Cálculo de la capacidad portante.**

Para los cálculos de la capacidad portante admisible del suelo de fundación, se consideraron las ecuaciones de Terzaghi modificadas por

Los parámetros utilizados en los cálculos de la cimentación de la estructura proyectada, se tomaron del ensayo de corte directo efectuado a la matriz del material granular, remoldándolos a la humedad y densidad in situ. Estos valores fueron los siguientes:

CAPACIDAD PORTANTE ( q adm ) :  $q_{adm} = q_{ult} / 3$

CAPACIDAD DE CARGA ( q ult ) :

De acuerdo a Terzaghi, 1943 podemos utilizar la siguiente expresión :

$$q_{ult} = c N_c S_c + q_0 N_q + 0.5 g B N_g S_g$$

Donde :

|            |   |                                     |
|------------|---|-------------------------------------|
| Sc, Sg     | : | Factores de forma                   |
| Nc, Nq, Ng | : | Factores de carga                   |
| q0         | : | Presión de sobrecarga ( q0 = Df g ) |
| Df         | : | Profundidad de cimentación          |
| B          | : | Ancho de cimentación                |
| g          | : | Peso unitario del suelo             |
| C          | : | Componente cohesiva del suelo       |

EJEMPLO :

DATOS :

|    |   |               |
|----|---|---------------|
| Sc | = | 1.00          |
| Sg | = | 1.00          |
| g  | = | 1.900 tn / m3 |
| Æ  | = | 26.40 °       |
| Nc | = | 22.25         |
| Nq | = | 11.85         |
| Ng | = | 12.54         |
| Df | = | 2.00          |
| C  | = | 0.81          |
| B  | = | 1.00          |

$$q_{ult} = c N_c S_c + q_0 N_q + 0.5 g B N_g S_g$$

$$q_{ult} = c N_c S_c + Df g N_q + 0.5 g B N_g S_g$$

$$q_{ult} = 7.499 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3$$

$$q_{adm} = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

## Consideraciones de diseño

Asentamiento de la platea

Cálculo de la carga neta (carga muerta, carga viva, peso unitario del suelo, nivel freático).

Importancia del asentamiento “durante la construcción” en el diseño estructural, estimación del asentamiento (relación entre expansión y asentamiento, sentamiento



causado por disturbancia, descarga y recarga, incremento neto de esfuerzo permisible en el suelo).

### **Determinar la carga admisible del suelo.**

En cimentaciones es la parte de la estructura, que permite la transmisión que actúan las cargas, y se denomina capacidad portante del terreno para soportar las cargas aplicadas, es la máxima presión de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Por lo tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en los criterios funcionales si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada presión independiente de la deformación, la capacidad portante se denominara carga de hundimiento si lo que se busca es un equilibrio en la presión aplicada al terreno, y la deformación sufrida por lo que deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de carga admisible

La expresión capacidad portante se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura, para soportar las cargas aplicadas.

### **Coefficientes para capacidad de carga.**

Las siguientes expresiones corresponden a las formulas analíticas que proporcionan los valores de los coeficientes de carga de la formula polifónica de Brinch-Hansen.

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi.$$

Para el caso particular de  $f=0$ , tenemos que los coeficientes de capacidad de carga valen respectivamente.

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_{\gamma} = 0.$$

En la SIQUIENTES tabla se recogen los valores de los coeficientes de carga para en rango de ángulos de rozamiento interno en los suelos.

Tabla n° 05 Coeficiente cargas.

| $\phi$ | Nc    | Nq    | Ny    | Nq/Nc | tan $\phi$ | $\phi$ | Nc     | Nq     | Ny     | Nq/Nc | tan $\phi$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|------------|--------|--------|--------|--------|-------|------------|
| 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  | 0.18       | 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       |        |        |        |        |       |            |

Fuete. Terzaghi

En su planteamiento, Terzaghi llega a la propuesta de una ecuación para obtener la capacidad de carga última para una zapata cuadrada propone.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$
$$q_c = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.40 \gamma B N_\gamma$$

Como se sabe los valores  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  terzaghi, establece en función  $\phi$ , para la (capacidad de carga última) del suelo, está formado por la suma de tres elementos básicos:

**Primero:** Características cohesivas o friccionantes del suelo el valor de “C”.

**Segundo:** el resultado final de la profundidad de desplante de la zapata ( $D_f$ ), así como peso volumétrico del suelo ( $\gamma$ ).

**Tercero:** que compone la ecuación se involucra la forma de la cimentación al incluir la dimensión del zapata (B).

Peso específico del suelo = ( $\gamma$ ).

Cohesión = (C)

Angulo de fricción = ( $\phi$ )

### **Factor de seguridad.**

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

### **Determinar los esfuerzos.**

Todo el cuerpo al soportar una fuerza aplicada trata de deformarse en el sentido de aplicación de la fuerza. En caso del ensayo de tracción, la fuerza se aplica en dirección del eje y se denomina axial; el elemento es resistente a las cargas aplicadas y tendrá la suficiente rigidez para que las deformaciones no sean excesivas e inadmisibles aspectos que forman parte de sus requisitos las deformaciones elásticas

junto a la ley de Hooke, determinan la forma de la distribución de esfuerzo y las cargas producidos por elemento flexionante se llama esfuerzo por flexión.

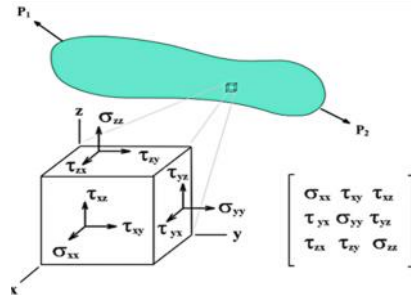


Figura. N° 04 Representación esfuerzos normales.

Fuente: Elasticidad de Materiales Sólidos

### Los esfuerzos normales máximos y mínimos.

\$S\_n\$ (max.) \$S\_n\$ (min.), son esfuerzos de tracción o compresión y pueden determinarse para el caso general de una carga bidimensional sobre una partícula por.

$$S_n(max) = \frac{S_x + S_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{S_x - S_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$S_n(min) = \frac{S_x + S_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{S_x - S_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

\$S\_x\$: esfuerzo de tracción o compresión en el punto crítico perpendicular a la sección transversal considerada. Puede tener su origen en cargas axiales o de flexión (o en combinación). Cuando es tracción va con signo (+) y cuando es compresión con signo (-). \$S\_y\$: esfuerzo crítico en el mismo punto y en una dirección perpendicular al esfuerzo \$S\_x\$. \$\tau\_{xy}^2\$ Esfuerzo cortante en el mismo punto crítico actúa en el plano normal al eje Y y en el plano normal al eje X. este esfuerzo cortante puede tener su origen en un momento de torsión; en una carga transversal (o un combinación).

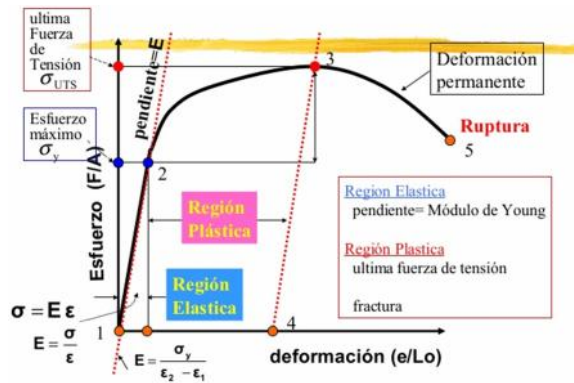


Figura. n° 05 diagrama de esfuerzos deformación.

Fuente: tes. Esfuerzo deformación

### Deformación.

Es el cambio del tamaño o forma de un cuerpo debido a los esfuerzos producidos por una o más fuerzas aplicadas (o también por la ocurrencia de la dilatación térmica).

Independientemente de la forma en que se aplica la fuerza, el comportamiento mecánico del material se describe mediante tres tipos de deformación:

Tracción, compresión y corte.

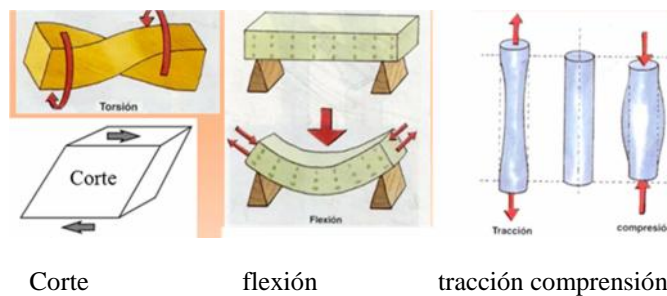


Figura. n° 06 deformación tracción compresión y corte.

Fuente: monografías.com

### Determinar los máximos desplazamientos.

Desplazamiento de diseño para la respuesta máxima determinada, y el correspondiente amortiguamiento obtenido a partir de la demanda por ductilidad, el

periodo efectivo  $T_e$  para el desplazamiento máximo de respuesta, la altura efectiva  $H_e$ , La rigidez efectiva  $K_e$  del sistema SDOF para el desplazamiento máximo puede ser hallada al invertir la ecuación normal del periodo de un oscilador SDOF.

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}$$

Donde  $m_e$  es la masa efectiva de la estructura que participa en el modo fundamental de vibración. Desde la figura (15) la fuerza lateral de diseño que es también la fuerza de diseño de cortante basal, y se obtiene como:

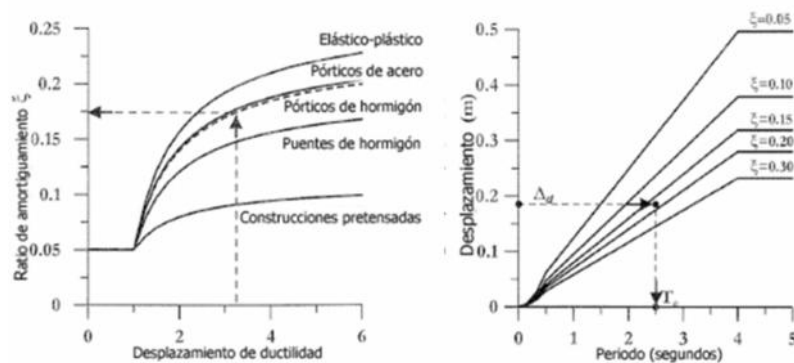


Figura n°07 la Fuerza Lateral de Diseño

Fuente: Vicente B. estructural y de la construcción

$$F = V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d$$

La determinación del desplazamiento del diseño, y el desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño, es necesario algunas consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño  $V_{Base}$  para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructuras bajo la distribución de fuerzas sísmicas.

Es posible también, combinar la relación de amortiguamiento, ductilidad para una regla histerética específica con un espectro de demanda de desplazamiento sísmico en un grupo de espectro de desplazamiento inelástico simple, donde las diferentes curvas se relacionan directamente con la demanda de ductilidad de desplazamiento, como se ilustra a continuación en la figura.

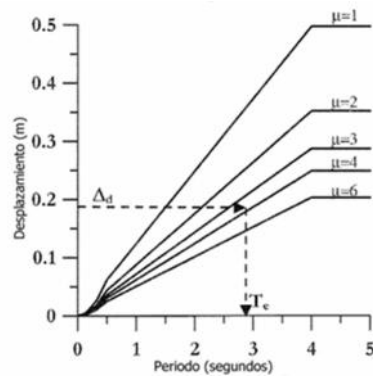


Figura n°08 la Fuerza Lateral de Diseño

Fuente: Vicente b. estructural y de la construcción

### Interacción suelo estructura

La resistencia del suelo y su rigidez varía dependiendo de los esfuerzos de confinamiento. La carga  $P_i$  genera esfuerzos de confinamiento en cada una de Las dovelas vecinas. Igualmente la carga  $P_j$  genera este mismo efecto. De esta manera se genera una matriz de rigidez cúbica  $EMA^{(1),(6)}$ , llamada matriz que representa las deformaciones en cada una de las dovelas al aplicar cargas unitarias en las superficie. Estas deformaciones pueden igualarse por medio de resortes con una rigidez equivalente.

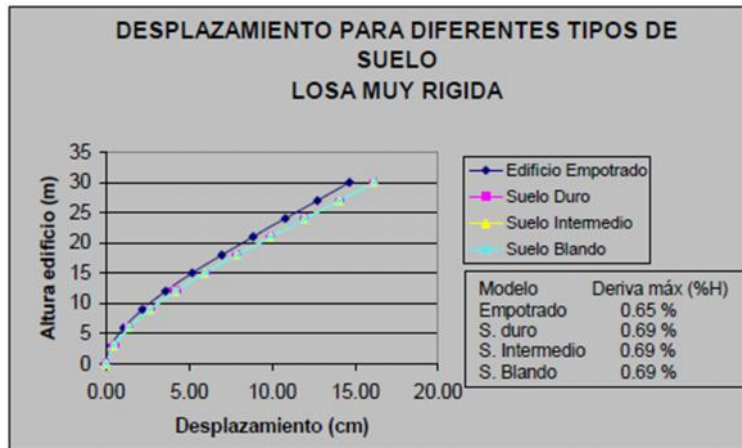
La superestructura se modela de la misma manera que en SAP2000 v20. La losa de cimentación se modela con elementos tipo SHELL utilizando una discretización aceptable. Se define el número de estratos, el espesor y módulo de compresibilidad volumétrico. El programa se encarga de dividir estos estratos en subestratos de similar dimensión.

Inicialmente hace un análisis de la estructura con unos resortes supuestos a la cimentación

Algunos resultados de importancia Después de hacer el análisis de casos combinando los diferentes tipos de suelo con las distintas rigideces de losa y comparándola con el

caso empotrado, se encontraron algunos resultados de importancia desde el punto de vista de la deriva el desplazamiento horizontal total momentos en la base.

Tabla n° 06 Cuadro de Desplazamiento para losa de espesor e=1.00 (muy rígida)



Fuente: Janeth R. & Luis G. & Juan D.

### Modelo dinámico d.d. barkan – o.a. savinov.

Es un modelo teórico-experimental, que está basado en la forma con la que interactúa la cimentación con la base de fundación en forma de un proceso establecido de vibraciones forzadas.

El científico D.D. Barkan propuso unos coeficientes de rigidez que estén en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico que actúan sobre una inercia y Área. En este modelo se restringe el giro alrededor del eje Z, por lo tanto, solamente se Calculan cinco de los seis grados de libertad, según las expresiones 2.1.a, 2.1.b y 2.1.c:

$$K_z = C_z A \quad (2.1. a)$$

$$K_x = C_x A \quad (2.1. b)$$

$$K_\theta = C_\theta l \quad (2.1. c)$$

Dónde:  $C_z, C_x$  : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme



$C_x$  : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme

$A$  : Área de la base de la cimentación

$I$  : Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal,

Perpendicular al plano de vibración, los coeficientes  $C_x$ ,  $C_z$  y  $C_\phi$ , no dependen únicamente de las características elásticas del suelo sino también de otros factores, es por esto que es necesario analizarlos de tal forma que se puedan encontrar las expresiones adecuadas para su cálculo.

Dos modelos fueron analizados: modelo de semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo M.M. Filonenko - Borodich, obteniéndose las fórmulas 2.2.a, 2.2.b y 2.2.c para los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico:

$$C_z = X_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (2.2.a)$$

$$C_x = X_x \cdot \frac{E}{(1+X_x\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (2.2.b)$$

$$C_\phi = X_\phi \cdot \frac{E}{(1+X_\phi\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (2.2.c)$$

Donde:

$X_z$ ,  $X_x$  y  $X_\phi$  : Coeficientes que dependen de la relación de las dimensiones de la base de fundación.

$\mu$  : Coeficiente de Poisson

Sin embargo, diversos investigadores han demostrado que estas expresiones, aunque son cercanas a la realidad, nos llevan a ciertos errores; tales como, la falta de consideración de las propiedades inerciales del suelo, y la falta de relación de los coeficientes  $C_x$ ,  $C_z$  y  $C_\phi$  con las dimensiones de las bases de la cimentación.

Se hicieron correcciones al modelo en base a investigaciones del científico O.A. Shejter para el problema de vibraciones forzadas de un cuño circular muy pesado, apoyado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado. Posteriormente, mediante

investigaciones teórico-experimentales, se logró encontrar una dependencia entre los coeficientes  $C_x$ ,  $C_z$  y  $C_\emptyset$  con la presión estática que es transmitida al suelo, obteniéndose las siguientes expresiones finales:

$$C_z = C_o \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (2.3.a)$$

$$C_x = D_o \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (2.3.b)$$

$$C_\emptyset = C_o \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \quad (2.3.c)$$

Donde:

$C_o$  y  $D_o$  : Coeficientes experimentales para  $\rho = \rho_o$

a y b : Dimensiones de la cimentación en el plano

$\rho_o$  : Coeficiente empírico, asumido como  $1m^{-1}$

Se ha encontrado que la siguiente dependencia (2.4) puede ser usada para calcular el Valor de  $D_o$ :

$$D_o = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} \cdot C_o \quad (2.4)$$

Sin embargo, para cálculos prácticos se recomienda usar las siguientes expresiones:

$$C_o \approx 1.7 \cdot \frac{1-\mu}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \left( \frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2.5.a)$$

$$D_o = 1.7 \cdot \frac{E_o}{(1+\mu)(1-0.5\mu)} \cdot 10^{-3} \left( \frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2.5.b)$$

Dónde:

$E_o$ : Módulo de elasticidad, experimentalmente calculado para una presión estática Del suelo de 0.1 – 0.2 kg/cm<sup>2</sup>.

$\mu$  : Coeficiente de Poisson

Por otro lado, el  $C_o$  puede ser obtenido, dependiendo del tipo de suelo de fundación, a través de la tabla 2.1, cuando  $\rho_o = \text{kg/cm}^2$

### Determinar el diseño por desplazamiento.

Es típico en el proyecto sísmico de estructuras se ha basado en la obtención de las fuerzas sísmicas equivalentes y proporcionar la resistencia suficiente para poderlas sostener.

Esta estrategia no es la que mejor representa el comportamiento sísmico de las estructuras. Este proceso de disipación reduce el nivel de las fuerzas que deben ser resistidas; en la práctica, por otro lado, no permite dimensionar estructuras ante eventos sísmicos más frecuentes para los que no solo se requiere que la estructura no colapse, sino que además se requiere que el daño sufrido sea controlado y/o que pueda mantenerse en servicio después del evento.

**Diseño por desplazamiento** En la zona del espectro sensible a los desplazamientos, o sea la zona de períodos largos, los desplazamientos totales que se obtienen en la respuesta inelástica, son aproximadamente iguales a los que tendría un sistema elástico con la misma rigidez y sometido al mismo acelerograma. Esta característica se denomina como el principio de las deformaciones iguales.

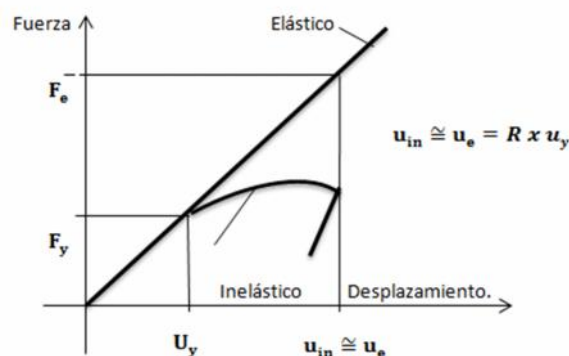


Figura n°08 características de formación iguales

Fuente: Diseño Sismo Resistente

Diseño por desplazamiento Este aspecto tiene implicaciones muy importantes en diseño sísmico, dado que una de las verificaciones que deben realizarse consiste en comprobar que las deformaciones de la estructura no sean excesivas, y dado que la estructura en general se sale del intervalo elástico de respuesta ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos de diseño, estas deformaciones se deben estimar en el intervalo inelástico de la manera más precisa.

En los trabajos de Shimazaki y Sozen, se encontró que cuando el período de la estructura era mayor que un valor característico  $T_C$  del acelerograma, la energía que entraba al sistema era constante o disminuía, independientemente de la resistencia del sistema,  $F_y$ . Además se encontró, que cuando el período del sistema era mayor que el período característico,  $T > T_C$ , independientemente de la resistencia del sistema  $F_y$ ; el desplazamiento máximo inelástico  $u_n$ , tendería a ser igual al del espectro elástico de desplazamientos, confirmando el principio de desplazamientos iguales.

Período característico de temblor,  $T_g$  El período característico del temblor se define como el menor período al cual el espectro de energía, para  $\beta = 10\%$ , deja de aumentar. Este período coincide con el punto donde las aceleraciones aproximadamente constantes del espectro de aceleraciones termina, Si el sistema tiene un período de vibración  $T < T_C$ , un aumento en el período del sistema causado por la degradación de rigidez, conduce a un aumento de la energía que entra al sistema y entonces se presenta una deformación inelástica máxima mayor que la máxima elástica.

Es importante encontrado en estos estudios consistió en identificar que bajo ciertas condiciones del período de la estructura y su resistencia en la base, para períodos iniciales del sistema  $T < T_C$ , también las deformaciones inelásticas se mantenían iguales o menores que las elásticas. La condición anterior fue formulada por Shimazaki y Sozen de la siguiente manera para sistemas estructurales cuya respuesta.

Si  $R_D = 1.0$

Es valida  $RR + RT = 1.0$

Donde.  $DR = \frac{U_{in}}{U_e}$  (Relación de desplazamiento).

$RR = \frac{F_y}{F_e}$  (Relación de resistencia).

$RT = \frac{T_{ef}}{T_c}$  (Relación de periodos).

Ahora bien, el periodo efectivo,  $T_{ef}$ , es el periodo resultante después de la degradación de la rigidez, que para el final del intervalo inelástico podría alcanzar el 50 % de la original. De tal manera, el periodo efectivo puede estimarse así:

$$T_{ef} = \frac{2\pi}{\omega_{ef}} = \frac{2\pi}{\sqrt{0.5 \frac{k}{m}}}$$

$$T_{ef} = \frac{1}{0.5} \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}}} = \frac{1}{0.5} T$$

$$T_{ef} = \frac{1}{0.5} T = \frac{1}{\sqrt{0.5}} T = T \sqrt{2}$$

Entonces, si la siguiente relación se cumple, los desplazamientos inelásticos son iguales, o menores, que los elásticos.

$$\frac{T \cdot \sqrt{2}}{T_c} + \frac{V_y}{V_c} \geq 1.0$$

$T$  = período original de la estructura.

$T_c$  = período característico del sismo.

$V_y$  = corte basal resistente de la estructura

$V_e$  = corte basal solicitado elásticamente

Definir el sismo de diseño en términos de una aceleración máxima del terreno,  $A_{te}$ , y un período característico,  $T_c$ .

Definir la deriva aceptable para la edificación, en función de su contenido y uso, poniendo especial atención a las derivas admisibles para los elementos no estructurales.

Dimensionar la estructura para las cargas verticales que la afectan, utilizando secciones para los elementos estructurales dentro de los límites tradicionales en el lugar.

Calcular dinámicamente el período fundamental,  $T$ , de la edificación, empleando inercias no fisuradas, y luego convertirlo en período efectivo  $T_{ef}$ , por medio de

$$T_{ef} = T \sqrt{2}$$

Calcular la deriva promedio de edificio  $m$ , que puede estimarse como el desplazamiento total medido en la cubierta, dividido por la altura de la cubierta con respecto al nivel del suelo.

$$m = \frac{\Delta_{cub}}{h_{cub}}$$

Ahora bien, la respuesta de la estructura, a la altura de la cubierta, puede estimarse con base en la respuesta de un SUGDL equivalente. Así, la respuesta espectral de un SUGDL será

$$S_{UGDL} = \frac{A_{SUGDL}}{\omega^2}$$

A su vez.

$$A_{SUGDL} = F_a \cdot A_a \cdot g$$

$$S_{UGDL} = \frac{F_a \cdot A_a \cdot g}{\omega^2} = \frac{F_a \cdot A_a \cdot g}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} = \frac{F_a \cdot A_a \cdot g \cdot T^2}{4\pi^2}$$

La respuesta de la estructura será proporcional a la del SUGDL.

$$\Delta_{cub} = \gamma \Delta_{SUGDL}$$

Pero la respuesta buscada es la de la rigidez degradada:

$$\Delta_{cub} = \gamma \frac{F_a \cdot A_a \cdot g \cdot T_{et}^2}{4\pi^2} = \gamma \frac{F_a \cdot A_a \cdot g \cdot T^2 \cdot \sqrt{2}}{4\pi^2}$$

$$h_{cub} = \gamma \frac{F_a \cdot A_a \cdot g \cdot T}{2 \cdot 2\pi^2}$$

Y la deriva promedio

Será:

$$h_{cub} = \gamma \frac{F_a \cdot A_a \cdot g \cdot T}{2 \cdot 2\pi^2} \cdot \frac{1}{h_{cub}}$$

En general, la deriva máxima puede estimarse como

$$h_{max} = 1.5L_m$$

Verificar si  $h_{max}$  cumple la deriva aceptable propuesta en el paso 2

Calcular las áreas de refuerzo de los elementos con base en las cargas verticales y las fuerzas de viento, de acuerdo con el Código aplicable, y cumpliendo sus mínimos.

Calcular el corte basal resistente de la estructura utilizando análisis límite y verificando que cumple la expresión:

$$C_y = \left(1 - \frac{T_{ef}}{T_c}\right) \geq \frac{\alpha}{6}$$

Despiezar la estructura de tal manera que se eviten fallas frágiles a los niveles de deriva prescritos (cortante, adherencia, aplastamiento por falta de confinamiento, etc.). La estructura disipa energía en flexión, por lo tanto la resistencia a cortante debe ser mayor que el cortante que se desarrolla al presentarse las articulaciones plásticas en los extremos de los elementos.

El procedimiento de diseño consiste en validar los desplazamientos que se obtienen, sin que lo primordial sea la resistencia de la estructura.

En un extremo el procedimiento indica, que una estructura adecuadamente detallada por efectos de confinamiento y de resistencia al corte por plastificación, puede diseñarse solo para carga vertical, siempre y cuando sus desplazamientos estén

dentro de niveles tolerables de deformación y se cumpla un corte basal resistente mínimo.

### Determinar el diseño por vuelco.

La primera comprobación que debe efectuarse en zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales es la seguridad al vuelco. El problema se reduce a comprobar que el llamado momento de vuelco afectado por un coeficiente de seguridad (por norma 1.5) es inferior al momento estabilizador, para ello se toma momentos respecto al eje O.  $(N + P)x \frac{b}{2} \geq (M + Vh)Y_s$

Siendo:

N, M, V = Esfuerzos en base de pilar.

P = Peso propio de la zapata.

b = ancho de la zapata.

h = altura o canto de la zapata

Ys = coeficiente de seguridad de valor 1.5

En esta ecuación no está incluido el peso del suelo que gravita sobre la zapata, cuyo efecto es estabilizador.

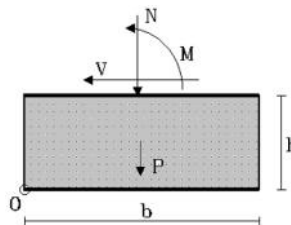


Figura n°09 Efectos de la Estabilidad.

Fuente: cimentaciones Juan p.

### Seguridad al vuelco y al deslizamiento

Necesaria en todo tipo de zapatas, en especial si hay fuertes cargas horizontales.

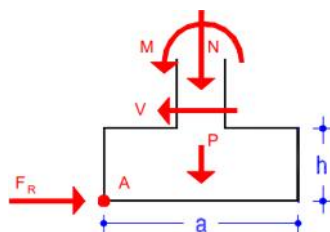




Figura n°10 zapatas Especiales

Fuente: cimentaciones - Juan P.

Seguridad al vuelco.

$$Y_f = \frac{\text{mom. estabilizadores}}{\Sigma \text{mom. vuelco}} > 1.5$$
$$Y_f = \frac{(N + P) \cdot \frac{a}{2}}{M + V \cdot h} > 1.5$$

Seguridad a deslizamiento

$$Y_f = \frac{\text{fuerza de rozamiento}}{\text{fuerza horizontal}} > 1.5$$
$$F_R = (N + P) \cdot \text{tg} \left( \frac{2}{3} \varphi \right) \quad \text{Arenas}$$
$$F_R = a \cdot b \cdot \frac{c}{2} \quad \text{arcilla}$$

### Determinar el diseño por corte.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión (Nilson, 1999):

$$V_u \leq V_n$$

Donde la resistencia al corte  $V_n$  está determinada por la resistencia del concreto  $V_c$  más la resistencia del refuerzo  $V_s$ , como indica la fórmula

$$V_n = V_c + V_s$$

El diseño por corte en concreto armado es un diseño semi empírico, basado en el ajuste de resultados de laboratorio. El concreto no falla por corte directo, sino por tracción diagonal, la cual depende de la resistencia a tracción del concreto, La resistencia al corte  $V_c$  se determina con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times w \times d$$

El aporte del Acero  $V_s$  se determina con la siguiente fórmula

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

Donde  $A_v$  es el área del refuerzo por cortante dentro de una distancia  $s$  es proporcionada por la suma de las áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. La resistencia al Cortante  $V_s$  no deberá considerarse mayor que:

$$2.1 \overline{F'_{cb} w x d}$$

### **Límites del Espaciamiento del Refuerzo por Corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá ser mayor a  $0.5d$  ni de 60 cm.

Cuando  $V_s$  exceda de  $1.1 \overline{F'_{cb} w x d}$ , el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad. Entre las funciones básicas del acero transversal por corte de una viga flexada se pueden enumerar (Nilson, 1999; Habibullah, 2003):

Restringe el crecimiento de las grietas inclinadas, logrando mayor profundidad de la zona comprimida.

Mejora la capacidad de adherencia del acero longitudinal evitando la falla por desgarramiento.

Aumenta la ductilidad del conjunto y si los estribos son cerrados, confinan el concreto

### **Determinar el diseño por asentamiento.**

El asentamiento tiene importancia por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura. Los tipos de asentamiento son:

Asentamiento Uniforme

Inclinación

Asentamiento No-Uniforme

Existen asentamientos máximos y asentamientos diferenciales. El asentamiento diferencial se caracteriza por la distorsión angular. El asentamiento admisible depende de muchos factores, tal como se ilustra en la Tabla Relación entre las presiones sobre el terreno y las capacidades de carga.

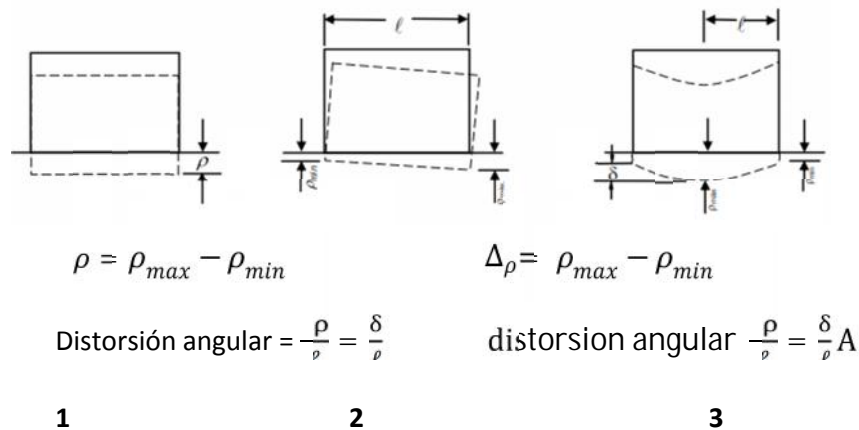


Figura n°11 Capacidades de Carga

Fuente: Modelos Interacción Suelo - Estructura. (Dr. Genner Villareal Castro, 2009)

### Esfuerzos.

$q$  = Esfuerzo total en la base de la zapata

$q$  = Esfuerzo neto en la base de la zapata =  $q - d$  -  $u$

$q_a$  =  $q$  permisible (diseño)

### Deformaciones

= Asentamiento (pulg., cm).

$a$  = Asentamiento permisible

$\delta / L$  = Distorsión

= Asentamiento diferencial

### Método de terzaghi y peck (1967)

Suposiciones.

$a = 1$  pulgada, en base a  $\max = 1''$  entonces  $\max = \frac{3}{4}$ .

qa para a = 1” en la

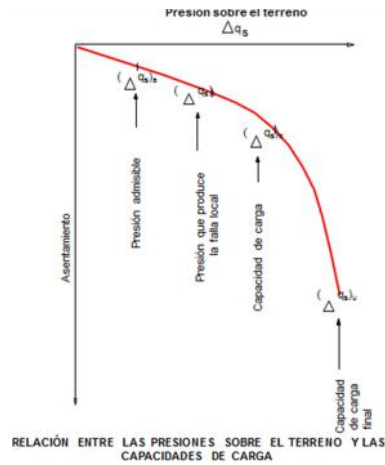


Figura n°12 Las curvas se aproximan por presión:

Fuente: Juan P. Cimentaciones Superficiales

$$p_{pu} \lg = \frac{3\Delta q_u(tsf)}{N} \left( \frac{2B}{1+B} \right)^2$$

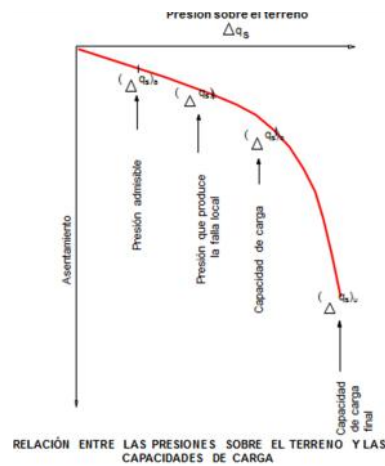


Figura n°13 presiones sobre el terreno:

Fuente: Juan P. Cimentaciones Superficiales

### Efecto de nivel freático alto (dw/B=0)

se incrementa por 2.0 si d/B=0.0 (reduzca qa por 50%)

se incrementa por 1.5 si  $d/B=1.0$  (reduzca  $q_a$  por 33%)

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc), en condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas. Los cálculos refinados sólo se justifican si el sub-suelo contiene estratos de arcilla blanda, Terzaghi y Peck recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante.

La satisfacción de este requisito depende si la arcilla es normalmente consolidada (NC) o sobreconsolidada (OC). Si la arcilla es NC los asentamientos total y diferencial serán grandes, el asentamiento variará en función del ancho de zapata y la carga, los procesos de reducir el asentamiento al reducir la carga son inefectivos y costosos (es mejor utilizar plateas de cimentación).

Si la arcilla es OC, el valor de  $q$  que corresponde a un  $FS=3$  será siempre menor que la presión de preconsolidación, el valor de  $q$  en estas arcillas es aproximadamente igual a los valores de  $q$  de zapatas en arenas adecuadamente diseñadas.

### **Consideraciones de diseño**

Asentamiento de la platea

Cálculo de la carga neta (carga muerta, carga viva, peso unitario del suelo, nivel freático).

Importancia del asentamiento “durante la construcción” en el diseño estructural, estimación del asentamiento (relación entre expansión y asentamiento, asentamiento causado por disturbancia, descarga y recarga, incremento neto de esfuerzo permisible en el suelo).

## Plateas de cimentación

Se usa este tipo de cimentación cuando el número de pedestales, o columnas del piso de la edificación, son altos, para la baja capacidad portante del suelo. También cuando el área de cimiento requerido en esta caso la platea de cimentación específico para una base de molino de bolas, es mayor o igual al 50 % del área del terreno de la edificación, también se le usa como solución a edificaciones con sótanos, en las que el nivel freático constituye un problema por la filtración de agua. En este caso hay que colocar platea con muros de contención y aditivos para evitar el paso del agua al sótano. Consiste en una losa de concreto, armada en ambas direcciones y colocada en ambos lechos, superior e inferior.

Se usa esta cimentación cuando se cumple

$$0,50 \cdot AT \leq \text{Area del cimiento} \leq AT$$

AT = Área de terreno.

$$\text{Área de cimiento} = R / q_{\text{neto}}$$

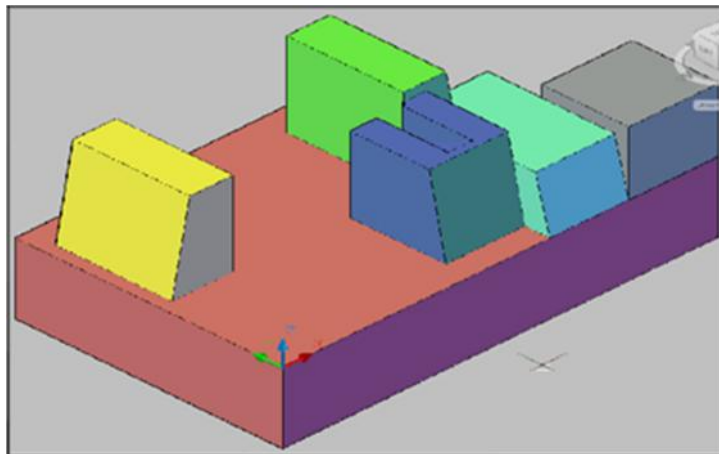


Figura 14. Platea de cimentación.

Fuente de elaboración propia

Peralte de platea, considerando la relación, separación de columnas vs. Peralte vs. k balasto, por razones de distribución de presiones.

**Usando ecuaciones de la norma ACI 336.2r 88.**

Un cimiento es rígido, si se verifica la relación, dada en la Norma ACI 336.2R 88“Suggested Analysis and Design Procedures for combined footings and Mats”,reaprobado en el 2002, y que nos remiten a Fritz Kramrisch y Paul Rogers (Simplified Design of Combined footing, 1961), y Kramrisch (Footings, 1984):Separación de columnas adyacentes (L):

L = Entre 1.75 / l y 3.50 / l

$$a) \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \cdot b}{4EC \cdot l}}$$

$$b) L \leq 1.75 * \sqrt[4]{\frac{4EC \cdot l}{K \cdot b}}$$

Este cálculo se aplicar para una platea de cimentación monolítica y para una platea de cimentación de un edificio cambia la cantidad de pedestal, columnas y la dimensión.

$$Lx a, Lx b; L1Y, L2Y \leq 1.75 / \lambda$$

$$c) E_c = 15000 \sqrt{f_c}$$

$$E_c = 2.17 \times 10^6 \text{ ton/m}^2, \text{ puede ser para } = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ o } 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$d) = b * t^3 / 12$$

Reemplazo en d y b

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3k}{E_c * t^3}}$$

K30=q/d= coeficiente de balastro

$$K = C_B * (K_{30} \text{ datos del campo})$$

C<sub>B</sub>= factor de incidencia de la cimentación. Verificar el tema de la estructura.

## II. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Es una investigación descriptiva porque se quiere determinar el diseño estático y dinámico de base de molino de bolas 8" x 8" en un terreno grava – limosa y grava arcillosa para una planta procesadora

Es una investigación cualitativa porque se dará la información obtenida basada a las características físicas de estudio de mecánica de suelo procesado los ensayos en laboratorio.

### **Tipo de investigación:**

Los resultados del estudio de mecánica de suelo se aplicaron para el diseño de estructura de platea de cimentación para base de molino de bolas de 8" x 8".

### **Diseño de investigación:**

Es tecnológico descriptivo, para medir una prevección o un resultado en una población definida y en un punto específico de tiempo, porque se quiere descubrir qué momento desplazamiento en X-Y-Z y momento máximo en X-Y para para cálculos de As.min.

### **Población y muestra**

La población y la muestra está conformado por la totalidad una sola estructura de una platea de cimentación integrada con los cinco pedestales para el apoyo de la estructura mecánica, como la carga muerta.

El diseño de la base de molino de bolas 8" x 8", se ha tomado dos puntos principales que aseguran la no vibración de la estructura del molino.



Que el diseño de estructura de cimentación que tenga suficiente masa a dos veces mayor ( $>$ ), que la masa móvil, el diseño de cimentación se analizara como un cuerpo rígido, la base del molino de bolas, es de concreto armado  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$  y el acero de  $4200 \text{ kg/cm}^2$



Imagen n°15 Vista de la Estructura.

Fuente: Elaboración Propia

### **Técnicas e Instrumentos de Investigación**

La técnica de obtención de datos será la observación, medición y pruebas de laboratorio en donde se determinarán datos e información de diseño que se propone para la presente investigación.



Imagen n°16 Vista de los Pedestales de la Estructura.

Fuente: Elaboración Propia

## **Procesamiento y análisis de la información**

Los datos obtenidos para el diseño propuesto fueron verificados, registrados, para luego ser ingresados a la hoja de cálculo Microsoft Excel 2010, y para luego realizar los cálculos matemáticos y estadísticos.

### **III. RESULTADOS.**

#### **Diseño de platea de cimentación para base de molino de bolas**

“Diseño Estático y Dinámico de Base para un Molino de Bolas de 8”x 8” en un terreno grava – limosa y grava arcillosa para una planta procesadora”.

La presente memoria de cálculo de una platea de cimentación, describe los criterios considerados en el diseño de la cimentación para base de molino de bolas 8” x 8” para una planta procesadora de minerales polimetálico en función del molino en constante vibrado.

El diseño se ha realizado con base dos puntos principales que aseguran la no vibración la estructura para molino de bolas:

Que la estructura de la cimentación tengan la suficiente masa, que va a cumplir el doble del peso del molino.

Al analizar la estructura de la cimentación como un cuerpo rígido. Que se modelara en análisis estático y dinámico, en el programa SAP. 2000 v.20 el cual pretende mostrar los aspectos de Momentos Estabilizantes en X-X, Momentos Estabilizantes en Y-Y y momento volteo en (+Z).

#### **Descripción de la estructura.**

El diseño de la estructura de la base de molino de bolas de 8” x 8” será de concreto armado y las dimensiones tomadas del equipo según los planos e información proporcionada por los por la empresa.

#### **Metrado de cargas**

Estos valores fueron tomados del plano de cargas estáticas proporcionadas por el por la empresa.

Tabla n° 06 cuadro carga estática.

| Descripción  | Und | Peso  |
|--|-----|-------|
| (1/2) Peso del equipo + carga de bolas + pulpa –<br>(Feed Part- parte de alimentación)   | kgf | 35000 |
| (1/2) Peso del equipo + carga de bolas + pulpa –<br>(Discharge Part = parte de descarga) | kgf | 40000 |
| Peso del Piñón =   | kgf | 2000  |
| Peso de Reductor =   | kgf | 5500  |
| Peso del motor =   | kgf | 2500  |
| peso total   |     | 85000 |

Fuente: Elaboración Propio

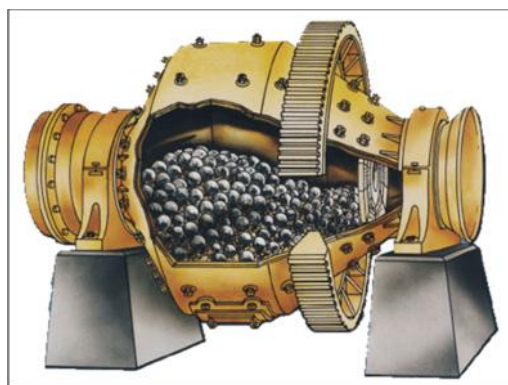


Imagen n°17 Vista de Estructura y Molino de Bolas con Carga.

Fuente: Elaboración Propia

Base isométrico del molino de bolas 8" x 8".

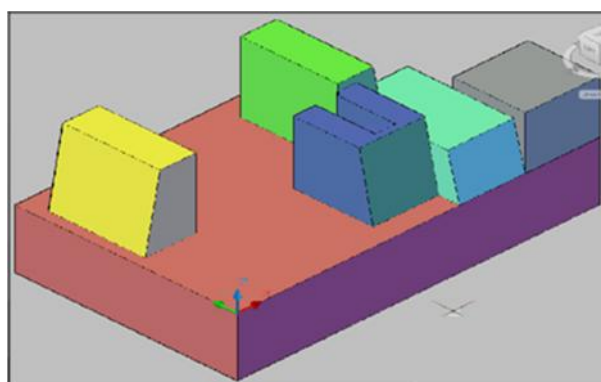


Imagen n°18 vista isométrico de base de molino de bolas.

Fuente: Elaboración Propia

Pre-dimensionamiento de la base del molino de bolas 8" x 8".

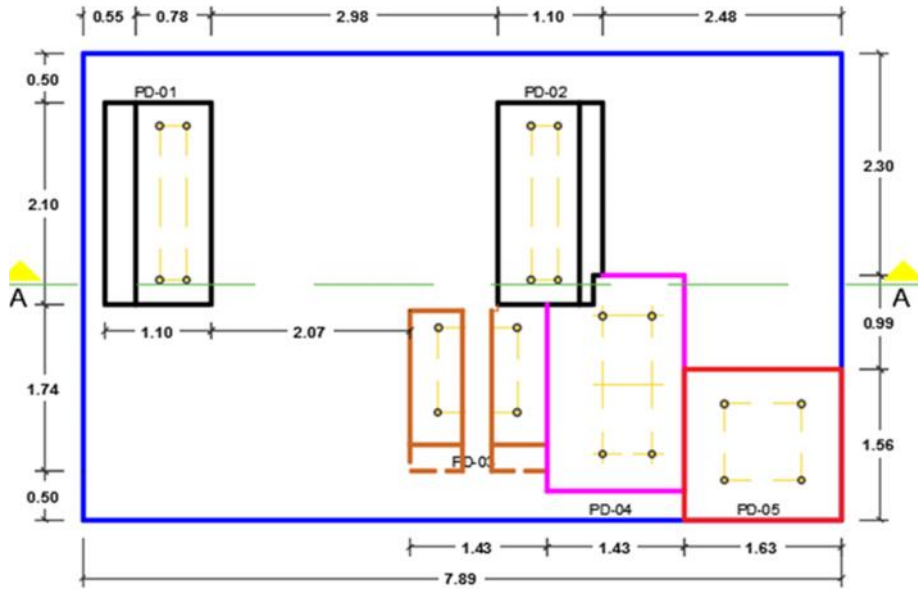


Imagen n°19 Vista plano en planta base de molino.

Fuente: Elaboración Propia

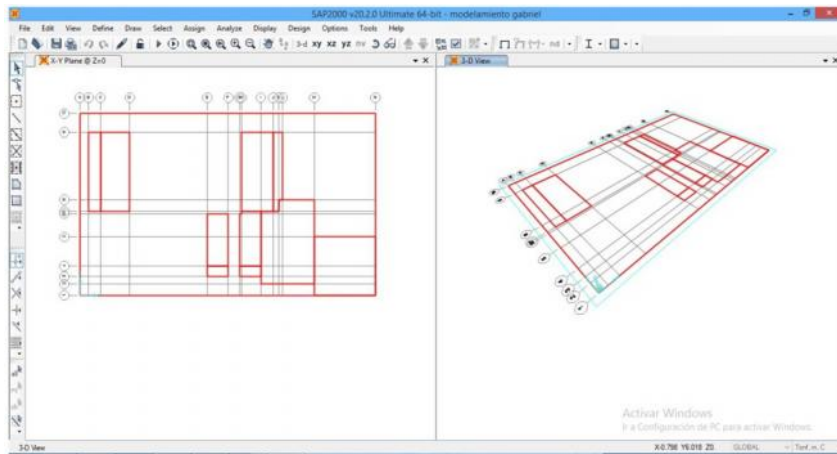


Imagen n°20 Vista de los Ejes de la Estructura. En Sap2000 v20

Fuente: Elaboración Propia

Pre-dimensionamiento del diseño de la estructura de la Cimentación del Molino de bolas 8" x 8" En Este pre-dimensionamiento de la estructura identifica en el diseño sobre la base 05 pedestales, de los cuales 02 de ellos son para sostener al molino y los demás para los complementos Del molino, del motor, y piñones.

Dimensionamiento de la base de cimentación de molino de bolas 8" x 8".

### **Metrado de área de la estructura.**

Tabla n° 07 Áreas de la Estructura.

| Descripción de la Zapata         | Und. | Detención |
|----------------------------------|------|-----------|
| Área de la zapata (4.84 x 7.885) | m2   | 38.17     |
| H= de la zapata de cimentación   | m    | 1.2       |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n° 08 metrado de la carga

| Metrado de Carga de la Cimentación            | Und. | Volumen |
|---|------|---------|
| Zapata de la estructura (4.84 x 7.885 x 1.50) | m3   | 57.2    |
| Pedestal 01                                   | m3   | 3.6     |
| Pedestal 02                                   | m3   | 3.6     |
| Pedestal 03 Piñon                             | m3   | 3.5     |
| Pedestal 04 Reductor                          | m3   | 3.7     |
| Pedestal 05 Apoyo del motor                   | m3   | 3.5     |
| Total   |      | 75.1    |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n° 09 metrado de la carga

| Descripción de la Carga     | Und | vol.        | Densidad<br>kg/m3 | kgf        |
|-----------------------------|-----|-------------|-------------------|------------|
| Total peso de la estructura | m3  | <b>75.1</b> | 2,400.00          | 180,240.00 |

Fuente: Elaboración Propio

Pesos de rotativos y no rotativos.

Peso Rotativos.

Tabla n° 10 peso rotativo

| Descripción   | Und. | Peso   |
|---|------|--------|
| (1/2) Peso del equipo + carga de bolas + pulpa - Feed Part      | Kgf  | 35,000 |
| (1/2) Peso del equipo + carga de bolas + pulpa - Discharge Part | Kgf  | 40,000 |
| Peso del Piñón  | Kgf  | 2,000  |
| Peso total  |      | 77,000 |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n°11 Peso No rotativos.

| Descripción | Und. | Peso  |
|-------------|------|-------|
| Motor       | Kgf  | 2,500 |
| Reductor    | Kgf  | 5,500 |
| Peso total  |      | 8,000 |

Fuente: Elaboración Propio

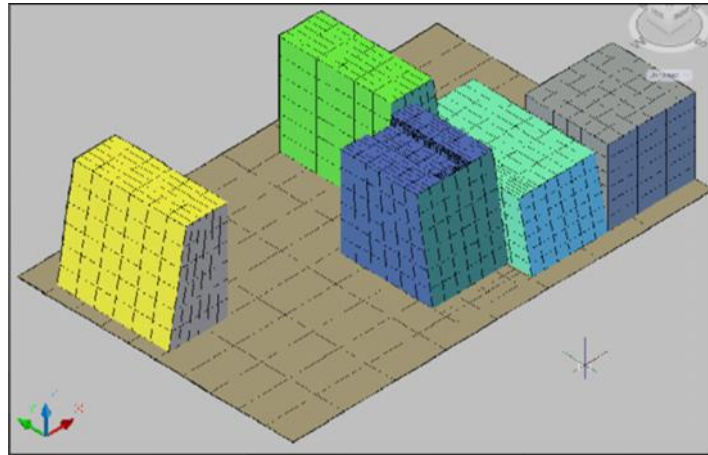
$$\frac{\text{peso de fundacion}}{\text{peso rotativos}} = 2.34 > 2 \Rightarrow \dots \text{las dimensiones cumplan ok'}$$

### Se modelo el Diseño Estático y Dinámico en Sap 2000 – v20.

El diseño de la estructura fue modelado el diseño un programa sap2000 v 20, para modelar la zapata se utilizaron elementos Tipo Shell, con el según el pre dimensionamiento de la estructura, a la cual se le hallaran los resultados de (momentos estabilizantes en X-X, estabilizantes en Y-Y y momento volteo en (+Z)), Los pedestales de soporte se modelaron utilizando elementos Tipo Solid. Las masas tanto del molino como del motor se colocaron en puntos a la altura correspondiente,

los cuales se encuentran unidos a la estructuras con elementos frame, con una rigidez alta para evitar deformaciones.

Plano isométrico de la base de cimentación de molino de bolas 8'' x 8''



Modelamiento de la estructura con cargas.

Imagen n°21 Vista de Pedestales Modelamiento

Fuente: Elaboración Propio

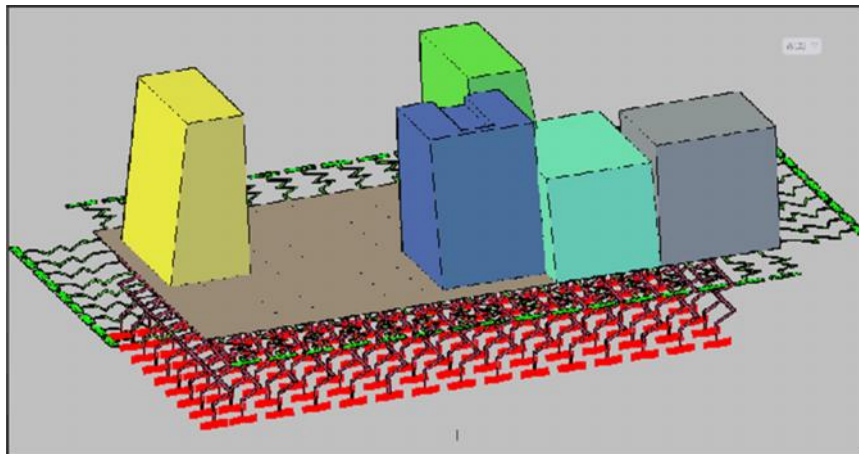


Imagen n°22 Modelación para evaluar plataforma con el Suelo con código de balastro x-y-z

Fuente: Elaboración Propio



## Determinación del Coeficiente de balastro y Verificación por Resonancia

Para la determinación de los momentos constante que simulan la interacción Estructura Terreno se tomó los siguientes datos correspondientes a las propiedades del terreno en esta zona. En el cuadro siguiente, se muestra la relación entre la composición del suelo y la tensión admisible del terreno.

Donde el factor de seguridad es el empleado para minorar la tensión admisible (2-3).  
2.4 Tablas, como esta [7] que relaciona el módulo de balastro en placa circular de 30" y el índice CBR para diferentes tipos de suelo:

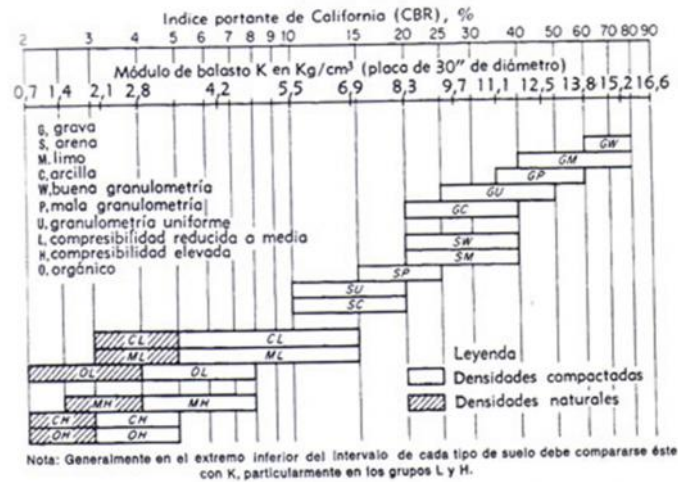


Fig. 4.19 Relación entre la composición del suelo y la tensión admisible del terreno.

Figura n°23 Índice Portante de California (CBR). %

Fuente: Geotecnia y Cimientos

## Relación entre la Composición del Suelo y la Tensión Admisible del Terreno.

Tabla n°12 Tensión Admisible del Terreno

| Descripción                    | Und.                  | Peso     |
|--------------------------------|-----------------------|----------|
| Modulo de Reacción Vertical:   | k = KN/m <sup>2</sup> | 58,860.0 |
| Modulo de Reacción Horizontal: | k = KN/m <sup>2</sup> | 25,000.0 |
| Coeficiente de Poisson         | m =                   | 0.3      |
| Modulo de Elasticidad          | E = KN/m <sup>2</sup> | 58,860.0 |

Fuente: Elaboración Propio

Sabemos que:  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$

Tabla n°13 Modo de corte

| Descripción         | Und.  | Peso     |
|---------------------|-------|----------|
| Modulo de corte (G) | kn/m2 | 22,638.0 |

Fuente: Elaboración Propio

Con estos valores y tomando como referencia “The elastic Half space Theory”, para el cálculo de una constante de resorte del suelo (k) que considere el efecto dinámico que produciría un equipo trabajando con una frecuencia independiente como es nuestro caso, se calcula la constante para cimentación rectangular con estas consideraciones de la siguiente manera:

Para el modo de Vibración Horizontal (Dirección X) se tiene la siguiente expresión:

$$K_X = 2(1 + \mu)G\beta_X\eta_X\sqrt{B_X L_X}$$

$$K_X = 2(1 + \mu)G\beta_X\eta_X\sqrt{B_X L_X}$$

Tabla n°14 Modo de vibración (x)

| Dirección (x) | Modo de Vibración | Und    |
|---------------|-------------------|--------|
| Kx =          | 394,650.0         | kn/m   |
|               | 22,171.0          | kn/m3  |
|               | 2.2               | kg/cm3 |

Fuente: Elaboración Propio

Para el modo de Vibración vertical (Dirección Y) se tiene la siguiente expresión:

$$K_Y = 2(1 + \mu)G\beta_Y\eta_Y\sqrt{B_Y L_Y}$$

Tabla n°15 Modo de vibración (y)

| Dirección (Y) | Modo de vibración | Und   |
|---------------|-------------------|-------|
| Ky =          | 394,650.0         | kn/m  |
|               | 22,171.0          | kn/m3 |

Fuente: Elaboración Propio

Para el Modo de Vibración Vertical (Dirección Z) se tiene la siguiente expresión:

$$K_Z = \frac{G}{1 + \mu} \beta_z \eta_z \overline{BL}$$

Dónde:

Las propiedades geométricas del bloque de cimentación tenemos:

Tabla n°16 propiedades geométricas

| Descripción | = | m    |
|-------------|---|------|
| Lx, By      | = | 3.10 |
| Bx, Ly      | = | 5.74 |
| L/B         | = | 0.54 |
| B/L         | = | 1.85 |
| bx          | = | 1.00 |
| by          | = | 1.10 |
| bz          | = | 2.50 |

Fuente: Elaboración Propio

Radio Equivalente, para modos de vibración X, Y, Z:

$$r_o = \sqrt{\frac{BL}{\pi}}$$

$$r_o = 2.4 \text{ m}$$

Coefficiente que incluye el efecto de para el modo X,Y:

$$K_{xy} = 1 + 0.55(2 - \mu) \left( \frac{h}{r_o} \right)$$

$$H_{xy} = 1.6 \text{ m}$$

Coefficiente que incluye el efecto de para el modo Z:

$$K_z = 1 + 0.6(1 - \mu) \left( \frac{h}{r_o} \right)$$

Del Modelo SAP, el tiempo de la cimentación es:

Testructura1=0.33 s.

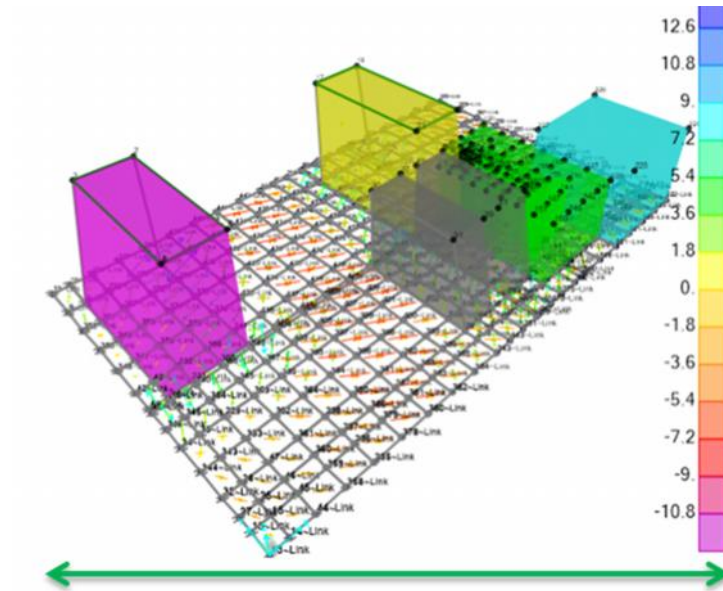


Imagen n°24 escala de cargas para indicar mayor tonelada

Fuente: Elaboración Propio

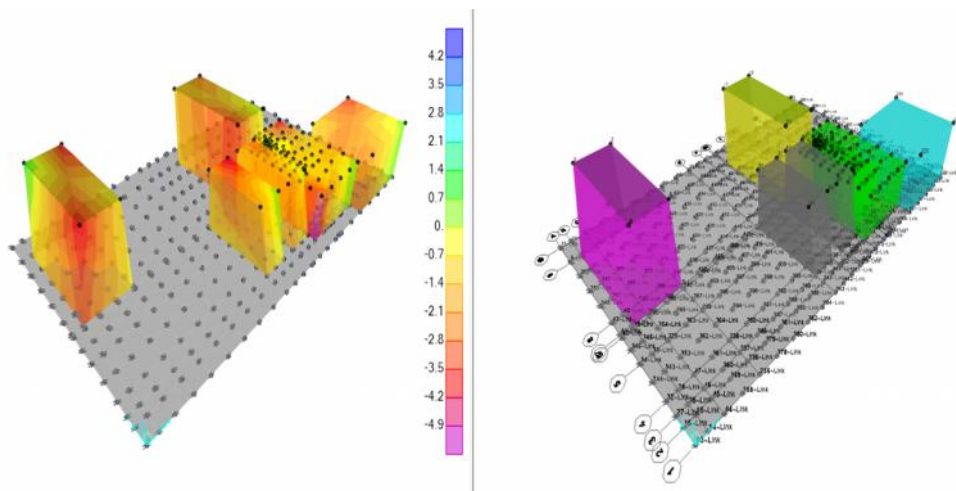


Imagen n°25 Vista Momentos x-y

Fuente: Elaboración Propio

Estructura 2 = 0.30 s.

En la dirección de la Rotación del Molino.

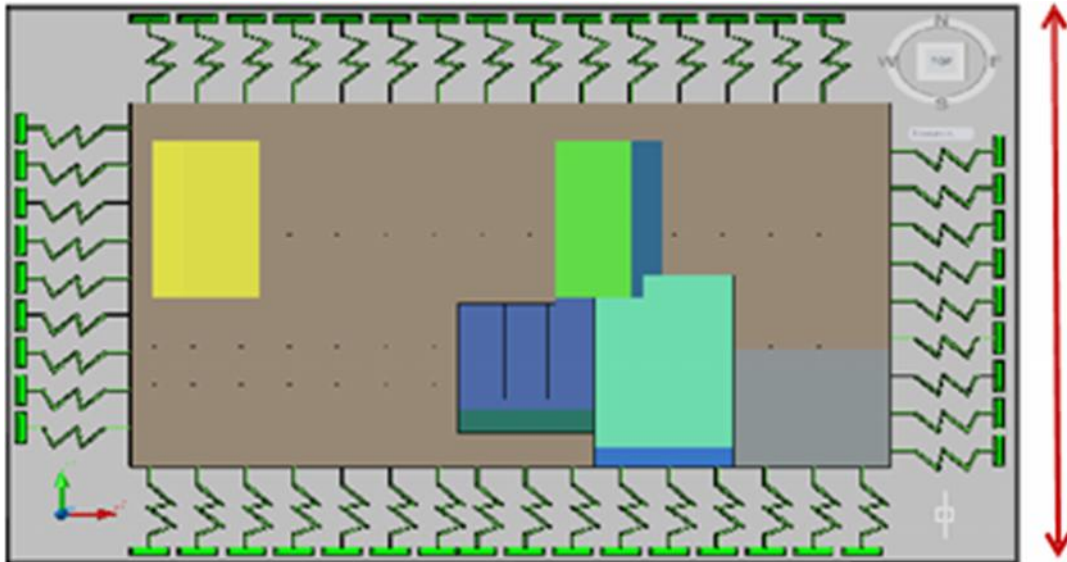


Imagen n°26 vista de los esfuerzos de gravedad están en dirección x-y

Fuente: Elaboración Propio

### Verificación de Resonancia

Debemos asegurar que el periodo de vibración de la cimentación, considerando las masas actuantes sea un periodo diferente y/o fuera del rango permitido según el periodo del Molino El periodo de la Cimentación (según Modelo SAP V14.

Testructura 3 = 0.30 s. (K dinámico)

Según información

$$w = 20.50 \text{ rev/minuto}$$

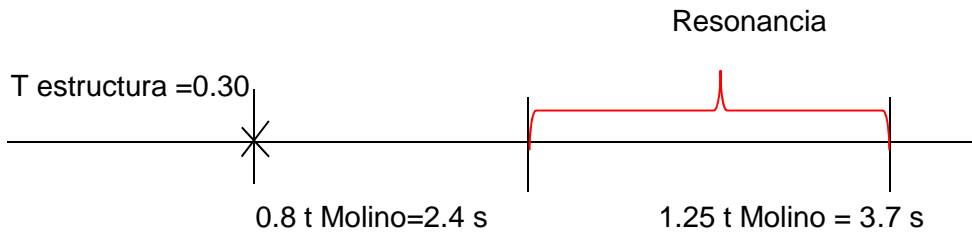
$$w = 2.15$$

El periodo del Molino es.

$$T = 2 / w = 2.93 \text{ s}$$

Para evitar la resonancia se debe cumplir que

$T_{\text{estructura}} < 0,8 T_{\text{Molino}}$       ó       $T_{\text{estructura}} > 1,25 T_{\text{Molino}}$       ⇒ **ok**



Por lo tanto con esta geometría no existirán problemas de resonancia

### **Metrado de cargas - cargas muertas**

Se asume datos de cargas según datos del proveedor de los equipos.

Tabla n°17 (Cargas Estáticas).

| Descripción       | Und | Peso     |
|-------------------|-----|----------|
| Peso de Molino    | Kgf | 75,000.0 |
| Peso de Motor     | Kgf | 2,500.0  |
| Peso de Catalina  | Kgf | 2,000.0  |
| Peso del Reductor | Kgf | 5,500.0  |
| peso total        |     | 85,000.0 |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n°18 Cargas Dinámicas

| Descripción          | Und | Peso      |
|----------------------|-----|-----------|
| (1/2) Peso de Molino | kgf | 70,000.0  |
| (1/2) Peso de Molino | kgf | 80,000.0  |
| Peso de Motor        | kgf | 5,000.0   |
| Peso de Catalina     | kgf | 4,000.0   |
| Peso del Reductor    | kgf | 11,000.0  |
| Peso total           |     | 170,000.0 |

Fuente: Elaboración Propio

Estas cargas fueron proporcionadas por el proveedor de los equipos.

### **Cargas de sismo**

Para el Cálculo de la fuerza Sísmica se utilizó el Reglamento Nacional de Construcciones

De acuerdo a los criterios de diseño del presente proyecto tenemos:

Tabla n°19 criterio de diseño

|   |     |  |
|---|-----|--|
| Z | 0.4 | (Zona 3)                               |
| U | 1.3 | (Categoría B - Edificación importante) |
| S | 1.2 | (Suelo tipo S2)                        |
| R | 2.9 | (Others Self Supporting Structures)    |

Fuente: Elaboración Propio.

$$V = \left( \frac{ZUCS}{R} \right) W$$

Además:

Tabla n°20 tipo de suelo

|      |     |                 |
|------|-----|-----------------|
| Tp = | 0.6 | (Suelo tipo S2) |
| tx=  | 0.6 |                 |

Fuente: Elaboración Propio

$$C = 2.5$$

$$CX = 2.5$$

$$VX = 0.54 W$$

Por tanto la fuerza sísmica será:

$V = 0.54 W$  (Fuerza sísmica horizontal) Para el caso de la fuerza sísmica vertical se considera un coeficiente sísmico de 0.1

Dónde:

W: Es el peso al cual se aplica el coeficiente sísmico en el respectivo punto de aplicación.

### Verificación de la cimentación por estabilidad

La Estabilidad de la cimentación se verificara analizando la resistencia al volteo del bloque de cimentación en las direcciones principales, los pesos de la cimentación y pedestales se ubican en el centro de gravedad de estos mismos, mientras que la fuerzas desestabilizantes se ubican en su altura actuante.

### Verificación por volteo

Se tiene el siguiente gráfico con los brazos respectivos, según el caso

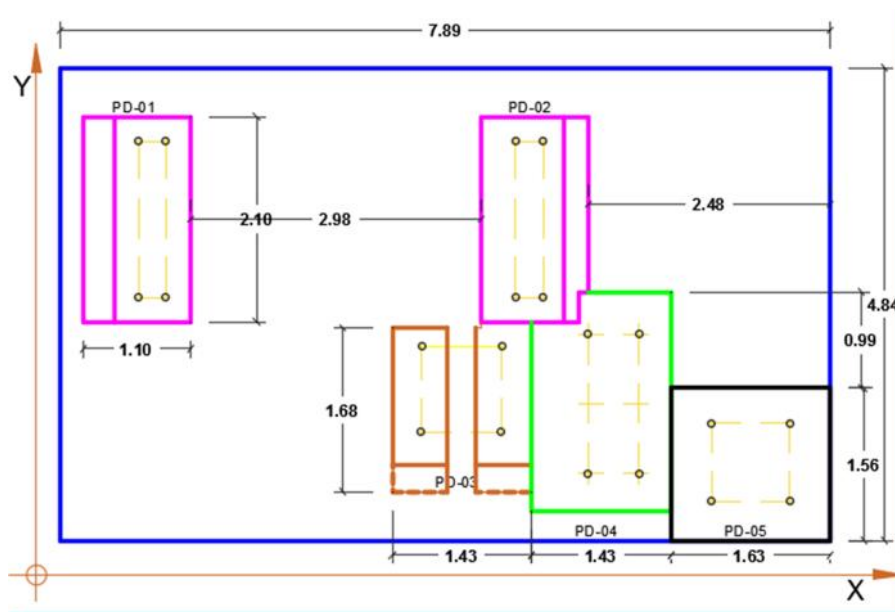


Imagen n°27 Brazos para el cálculo de momentos en los pedestales

Fuente: Elaboración Propio



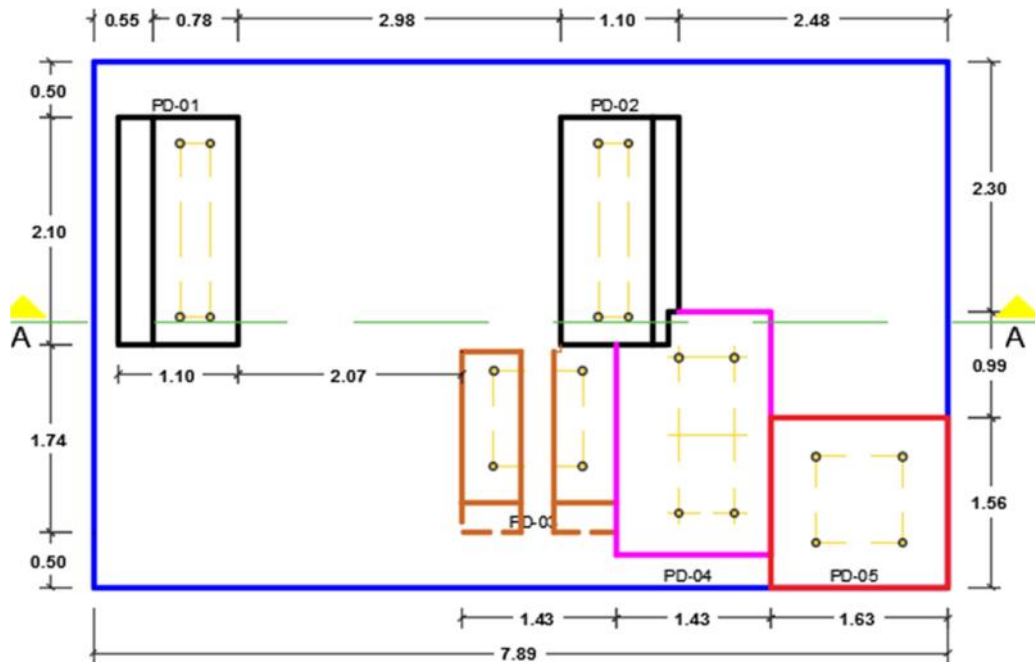


Imagen n°28 Dimensiones de la platea de cimentación de la base de molino de bolas

Fuente: Elaboración Propio

### Momentos estabilizantes en x-x

En el Sentido Longitudinal de la estructura de la Cimentación del molino.

Cargas de gravedad (fuerza kgf) x (brazo m) = (kgf – m

Tabla n°21 Momento Estabilizantes en (x-x)

| Descripción             | Und. | Fuerza    | Und | Brazo | Und   | Momentos  |
|-------------------------|------|-----------|-----|-------|-------|-----------|
| Pedestal 01 Molino      | kgf  | 8,528.0   | m   | 0.855 | kgf-m | 7,295.0   |
| Pedestal 02 Molino      | kgf  | 8,528.0   | m   | 4.887 | kgf-m | 41,671.0  |
| Pedestal de la Catalina | kgf  | 8,361.0   | m   | 4.113 | kgf-m | 34,391.0  |
| Pedestal del Reductor   | kgf  | 8,774.0   | m   | 5.558 | kgf-m | 48,764.0  |
| Pedestal Motor          | kgf  | 8,310.0   | m   | 7.069 | kgf-m | 58,743.0  |
| Zapata                  | kgf  | 137,397.0 | m   | 3.943 | kgf-m | 541,688.0 |
| Molino en PD1           | kgf  | 37,500.0  | m   | 3.945 | kgf-m | 147,938.0 |
| Molino en PD2           | kgf  | 37,500.0  | m   | 3.945 | kgf-m | 147,938.0 |
| Catalina                | kgf  | 2,000.0   | m   | 5.538 | kgf-m | 11,076.0  |
| Reductor                | kgf  | 5,500.0   | m   | 5.538 | kgf-m | 30,459.0  |
| Motor                   | kgf  | 2,500.0   | m   | 7.59  | kgf-m | 18,975.0  |

|                                    |                  |               |                    |
|------------------------------------|------------------|---------------|--------------------|
| <b>Total Memento</b>               | <b>264,898.0</b> | <b>52.981</b> | <b>1,088,938.0</b> |
| <b>Momento Estabilizante Total</b> |                  | <b>kgf-m</b>  | <b>898,073.0</b>   |

Fuente: Elaboración Propio

### Momentos Estabilizantes en Y-Y

En el Sentido Transversal de la Cimentación.

Tabla n°22 Momento Estable en (yy)

| Descripción                        | Fuerza      | Brazo | Momentos               |
|------------------------------------|-------------|-------|------------------------|
| Pedestal 01 Molino                 | 8,528 kgf   | 3.3 m | 28,057 kgf - m         |
| Pedestal 02 Molino                 | 8,528 kgf   | 3.3 m | 28,057 kgf - m         |
| Pedestal de la Catalina            | 8,361 kgf   | 1.4 m | 11,480 kgf - m         |
| Pedestal del Reductor              | 8,774 kgf   | 1.3 m | 11,196 kgf - m         |
| Pedestal Motor                     | 8,310 kgf   | 0.8 m | 6,482 kgf - m          |
| Zapata                             | 137,397 kgf | 3.9 m | 541,756 kgf - m        |
| Molino en Chumacera                | 75,000 kgf  | 2.6 m | 195,000 kgf - m        |
| Catalina                           | 2,000 kgf   | 4.6 m | 9,142 kgf - m          |
| Reductor                           | 5,500 kgf   | 5.1 m | 28,221 kgf - m         |
| Motor                              | 2,500 kgf   | 5.1 m | 12,828 kgf - m         |
| <b>Momento Estabilizante Total</b> |             |       | <b>245,190 kgf - m</b> |

Fuente: Elaboración Propio

Momentos de Volteo (+Z)

En el sentido perpendicular al plano XY.

Cargas de Gravedad (fuerza kgf )x (brazo m) = (kgf - m)

Tabla n°23 momento volteo (+Z)

| Descripción             | Fuerza    | Brazo   | Momentos      |
|-------------------------|-----------|---------|---------------|
| Pedestal 01 Molino      | 8,528 kgf | 0.651 m | 5,552 kgf - m |
| Pedestal 02 Molino      | 8,528 kgf | 0.651 m | 5,552 kgf - m |
| Pedestal de la Catalina | 8361 kgf  | 0.749 m | 6,262 kgf - m |
| Pedestal del Reductor   | 8,774 kgf | 0.953 m | 8,362 kgf - m |
| Pedestal Motor          | 8,310 kgf | 0.82 m  | 6,814 kgf - m |

|                                |        |     |       |   |                |                |
|--------------------------------|--------|-----|-------|---|----------------|----------------|
| Molino en Chumacera            | 20,172 | kgf | 4.855 | m | 97,935         | kgf - m        |
| Catalina                       | 1,076  | kgf | 4.437 | m | 4,774          | kgf - m        |
| Reductor                       | 2,959  | kgf | 4.437 | m | 13,129         | kgf - m        |
| Motor                          | 1,345  | kgf | 4.437 | m | 5,968          | kgf - m        |
| <b>Momento de Volteo Total</b> |        |     |       |   | <b>121,805</b> | <b>kgf - m</b> |

Fuente: Elaboración Propio

Factores de Seguridad contra el volteo en ambas direcciones

Dichos factores de seguridad garantizan que la estructura se inestabilice con el vuelco.

$$FSV_X = \frac{\text{Momento estabilizante total (X - X)}}{\text{Momento Volteo(+Z)}}$$

$FSV_X = 7.37 > 1.50 \dots \Rightarrow \text{OK}$

$$FSV_Y = \frac{\text{Momento estabilizante total (Y - Y)}}{\text{Momento Volteo(+Z)}}$$

$FSV_Y = 2.01 > 1.50 \dots \text{OK}$

### Diseño de los elementos estructurales

Diseño de Pedestales de Descanso de Molino, cálculo de fuerzas actuantes:

Cargas muertas (D):

Tabla n°24 Carga Muerta (d)

| DESCRIPCION | PESO           |
|-------------|----------------|
| Peso Propio | 8,528.00 =Kgf  |
| Peso Molino | 37,500.00 =Kgf |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n°25 Cargas Dinámicas (L):

| DESCRIPCIÓN                | PESO          |
|----------------------------|---------------|
| Fuerza dinámica horizontal | 7,000.00 Kgf  |
| Fuerza dinámica vertical   | 70,000.00 Kgf |

Fuente: Elaboración Propio

Tabla n°26 Cargas de Sismo (S):

| DESCRIPCIÓN               | PESO         |
|---------------------------|--------------|
| Fuerza sísmica horizontal | 4,587.00 Kgf |

Fuente: Elaboración Propio

(Aplicada a media altura del pedestal).

Tabla n°27 (Aplicada a media altura del pedestal).

| Debido al Peso del molino |            |
|---------------------------|------------|
| DESCRIPCIÓN               | PESO       |
| Fuerza sísmica horizontal | 20,172 Kgf |
| Fuerza sísmica vertical   | 3,750 Kgf  |

Fuente: Elaboración Propio

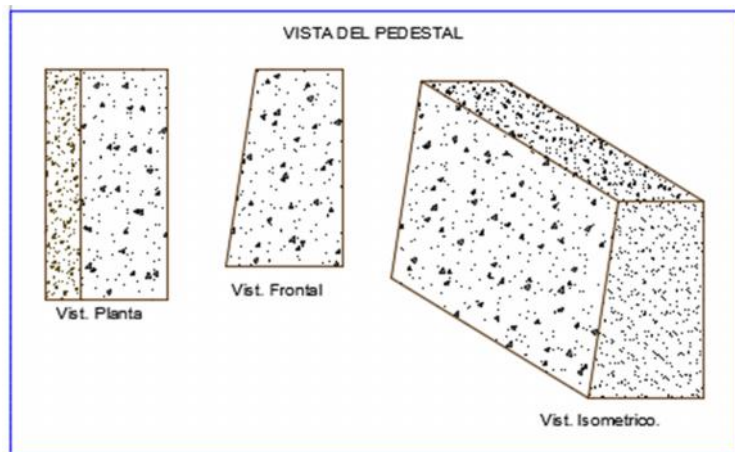
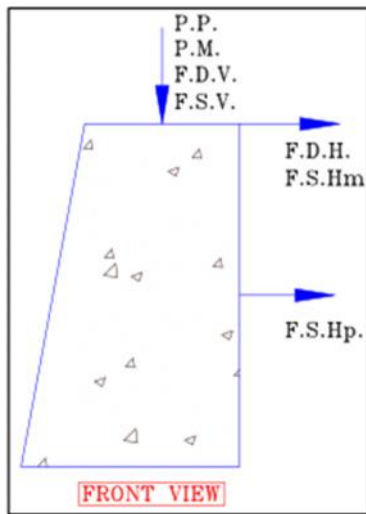


Imagen n°29 (Considerando un coeficiente sísmico de 0.1).

Fuente: Elaboración Propio



Donde:

|           |       |     |
|-----------|-------|-----|
| P.P. =    | 8528  | Kgf |
| P.M. =    | 37500 | Kgf |
| F.D.V. =  | 70000 | Kgf |
| F.S.V. =  | 3750  | Kgf |
| F.D.H. =  | 7000  | Kgf |
| F.S.Hm. = | 20172 | Kgf |
| F.S.Hp. = | 4587  | Kgf |

Imagen n°30 Combinaciones de Carga Pedestal

Fuente: Elaboración Propio

### Combinación de carga

Se tiene la siguiente cargas:  $COMB=1.25 (D+L)+Q$

Donde:

Tabla n°28 (aplicación de cargas)

|      |        |     |
|------|--------|-----|
| DV = | 46,028 | Kgf |
| LV = | 70,000 | Kgf |
| QV = | 3,750  | Kgf |
| LH = | 7,000  | Kgf |
| QH = | 24,760 | Kgf |

|      |         |     |
|------|---------|-----|
| Pu = | 148,785 | Kgf |
| Vu = | 33,510  | Kgf |

|      |           |     |
|------|-----------|-----|
| Pu = | 148,784.6 | Kgf |
| Vu = | 3,3510    | Kgf |

Fuente: Elaboración Propio

**Diseño por flexión.**

$$M_U = (FDH + FSHm) hp + FSHp (hp/2).$$

Donde  $h=1.8$  m.

**En el sentido 01:**

En el sentido más débil

$$M_U = 115,230 \text{ kgf-m.}$$

Características Geométricas y Físicas:

$$B=210 \text{ cm} \quad a = 78 \text{ cm} \quad f'_c=280 \text{ kg/cm}^2.$$

$$D = 74 \text{ cm} \quad f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

**Se tiene las siguientes expresiones:**

$$K_U = \frac{M_U}{(0.9)f_c \left(\frac{b}{100}\right) d^2}$$

$$M_U = f'_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 4(0.59)K_U}}{2(0.59)}$$

$$K_U = 0.04$$

$$W = 0.04$$

$$r = 0.0027$$

$$R_{MIN} = 0.0024$$

$$A_s = 37.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 39.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar:

$$(A_s \text{ min}) \Rightarrow 14 \text{ } \emptyset \text{ } \frac{3}{4}''$$

**En el sentido 2:**

$$MU = 115230 \text{ Kgf-m.}$$

Tabla n°29 Características geométricas y físicas:

|      |   |        |                 |            |
|------|---|--------|-----------------|------------|
| B    | = | 78     | cm.             | a = 210 cm |
| D    | = | 206    | cm.             |            |
| Ku   | = | 0.014  |                 |            |
| W    | = | 0.014  |                 |            |
| R    | = | 0.0009 |                 |            |
| rmin | = | 0.0024 |                 |            |
| As   | = | 38.56  | cm <sup>2</sup> |            |

Fuente: Elaboración Propio

Según E-060, si se requiere, en casos donde  $A_s$  min sea mucho mayor que el actuante no es necesario colocar el mínimo, alternativamente el refuerzo deberá ser por lo menos un tercio mayor que el requerido por el Analisis (Cap 11, 5).

Utilizaremos: **5 Ø ¾"**

Tabla n°30 distribución de cero usar: ( $A_s$  mim)

|      |   |        |       |                            |
|------|---|--------|-------|----------------------------|
| As   | = | 12.85  | cm.   |                            |
| B    | = | 78     | cm    |                            |
| d    | = | 206    | cm    |                            |
| R    | = | 0.0008 |       |                            |
| W    | = | 0.012  |       |                            |
| fMny | = | 9,936  | kgf-m | > 130 % Mu= 149,799. kgf-m |

Fuente: Elaboración Propio

Por lo tanto usar: ( $A_s$  mim) **5 Ø ¾"**  $A_{sr} = 14.25$

**Diseño por corte**

$$\begin{aligned} V_u &= 33,510 \text{ kgf} \\ b &= 210 \text{ cm} \\ d &= 74 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sabemos:  $V_c = (0.53)\sqrt{f'_c}bd$

$V_c = 137,818 \text{ kgf} > V_u = 33,510 \text{ OK}''$

El concreto toma el corte ultimo actuante.

### Diseño por flexocompresión

Tabla n°31 cuadro de flexocompresión.

|        |   |           |        |
|--------|---|-----------|--------|
| b      | = | 78        | cm     |
| H      | = | 210       | cm     |
| fPn    | = | 2,608,313 | Kg     |
| Pu     | = | 148,785   | Kg     |
| fPn/Pu | = | 0.057     | > 0.02 |

Fuente: Elaboración Propio

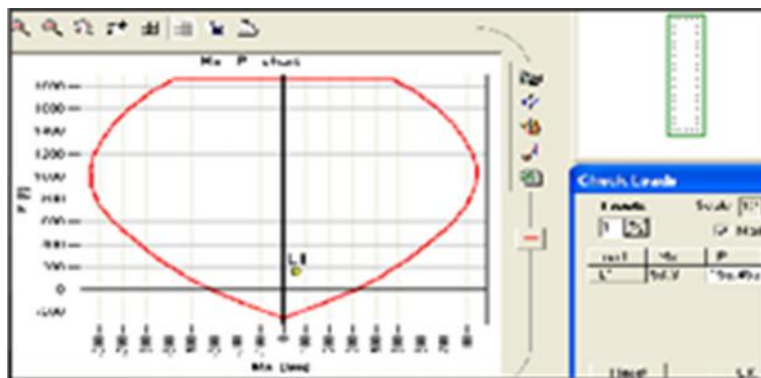


Imagen n°31 Analizar el pedestal en flexocompresión.

Fuente: Elaboración Propio

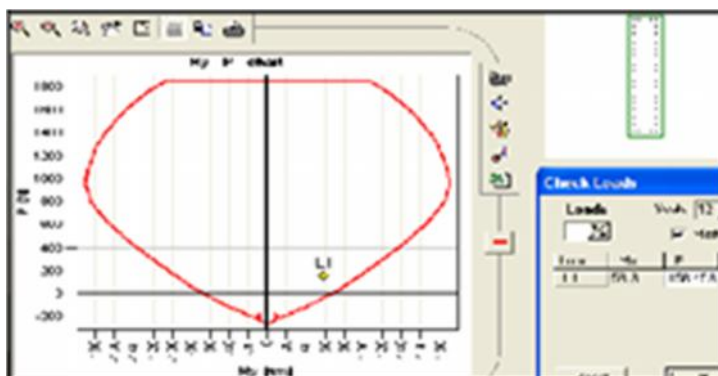




Imagen n°32 Analizar el pedestal en flexocompresión.

Fuente: Elaboración Propio

Como pedestal:

Sabemos que:  $AS_{min} = 0.005bh$

$AS_{min} = 81.90 \text{ cm}^2$

Se tiene:  $n^\circ = 34$

De los cálculos anteriores se tiene:

(AS min)  $34 \text{ } \varnothing \text{ } \frac{3}{4}''$ .

(AS min) = 96.91 OK ;

### **Diseño de la Zapata**

Verificación de Presiones. Para esta verificación, se utilizó SAP V18, se utilizaron elementos sólidos para modelar los pedestales de apoyo y para modelar el diseño del base de molino elementos SHELL, a los cuales se colocaron resortes para simular la reacción del terreno con los siguientes coeficientes de Balasto.

Coefficiente de Balasto del Terreno Vertical

K = 6 kgf/cm<sup>3</sup>

shell

prom = 2,500 cm<sup>2</sup>

kresorte = 1,500,000 kgf/m

en cada resorte del modelo

Coefficiente de Balasto del Terreno Horizontal (Dirección X)

$$\begin{aligned}
 K &= 6 \text{ kgf/cm}^3 \\
 \text{shell prom} &= 7,500 \text{ cm}^2 \\
 \text{kresorte} &= 4,500,000 \text{ kgf/m} \\
 &\text{en cada resorte dl modelo}
 \end{aligned}$$

### **Coefficiente de Balasto del Terreno Horizontal (Direccion Y)**

$$\begin{aligned}
 K &= 6 \text{ kgf/cm}^3 \\
 \text{shell prom} &= 7,500 \text{ cm}^2 \\
 \text{kresorte} &= 4,500,000 \text{ kgf/m} \\
 &\text{en cada resorte dl modelo}
 \end{aligned}$$

D+L

$$F = 5485 \text{ Kg}$$

$$\text{Area} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{sterreno} = 2.19 \text{ Kg/cm}^2 < \text{sadmisible} = 2.20 \text{ Kg/cm}^2$$

D+L+QX/1.25

$$\begin{aligned}
 F &= 6,010 \text{ kg} \\
 \text{Area} &= 2,500 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{sterreno} = 2.40 \text{ Kg/cm}^2 < \text{sadmisible} \times 1.2 = 2.64 \text{ Kg/cm}^2$$

D+L+QY/1.25

$$\begin{aligned}
 F &= 6,562 \text{ kg} \\
 \text{Área} &= 2,500 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{sterreno} = 2.62 \text{ Kg/cm}^2 < \text{sadmisible} \times 1.2 = 2.64 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Diseño por flexion**

Según el ACI 318 en lo referido a estructuras de concreto de grandes dimensiones y peralte

Recomienda un refuerzo minimo  $f = 3/4'' @ 0,30$ .

Considerando un ancho unitario, es decir:

$$\begin{aligned} b &= 1.00 \text{ m} \\ \emptyset &= 3/4 \text{ pulg} \\ e &= 0.30 \text{ m} \\ A_s &= 9.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Verificaremos este refuerzo para los momentos producidos en la zapata, según el modelo en

SAPV18, en los elementos SHELL.

**(As min) =>  $\emptyset$  3/4" @ 0.30 m. (en dos capas).**

$$\begin{aligned} h &= 1.50 \text{ m} \\ a_s &= 9.50 \text{ cm}^2 \\ \text{para } b &= 1.0 \text{ m} \\ r &= 0.00063 \\ w &= 0.00950 \\ d &= 142 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

---

$$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fM_n = 48006 \text{ Kgf-m} > M_u \text{ max} \quad \text{Ok!}$$

Figura n°42 momento ( $M_u$  max en xx).

Fuente de elaboración propia

**Mxx.**

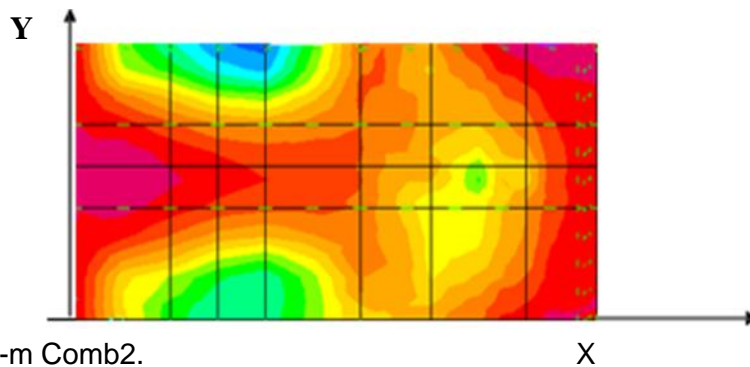


Figura n°33 momento ( $M_u$  max en X).

Fuente de elaboración propia

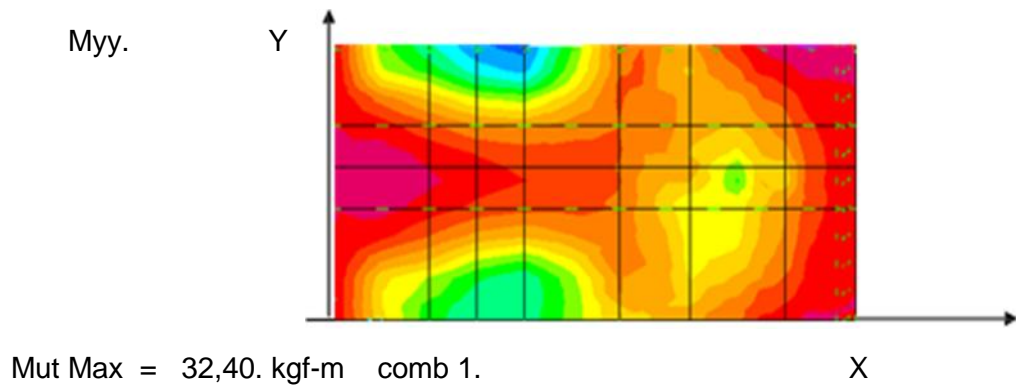


Figura n°34 momento (Mu max en Y).

Fuente de elaboración propia

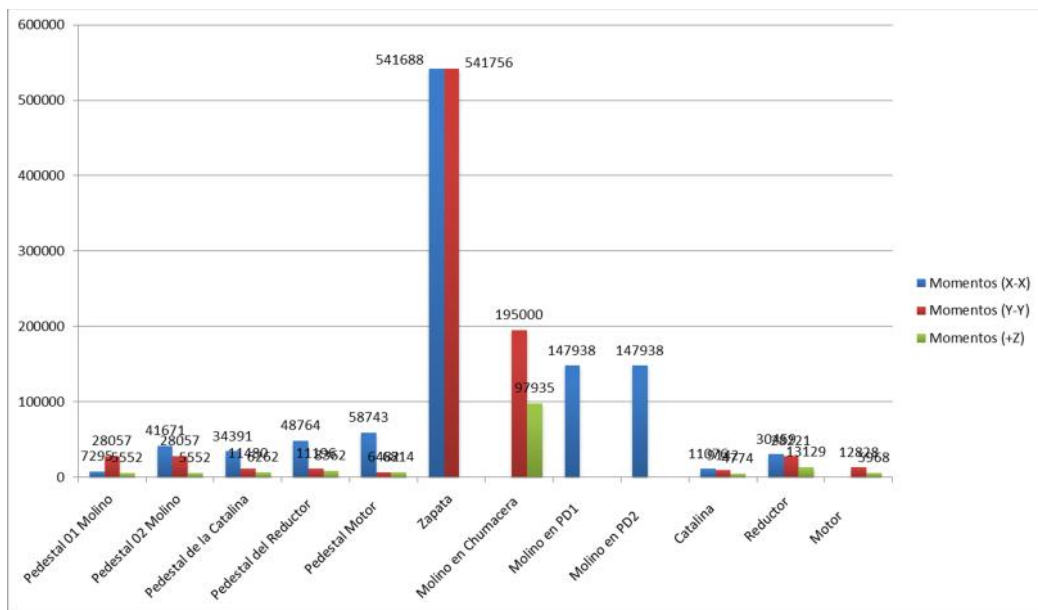


Figura n°35 momentos estabilizantes en X-Y-Z

Fuente de elaboración propia

#### IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.

Según el estudio de mecánica de suelos en la planta concentradora del virgen de rosario, se halló los resultados de capacidad portante del suelo según los resultados de los ensayos de corte directo Angulo de fricción interna  $26.40^\circ$  y la cohesión de  $0.811 \text{ kg/cm}^2$ , se determina con el método de terzaghi para zapatas cuadas,  $q_{adm} = q_{ult} / 3$ .

Para el diseño del base de molino, Factores de Seguridad contra el volteo en ambas direcciones dichos factores de seguridad garantizan que la estructura se inestabilice con el vuelco, como  $FSV_x = \text{momento estabilizante total en X entre momento volteo} + Z$  es igual a 7.37,  $FSV_y = \text{momento estabilizante total y entre momento volteo} + Z$  es igual 2.021.

El diseño más crítico es los pedestales del apoyo del molino, en el cálculos de las fuerzas actuantes (D, L y S), se considera la carga estática, y la carga dinámica, como peso total de la carga muerta (D) es de 46,028 kgf , como la carga dinámica (L) es de 77,000 kgf y la carga del sismo (S) es debido al peso del pedestal en fuerza sísmica horizontal es de 4587 kgf y al peso del molino la fuerza sísmica horizontal es 2,0172 kgf, y la fuerza sísmica vertical 3,750 kgf.

Donde se define la combinación de las cargas como  $(comb=1.25 (D+L)+Q)$ , donde  $P_u = 148,784.6 \text{ kgf}$ , y  $V_v = 33510 \text{ kgf}$ .

Por el diseño por flexión donde el  $M_u = (FDH+FSH_m) h_p + FSH_p (h_p/2)$ , como el resultado es de  $M_u$  es igual a 115,230. Kgf-m, según los datos físico geométricos del diseño es de  $f'_c$  es  $280 \text{ kg/cm}^2$ , y  $f_y$   $4200 \text{ kg/cm}^2$ , como datos geométricos es de  $b=2.10 \text{ m}$ ,  $a=0.780 \text{ m}$  y altura es  $1.80 \text{ m}$ , Con los datos del dimensionamiento y se optiene los resultados de  $k_u$  0.014,  $w=.014$ ,  $r=.0009$ ,  $r_{min} = 0.0024$  es igual  $A_s=38.56 \text{ cm}^2$ , Según E-060, si se requiere, en casos donde  $A_s$  min sea mucho mayor que el actuante no es necesario colocar el mínimo, alternativamente el refuerzo deberá ser por lo menos un tercio mayor que el requerido por el Análisis,  $A_s=12.85 \text{ cm}^2$  se utilizara  $\phi \frac{3}{4}$ ".

## **V. CONCLUSIONES.**

El tipo de suelo en-situ es grava-limosa y grava arcillosa, que no es adecuado para la cimentación de este tipo de estructura de platea de cimentación para molino de bolas de 8" x 8".

El material del préstamo sea mezclado con el material de in-situ lo cual ha permitido mejorar las propiedades físicas del suelo, para la cimentación como la capacidad portante del suelo.

Con estas propiedades mejoradas del suelo se obtiene la estabilidad de la estructura, es decir no presenta fallas por volteo, corte, asentamiento y deslizamiento.

## VI. RECOMENDACIONES

Para el diseño de este tipo de estructura basándose en los resultados de un modelo con las bases empotradas, se debería verificar que las derivas cumplan con lo exigido en la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, luego haberse implementado la Interacción suelo-estructura.

En los estudios de suelos se debería considerar el cálculo del coeficiente experimental  $C_o$ , el cual es un valor de gran importancia para poder realizar un correcto análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura según D.D. Barkan – O.A. Savinov.

Al diseñar una zapata se debería partir de los resultados de un modelo que considere un 2% para el amortiguamiento del concreto, ya que de esta manera se estaría diseñando de una manera más cercana a lo que sucede en la realidad y a la vez se obtendría un diseño más conservador.

Las en la cimentaciones de una estructura de este tipo o en una edificación a porticada deberían construirse en terreno de fundación rígido, mejorado en el proceso constructivo.

Ya que si se hace sobre un suelo flexible, esto puede amplificar de manera considerable el desplazamiento o asentamientos.

Para obtener una muestra confiable, se debería trabajar con información procedente de modelos que no sobrepasen las derivas permitidas por la norma E.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para este tipo estructuras se recomienda en proceso constructivo, los métodos empleados en su conformación del suelo, la densidad de compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

El Material Seleccionado con el que se debe construir el Relleno Controlado deberá ser compactado de la siguiente manera, si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad, Mayor o igual del 99 a 100 % de la máxima densidad

seca del método de, Ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor. Si tiene igual o menos de 12% de finos, deberá compactarse a una Densidad no menor del 98 % de la máxima densidad seca del método De ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

(NTP-E-050) suelos y cimentación, cimentaciones superficiales en taludes En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre. Taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser. Calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.

Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la Presencia de la estructura, El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.



## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

*ASTM (American Society for Testing and Materials)*  
<https://es.scribd.com/document/352980450/ASTM-D2216-98-Metodo-de-Prueba-Estandar-Para-La-Determinacion-de-Laboratorio-Del-Contenido-de-Agua-Humedad-de-Suelos-y-Rocas>

*Antonio V. (2006). En sus tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería estructuras “análisis estático y dinámico de vigas de cimentación asentadas en suelo modelado como medio continuo tipo winkler desarrollado del sistema computacional para análisis y diseño de parrillas de cimentación parwin”.*

*Antonio Blanco Blasco – Apuntes del Curso Concreto Armado 2”, - Pontificia Universidad Católica del Perú, año 2006.*

<https://es.scribd.com/document/143112110/Concreto-Armado-2-Blanco>.

*ASTM. (1985). Classification of Soils for Engineering Purposes: Annual Book of ASTM Standards. D 2487-83. 04.08. American Society for Testing and Materials.pp. 395-408.*

*Carlos C.- Mecánica de suelos y cimentaciones – quinta edición – Limusa México – 2004, España – Venezuela Colombia.*

*Clasificación de suelos - <https://es.wikipedia.org>*

*Capítulo VII losas de cimentación - <http://catarina.udlap>.*

*Carlos E. (2010). Tesis para optar título de ingeniero Civil presento, Estructuras de un edificio de departamentos de diez pisos, Ubicado en una esquina de Miraflores, dentro de un conjunto conformado por tres edificios.*

- CHRISTIAN J. Y JOSÉ A. (2014).- tesis para optar título de ingeniero Civil, “Influencia de la interacción suelo estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas”.*
- Daniel J. (2009), Tesis para optar título de ingeniero civil, proyecto para la exploración y explotación de minerales.*
- Jorge E. Diseño de cimentaciones Superficiales - universidad nacional de ingeniería Facultad de ingeniería civil sección de post grado – <http://www.guzlop-editoras.com>.*
- Juan P. cimentaciones. <https://www.yumpu.com/es/document/view/14510020/metodos-de-calculo-de-cimentaciones-superficiales/5>.*
- Janeth R., Luis G. y Juan D. - Criterios de diseño para losas de cimentación y muros. <https://es.scribd.com/document/24951291/Criterios-Diseno-Losas-Cimentacion-muros>.*
- MTC.- Manual de ensayo de materiales (EM 2000)- análisis granulométrico de suelos por tamizado MTC E 107 – 2000*
- Norma Técnica de Edificación E.020 – Cargas.- Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.*
- Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismoresistente.- Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.*
- Norma Técnica de Edificación E.050 - Suelos y Cimentaciones.- Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.*
- Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado.- Reglamento Nacional de Edificaciones, año 2006.*
- NORMAN O.(2013) en su tesis para optar grado de magister en ingeniería de minas “Estudio de las vibraciones de una chancadora de quijada, del laboratorio de ingeniería de minas de la PUCP*
- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS*

<https://es.wikipedia.org/wiki/Wikipedia:Portada>.

*Teoría capacidad de carga terzaghi - SlideShare*

<https://es.slideshare.net/martinandradepacheco/teoria-capacidad-de-carga-terzaghi>.

*Vicente B. E.T.S.E.C.C.P.B máster en ingeniería estructural y de la construcción-  
evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados  
mediante el método de diseño por desplazamientos*

[https://www.academia.edu/6274411/evaluaci%  
c3%93n\\_del\\_comportamiento\\_s%  
c3%8ds\\_mico\\_de\\_edificios\\_altos\\_dimensionados\\_mediante\\_el\\_m%  
c3%89todo\\_de\\_dise%  
c3%91o\\_por\\_desplazamientos](https://www.academia.edu/6274411/evaluaci%c3%93n_del_comportamiento_s%c3%8ds_mico_de_edificios_altos_dimensionados_mediante_el_m%c3%89todo_de_dise%c3%91o_por_desplazamientos)

## **VIII. AGRADECIMIENTO.**

En primer lugar agradecer a Dios, y en memoria a mis padres quienes me dieron la vida, y a mi esposa Karina y mis hijas Alison, Belén y mis hermanos.

Por el apoyo incondicional durante mi formación académica en todo momento

**Gabriel**

## **IX. ANEXOS Y APENDICES**

**ANEXO 1**  
**CERTIFICADO DE (EMS)**

**ANEXO 2**  
**PLANO DE ESTRUCTURA DEL DISEÑO**

**ANEXO 3**  
**PANEL FOTOGRAFICO**



Panel fotográfico de calicatas para ensayo de mecánica de suelos para proyecto de tesis.



Foto n° 01 y 02 Trabajos Excavación de Calicatas en forma Rectangular y Cielo Abierto



Foto n° 03 y 04 Trabajos Excavación de Calicatas en la Área de la Molienda

De 1.0 m x 1.0 m x 1.50 m

Panel fotográfico de calicatas para ensayo de mecánica de suelos para proyecto de tesis.



Foto n° 05 y 06 Trabajos de Pesado de Materiales y Tamizado para Ensayos de Granulometría



Foto n° 07 y 08 Instalación de Equipos para Ensayos de Corte directo y la Lectura del Resultado del Ensayo.

Panel fotográfico de calicatas para ensayo de mecánica de suelos para proyecto de tesis.



Foto n° 09 muestreo de materiales para Ensayo de Corte Directo de la Muestra 1, 2 y 3



Foto n° 10 Resultado de Ensayo de Corte Directo de la Muestra 1, 2 y 3