



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y VENTAJAS
PARA EL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN O PROYECTO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR: JONNATHAN ROLANDO MOROCHO PUGO

DIRECTOR: MSC. ING. EDUARDO DONEY PALMA ZAMBRANO

CUENCA - ECUADOR

2021



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y VENTAJAS PARA EL ANÁLISIS DE
LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN O PROYECTO DE INTEGRACIÓN
CURRICULAR PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR: JONNATHAN ROLANDO MOROCHO PUGO

DIRECTOR: MSC. ING. EDUARDO DONEY PALMA ZAMBRANO

CUENCA-ECUADOR

2021

DECLARATORIA DE AUTORÍA Y RESPONSABILIDAD

JONNATHAN ROLANDO MOROCHO PUGO portador de la cédula de ciudadanía N° 0106158371. Declaro ser el autor de la obra: “**MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y VENTAJAS PARA EL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**”, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 28 de septiembre de 2021

Jonnathan Morocho

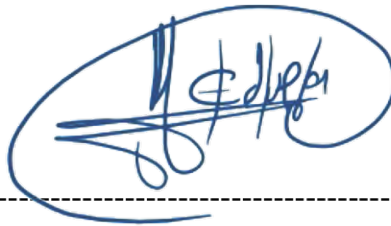
F:

Jonnathan Rolando Morocho Pugo

C.I.: 0106158371

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jonnathan Rolando Morocho Pugo, bajo mi supervisión.



Ing. Msc. Eduardo Dionei Palma Zambrano

C.I.: 1716685191

DEDICATORIA

El Presente trabajo de titulación, se lo dedico a mis padres, por todo el apoyo y confianza que siempre me brindaron en todo momento, siendo ellos el pilar fundamental de toda mi vida.

A mis hermanas mayores, quienes son las personas que me motivan a sobresalir cada obstáculo y me llenan de sugerencias y consejos de cómo enfrentar la vida.

A mis amigos que siempre confiaron en mi capacidad para conseguir este logro de titulación.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios, por brindarme sabiduría, salud y darme fuerzas para no decaer en el aprendizaje continuo día tras día en el arduo camino del proceso de formación académica.

A mis padres por haberme confiado en Mí y brindarme la oportunidad de estudiar, por su esfuerzo, cariño y sacrificio que hicieron en todo este transcurso, sin ellos no hubiese sido posible lograr esta meta.

A las personas que participaron de cierta forma en las experiencias que he tenido, y gracias a ello he aprendiendo como sobresalir bajo ciertas circunstancias que se dan en la vida. Adicional a ello sacarle provecho de bien a cualquier situación para lograr una oportunidad en la vida.

Agradezco a cada uno de los docentes que participaron en mi formación académica con sus enseñanzas y conocimientos, de forma especial agradezco a mi tutor de tesis el Ing. Eduardo Palma, por guiarme y darme las pautas necesarias para poder culminar este último proceso, siendo un verdadero ejemplo cómo persona y profesional.

RESUMEN

El Método de elementos finitos es un procedimiento numérico que se utiliza para la resolución de sistema de ecuaciones que se obtiene de un caso de estudio. Está basado en la discretización del dominio del problema en subdominios llamados elementos, los cuales están interconectados por una serie de puntos denominados nodos o punto nodales y al conjunto de todos estos elementos y nodos se los establece como malla.

La Interacción Suelo Estructura (ISE) considera un trabajo conjunto de unión Suelo-Estructura, en el cual el suelo participa como un elemento de cálculo. Es necesario considerar el comportamiento del conjunto de elementos que conforman el caso de estudio. Las variables que se introducen para su análisis son: El suelo como modelo de cálculo para obtener sus coeficientes de rigidez, la estructura como modelo para obtención de la geometría, y la superficie de contacto entre estas dos variables.

En la actualidad se han desarrollado varios modelos de análisis de ISE, para este estudio se consideró el Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov, el cual considera los 6 grados de libertad en función de sus coeficientes de rigideces, es uno de los modelos más completos para el análisis de ISE, trabajan bajo fuerzas estáticas y dinámicas.

El análisis que se consideró en este documento hace referencia a un Pórtico y una Zapata aislada empleando una comparación entre el Método de Elementos Finitos (MEF) y el Método convencional (MC) el cual es un análisis simplificado en donde participan ecuaciones generalizadas para el cálculo.

PALABRAS CLAVES: MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, COEFICIENTES DE RIGIDEZ, SUPERFICIE DE CONTACTO.

ABSTRACT

The Finite Element Method is a numerical procedure used for solving a system of equations obtained from a case study. It is based on the discretization of the problem domain into subdomains called Elements, which are interconnected by a series of points called nodes or nodal points and the set of all these elements and nodes are established as a mesh. The Soil-Structure Interaction (SSI) considers a joint work of Soil-Structure union in which the soil participates as a calculation element; it is necessary to consider the behavior of the set of elements that make up the case study, the variables that are introduced for its analysis are: The soil as a calculation model to obtain its stiffness coefficients, the structure as a model to obtain the geometry, and the contact surface between these two variables. At present, several ISE analysis models have been developed, for this study the D.D. Barkan - O.A. Savinov dynamic model was considered, which considers the 6 degrees of freedom according to their stiffness coefficients, it is one of the most complete models for ISE analysis, working under static and dynamic forces. The analysis considered in this paper refers to a portal frame and an isolated footing using a comparison between the Finite Element Method (FEM) and the Conventional Method (CM), which is the best method for the analysis of ISE. Conventional Method (CM) is a simplified analysis involving generalized equations for the calculation.

KEYWORDS: FINITE ELEMENT METHOD, SOIL-STRUCTURE INTERACTION, STIFFNESS COEFFICIENTS, CONTACT SURFACE

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	10
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	11
JUSTIFICACIÓN	12
OBJETIVOS	13
1 ESTADO DE ARTE: MARCO TEÓRICO	14
1.1 Reseña histórica.....	14
1.1.1 Evolución del MEF	14
1.2 Teoría para el MEF	15
1.2.1 Conceptos de Elasticidad	16
1.2.2 Consideraciones de energía.....	17
1.3 El mallado para el MEF	17
1.3.1 Criterio de convergencia (mallado)	18
1.4 Consideraciones generales que forman parte de un modelo de análisis en interacción suelo estructura	18
1.4.1 Consideraciones para el comportamiento esfuerzo-deformación en el material suelo.....	18
1.4.2 Consideraciones para el comportamiento esfuerzo-deformación en el material Estructural.....	19
1.4.3 Superficie de contacto	21
1.5 Modelos existentes para el estudio de interacción suelo estructura	22
1.5.1 Modelo dinámico de interacción suelo estructura	24
2 METODOLOGÍA Y DESARROLLO	26
2.1 Procedimiento para la obtención de esfuerzos en zapatas aisladas por el método convencional.....	26
2.2 Modelo de Zapata por el método de elementos finitos en Sap2000.....	29
2.3 Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura	34

2.4	Modelado del pórtico considerando empotramiento perfecto.....	37
2.4.1	Resultados:.....	41
2.5	Modelado del pórtico considerando parámetros obtenidos de la Interacción Suelo-Estructura	42
2.5.1	Para un suelo intermedio: arcilla limosa.....	42
2.5.2	Para un suelo Blando: limoso con arena.....	45
2.6	Análisis de zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional	48
2.7	Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional	52
2.8	Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método de elementos finitos	53
2.8.1	Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura para suelo intermedio (arcilla limosa) mediante el método de elementos finitos ..	57
2.8.2	Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura para suelo blando (limo con arena) mediante el método de elementos finitos.....	60
2.8.3	Resultados:.....	62
2.9	Análisis Comparativo de resultados.....	68
2.9.1	Pórtico.....	68
2.9.2	Zapata.....	71
3	CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	79
3.1	Conclusiones	79
3.2	Recomendaciones.....	82
3.3	Futuras líneas de investigación	83
	BIBLIOGRAFÍA	84

INTRODUCCIÓN

El análisis por elementos finitos (AEF) se conoce como la división que se realiza de la geometría, en la cual es necesario dar solución a través de varias ecuaciones, para ello se emplea una simulación con la ayuda del computador, y este a su vez, por medio de un proceso numérico establecido llamado método de elementos finitos (MEF) genera aproximaciones. Dentro del campo de la Ingeniería Civil la aplicabilidad del MEF resulta ser importante en varias áreas, esto se debe a los resultados que puede ofrecer tal método. Sin embargo, esto se ve mermado al identificar que muchos profesionales lo desconocen, por tal motivo el objetivo de este documento se centra en comprender cuales son las ventajas de usar el método de elementos finitos en la interacción suelo estructura, comparándolo con el uso de métodos convencionales y así identificar las ventajas de resultados obtenidos; todo esto basado en documentación que permita a cada profesional entenderlo desde un aspecto más sencillo. Por tal motivo, la metodología a considerar será desarrollada bajo un enfoque cualitativo y cuantitativo, del cual se desprenderá toda la información que permita identificar como debe ser estudiado y ejecutado cada paso, para obtener el resultado esperado en la interacción de suelo estructura, el propio método de elementos finitos deberá ser expresado mediante etapas con el propósito de señalar que aspectos se deben considerar y como deben emplearse, siendo sustentado bajo fuentes bibliográficas que orientarán la correcta formulación del problema.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La ingeniería civil se caracteriza por ser una profesión muy amplia, dentro de esta hay gran variedad de especializaciones según el área de estudio. Muchas de estas áreas han desarrollado mecanismos que les han permitido optimizar tiempo en cálculo, así como la verificación de que lo que se ejecute cumpla normativas y por ende brinde el resultado esperado. Por ello, con el paso del tiempo el estudio de metodologías o alternativas que permitan obtener resultados más acordes a la realidad, se han convertido en un tema de gran importancia, tal es el caso del comportamiento en la unión suelo estructura, pues esta condición posee diferentes variables que de no ser evaluadas con detenimiento o de no ser consideradas pueden causar que no exista un equilibrio entre estos dos elementos. Con relación a ello, se tiene que su estudio es necesario y el más importante entre muchos otros, por lo que ambos son una constante en cualquier construcción que se realice sobre el suelo. Es vital conocer los posibles escenarios que puede sufrir una interacción entre el propio suelo y la estructura, de manera que se pueda calcular y tener un dimensionamiento acertado, actualmente se ha observado que el método de elemento finitos posee mayor auge y esto se debe a que proporciona ventajas valiosas y muy concretas dentro de este campo, pues según se conoce permite que se brinde soluciones más eficientes y con mejor resultado ante situaciones complejas. Pese a las ventajas que presenta este método, hay un factor determinante al que puntualiza esta investigación y es el desconocimiento de este método en estudiantes y profesionales ya graduados, motivo de ello puede ser el no especializarse en el área de suelo o estructuras, falta de interés, comodidad y seguridad que brinda conocer métodos convencionales y en otros casos el temor al conocer y emplear nuevos métodos, al igual que incursionar en el uso de software, todos estos factores independientemente de su motivo real conlleva a que no se haga uso de tal método y se siga invirtiendo valioso tiempo en cálculos minuciosos e incluso análisis matriciales mientras que hoy en día un programa puede realizarlo en minutos y optimizar no solo ese tiempo sino también el de verificación. Con base en lo ya descrito, se tiene que el uso del método de elemento finitos es una ventana pues esto mejora la comprensión de una situación y la ampliación en lo que refiere al conocimiento de tipos de estructuras, ayuda con información que al profesional le beneficia y sobre todo le permite alcanzar análisis de manera más sencilla y apegada a la realidad.

JUSTIFICACIÓN

La implementación de análisis por elementos finitos en un sistema que corresponde al análisis estructural proporciona diferentes beneficios, debido a la evolución que está teniendo el MEF. Ha logrado una gran acogida con el tiempo ya que existen muchas aportaciones y están enlazadas con la tecnología del computador, por ello se convierte necesario hacer de este método un análisis cotidiano para los ingenieros civiles, de modo que sea fundamental comprender lo que sostiene cada fuente de información. El interés en conocer cómo aplicar este método para realizar un análisis estructural más detallado, puede conceder resultados más apegados a la realidad con gran garantía y satisfacción que brinda seguridad en un entorno, por tal motivo el uso de este método está muy presente en la actualidad y la modernización del conocimiento incluido su aplicación puede adicionar una ventaja en las ofertas de empleo. En la actualidad, existe un déficit de conocimiento sobre el uso del MEF dentro de la interacción de suelo estructura, así como la aplicación e incluso manejo de software especializado para desarrollarlo, pues este comprende no solo eficiencia, tiempo y capacidad de procesar información sino además la manipulación de gran cantidad de datos, esto sin mencionar lo complejo que puede ser la interpretación de los resultados, que generalmente, al ser comparado con programas convencionales de análisis basados únicamente en el método de las rigideces o similares es menor, en este sentido los programas de elementos finitos muestran resultados que necesita la interpretación proveniente no solo por conocimiento sino además por la experiencia que se obtiene con el tiempo lo que permite obtener mejores soluciones. De acuerdo a lo mencionado, el empleo de este método en la interacción de suelo estructura posee una ventaja significativa en conocer de manera más real el comportamiento de la cimentación, de esta manera es posible adelantarse a las posibles situaciones, lo que aminora la posibilidad de daños o asentamientos que desfavorezcan una edificación. Esta característica tan positiva dará inicio a tener mejor claridad en el manejo de software de modo que se alcance la simulación de fenómenos casi reales dentro de los programas, desarrollando así parte del conocimiento intuitivo del estudiante y/o profesional de ingeniería civil.

OBJETIVOS

GENERAL

Comparar las ventajas entre el uso del método de elementos finitos en interacción suelo estructura y un análisis con el método convencional a través de las ventajas que ofrecen sus resultados.

ESPECÍFICOS

- Identificar mediante una revisión documental la historia, y evolución del método de elementos finitos.
- Determinar la importancia, ventajas y desventajas en el ámbito económico y de tiempo respecto al uso del método de elementos finitos
- Analizar la importancia de aplicación del método de elementos finitos para interacción suelo estructura, así como los modelos actuales dentro del área estructural y programas más usados.
- Establecer un proceso específico para la aplicación del MEF en un análisis estructural para interacción suelo estructura con ayuda de la normativa nacional e internacional que aplica para este análisis de MEF.

1 ESTADO DE ARTE: MARCO TEÓRICO

1.1 Reseña histórica

Según la historia, el método de elementos finitos data aproximadamente de la época de los egipcios, cuando calculaban el volumen de una pirámide, mientras que Arquímedes lo empleó para conocer la variedad de volúmenes y superficies. Sin embargo, para ese entonces no se conocía con el nombre de método de elementos finitos, fue hasta los años 40, donde se le dio dicho nombre, esto ocurre por la necesidad de resolver de manera más rápida, aquellos inconvenientes complejos y de elasticidad que se producen de análisis estructurales que se evidencia dentro del campo de ingeniería civil y también la aeronáutica. (Tacco, 2018)

La aportación de Alexander Hrennikoff y Richard Courant en 1941 y 1943 respectivamente que, logran desarrollar este método formalmente en base a una única particularidad que se denominó malla de discretización de un solo dominio que comprende sub dominios, los mismos que proporcionan un conjunto de etapas consecutivas que permiten la ejecución del método como en la actualidad se trabaja. (Tacco, 2018)

Tal y como lo señala Ferrari & Del Castillo (2018), el primer libro que exponía datos relacionados al método de elementos finitos (MEF) fue escrito por Zienkiewicz y Chung y publicado para el año 1967, sin embargo, años atrás ya se tenía una solución que se vinculaba con problemas relacionados a la elasticidad e incluso el empleo de interpolación polinomial dividida en varias regiones triangulares de manera que asemejara problemas de torsión.

Culminando la década de los sesenta, se logró realizar análisis a través de los elementos finitos direccionado a problemas no lineales y que además de ello presentaban deformaciones, por ello en la actualidad este método se expande de forma más amplia y se le concede mayor uso en los que respecta a disciplinas ligadas a la industria. (Jonathan Stewart, 2012)

1.1.1 Evolución del MEF

La evolución del MEF comprende desde el uso que Arquímedes y los egipcios le dieron antes de Cristo hasta el siglo XX, cuando Hrennikoff paso a la historia como una

de las personas que aporato a este método, no solo por la discretización de un solo dominio a través de una red, sino además de ello el uso de un método de armazón que desempeña como un medio elástico en el cual alude a un grupo de vigas y barras. Del mismo modo Courant fue reconocido igual que su compañero pero, por la discretización a través de regiones triangulares que se ensamblan posteriormente y conllevan al principio de la energía potencial mínima que permite un sub ensamblaje de dichas regiones, finalmente esto produjo una propuesta más apegada a la evolución que alcanzó las derivadas parciales y desarrollados por otros profesionales como Rayleigh, Ritz y Galerkin.

Los métodos de elementos finitos han sido el centro de diferentes estudios, esto por la importancia que poseen y por las posibles soluciones que puede proporcionar, ya que desde el área de la ingeniería dicho método es un aliado. En la actualidad existe un gran conjunto de líneas investigativas (análisis de interacción suelo-estructura, unión estructural en sistemas discretos y continuos, análisis dinámicos, entre otras) por lo que es importante que se mejore y depure las diferentes teorías que lo rodean, al igual que sus técnicas, de manera que pueda emplear un sistema común. (Celigüeta, 2011)

La evolución del método de los elementos finitos surge, como idea de una técnica de simulación especialmente para emplearla por computadores dentro del área de ingeniería, si bien su creación se basa en la aproximación de soluciones a través de ecuaciones diferenciales parciales que resultan de difícil solución, su uso dentro de la ingeniería y física es constante por lo que permite la mejora en dos aspectos, como lo es la mejora de los productos y por sobre todo el mismo diseño, de esta manera se hace más fácil utilizarlo a nivel industrial. (Díaz, 2000)

Por otra parte, este método se caracteriza en presentar mayores soluciones, por lo que lo convierte en uno de los más empleados en la actualidad, siendo este método capaz de generar una solución de forma numérica a un problema, reduce el tiempo de diseño y a la vez incrementa el nivel de seguridad sobre el proyecto ingenieril en cuestión, pues el analizar diferentes fenómenos físicos como deformaciones, vibraciones, temperatura y esfuerzos es posible sin invertir tiempo adicional. (Ferrari & Del Castillo, 2018)

1.2 Teoría para el MEF

El método de elementos finitos se establece como un procedimiento numérico que se utiliza para la resolución de sistema de ecuaciones en derivadas parciales, las ecuaciones

de contorno y condiciones iniciales, basado en la discretización del dominio del problema en subdominios llamados Elementos, los cuales están interconectados por una serie de puntos denominados nodos o punto nodales y al conjunto de todos estos elementos y nodos se los establece como malla. (Demeneghi, 2000).

Para establecer el análisis de Elementos finitos en cualquier consideración estructural primero se debe establecer la matriz de rigidez la cual reúne todos los parámetros y características de los elementos a ser analizados, pero para iniciar el estudio es necesario entrar a conocer la teoría de elasticidad (esfuerzo-deformación de los materiales) y la teoría de energía, la cual reúne la consideración de la energía de deformación y el trabajo virtual. Esto permite establecer un modelo matemático analítico que permitan representar el elemento idealizado. Para ello es necesario conocer la geometría y la tipología de los elementos, las condiciones de contorno en la que trabajará el material (hace referencia hacia las uniones o conexiones que se encuentra los elementos) y las cargas que pueden ser de tipo estática y dinámica. (Meza Rodríguez José Antonio, 2014)

1.2.1 Conceptos de Elasticidad

La elasticidad se define como una propiedad mecánica de algunos materiales los cuales al ser sometidos a cargas externas sufren deformaciones y cuando estas cargas se retiran vuelven a su forma original sin sufrir alteraciones en sus propiedades mecánicas. Este concepto cumple solo si las cargas o fuerzas exteriores aplicadas no superan su estado límite de elasticidad en una función definida como diagrama esfuerzo-deformación; en el caso de superar este límite se involucra en fenómenos de plasticidad generando deformaciones permanentes.

La elasticidad puede estar presente en un comportamiento lineal y no lineal siempre y cuando se respete dicho concepto mencionado en el párrafo anterior y al cual hizo énfasis la ley de Hooke (diagrama de Esfuerzo y deformaciones). (Hurtado, 2002)

1.2.1.1 Esfuerzos y deformaciones

El efecto de fuerzas internas y externas involucran en el cuerpo esfuerzos normales y tangenciales, es importante establecer los ejes cartesiano para su análisis. Es importante demarcar los signos de los esfuerzos, comúnmente se denota a los esfuerzos normales como positivos cuando producen tracción y negativo cuando producen compresión. Los

signos de esfuerzos tangenciales dependen de la cara de la normal y sus direcciones deben establecer el signo. (Hurtado, 2002)

Las deformaciones obligan el desplazamiento de un punto cualquiera que pertenece al cuerpo por presencia de cargas internas o externas.

1.2.1.2 Fuerzas internas y externas

Las fuerzas externas son aquellas que se aplican sobre una superficie externa de un cuerpo y pueden ser concentradas en un solo punto o distribuidas en la superficie de sus caras según como se denote, estas pueden estar en una, dos o tres dimensiones. (empuje de suelos, contacto entre dos cuerpos, etc.).

Las fuerzas internas se presentan internamente distribuidas en el espacio del cuerpo y pueden presentarse como una acción o reacción debido a fuerzas externas, dependiendo del número de dimensiones a trabajar esta se denotará según el vértice. (Holguin, Barcia, & Arteaga, 2016)

1.2.2 Consideraciones de energía

La energía es la capacidad que posee la materia para inducir un trabajo a través del movimiento o en otras formas como luz y calor, esta misma posee una capacidad fundamental en lo que respecta a la física.

Las ecuaciones que intervienen en el método de elementos finitos hacen mención a las que se forman por el teorema del trabajo virtual y la energía de deformación, es casi imposible mencionar el trabajo sin involucrar la energía o viceversa, pues evidentemente ambos van de la mano y su dependencia es mutua. (Fernández, Carusela, El Hasi, & Lopez, 2016)

El teorema del principio de trabajo virtual resulta de las fuerzas internas que experimenta un cuerpo y producto de ello sufre deformaciones virtuales internamente.

El teorema del principio de energía de deformación consiste en el aumento de energía interna acumulado en el interior de un sólido deformables por presencia de fuerzas.

1.3 El mallado para el MEF

Es importante mencionar que el mallado está relacionado directamente con los elementos de forma a considerar (unidimensional, bidimensional y tridimensional). Y el

nivel de discretización (dimensión del mallado) depende del criterio de convergencia. (Vázquez & López, 2001)

1.3.1 Criterio de convergencia (mallado)

Si bien, el análisis de una estructura a través del MEF es correcto cuando la discretización es más profunda con un número mayor de nodos los cuales forman a los elementos, esto permite que las respuestas obtenidas sean más cercanas a la solución exacta de las ecuaciones, esto por el refinamiento de la malla. (Vázquez & López, 2001)

1.4 Consideraciones generales que forman parte de un modelo de análisis en interacción suelo estructura

La Interacción Suelo Estructura (**ISE**) considera un trabajo conjunto de unión Suelo-Estructura en el cual el suelo participa como un elemento de cálculo; para esto es necesario asumir el comportamiento que va a estar sometida el conjunto de elementos que conforman el caso de estudio, aquí mencionamos las variables posibles que se pueda introducir para su análisis general.

1.4.1 Consideraciones para el comportamiento esfuerzo-deformación en el material suelo

El suelo es considerado como un elemento elástico deformable para iniciar un análisis de un modelo, adicional a ello existen diferentes criterios que adoptan los autores para establecer su modelo. Estos criterios están basados en el comportamiento que sufre el suelo al ser sometido a diferentes ensayos experimentales para poder formular las ecuaciones que van a ser parte del modelo idealizado. (Brito, 2017)

El estrato del suelo es uno de los componentes más importantes para formar el modelo ya que está compuesto por varios materiales muy complejos, y su comportamiento depende de un gran número de variables que puede ser obtenidas por medio de exploración geotécnica para la recolección de datos que permitan obtener valores por medio de ensayos, esto debe realizarse por personal calificado, los datos necesarios que son considerados son:

- Angulo de fricción
- Permeabilidad del suelo
- Capacidad portante del suelo
- Cohesión del suelo

- Tipo de Consolidación en el suelo
- Tipo de suelo, más allá de clasificar el suelo por los diferentes métodos existentes, necesitamos saber, necesitamos saber si el suelo es flexible o rígido:
 - Si es suelo Flexible: se definen como suelos con baja capacidad de carga, con un alto contenido de humedad, las propiedades mecánicas de estos materiales hacen que sean muy deformables en presencia de cargas.
 - Si es suelo Rígido: se definen como rocas, debido a que son muy indeformables aquí encontramos las rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias. Las propiedades mecánicas de estos materiales permiten que soporten grandes cantidades de cargas.

1.4.1.1 Comportamiento del material suelo

Para conocer el comportamiento del suelo es necesario tomar muestras y realizar un ensayo triaxial (actualmente es el ensayo más completo en nuestro medio), este permite por medio de una gráfica de diagrama esfuerzo-deformación identificar que el suelo tiene un comportamiento no lineal. (Brito, 2017)

Es muy complicado reunir todas las propiedades y características de cada uno de los elementos que conforman al suelo, debido a esta complejidad existente se debe cumplir con consideraciones teóricas mínimas para su modelamiento:

- Equilibrio de fuerzas
- Compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones
- Relación matemática del comportamiento elástico
- Condición de frontera de Fuerza-Desplazamiento

Estas consideraciones teóricas permiten realizar un modelado del suelo para llevarlo a un análisis en el cual el objetivo primordial es reunir la mayor cantidad de variables que estén involucradas en función de las consideraciones teóricas.

1.4.2 Consideraciones para el comportamiento esfuerzo-deformación en el material Estructural

Para empezar el análisis de su modelación es necesario comprender lo que es una estructura, de forma general lo definimos como un conjunto de varios elementos que se

encuentran enlazados o unidos, los cuales deben cumplir las siguientes consideraciones. (Meza Rodríguez José Antonio, 2014)

- Resistencia: capacidad de soportar cargas
- Rigidez: es la capacidad de deformación que tiene un cuerpo en presencia de carga
- Estabilidad: permanecer o volver al estado de equilibrio por presencia de cargas.
- Funcionabilidad: el uso que se le va dar a la estructura en presente y futuro.

Para el análisis del modelo a idealizar es necesario seguir los siguientes lineamientos establecidos, en donde se debe respetar la jerarquía de cada proceso considerado que se establece a continuación:

1. Establecer un modelo analítico que idealice la estructura esto se basa en analizar lo siguiente:
 - Definir un modelo geométrico el cual debe contener la unión del conjunto de elementos, aquí pueden existir elementos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales (ya debe estar definido el tipo de cimentación a realizar).
 - El tipo de conexiones o uniones de contacto que se va idealizar, aquí debe tener en consideración la forma constructiva.
 - El comportamiento del material (cemento, compuesto por acero y hormigón) es fundamental debido a que de aquí se identifican ecuaciones que gobiernan el comportamiento de la estructura con relación a su geometría, hay 2 tipos de comportamiento de forma lineal o no lineal.
 - La acción de cargas a las que va a estar sometida la estructura ya sean dinámicas o estáticas, en un modelado completo actúan las dos.
2. Una vez establecido el modelo analítico procedemos a encontrar los valores de interés para el análisis del cálculo estructural el cual involucra:
 - Un redimensionamiento de las secciones idealizadas el cual influye conocer las propiedades de la sección en todas sus direcciones y el comportamiento material ya establecido para los diferentes elementos que conforman todo el conjunto del modelo para obtener resultados

como esfuerzos, deformaciones, desplazamientos, asentamientos y otros cálculos necesarios de la estructura.

3. Verificar el dimensionamiento y resultados en códigos o reglamentos existentes según en la localidad que se encuentre, así garantizamos el diseño. Es importante considerar si estamos analizando por resistencia última del elemento como es el estado límite último o estado límite de servicio.
4. Exponer los resultados con una fácil interpretación del modelamiento final con el objetivo de que ciertas personas con previo conocimiento puedan verificar e interpretar el modelo.

1.4.3 Superficie de contacto

El estudio del estado de contacto recae directamente en una cantidad dimensionada de masa que tendrá la estructura de cimiento (la cual reúne un conjunto de parámetros y propiedades de los elementos que la conforman) y la cantidad de masa de suelo, que dependerá de la dimensión estipulada para conformar la superficie de contacto. Este estudio se simplifica en modelar el comportamiento que tendrá en suelo por las acciones de diferentes fuerzas. (Camacho & Romero, 2012)

A continuación, detallaremos las siguientes consideraciones para el análisis de la superficie de contacto:

- Los esfuerzos de contacto dependen directamente de la geometría del cimiento y son evaluados por la relación de desplazamientos y tracciones sobre la superficie de contacto
- El contacto existente entre en suelo y la estructura de cimiento se puede dividir en función de la rigidez de los materiales y se denota como:
 - Flexible –Flexible: todos los elementos que conforman ISE son deformables y con una rigidez similar.
 - Rígido – Flexible: cuando uno de los elementos que conforman el conjunto ISE tiene una rigidez superior a la otra con relación al cuerpo deformable con que contacta, lo común en este caso es estructura rígida - suelo flexible.
- Debe existir compatibilidad necesaria para que se comporten como un solo conjunto

- Elementos de contactos a considerar para el análisis de contacto:
 - Elemento de contacto nodo-nodo: para superficies alineadas y cuando existan deslizamientos despreciables con deformaciones y rotaciones en la superficie son pequeñas.
 - Elemento de contacto nodo-superficie: las áreas de contacto son desconocidas y se permite deslizamiento, se aplica para un contacto de un punto hacia la superficie.
 - Elemento de contacto superficie-superficie: área desconocida y se permite grandes deslizamientos y existen para contactos entre cuerpos Rígido-Flexible y Flexible-Flexible. Este método es el más completo para el análisis por elementos finitos en ISE. (Brito, 2017)

Para el análisis con el software sap2000, nos adaptaremos a los elementos de contacto que el programa establece, y este hace referencia elemento de contacto nodo-superficie.

1.5 Modelos existentes para el estudio de interacción suelo estructura

Es necesario comprender como se introduce el cálculo de elementos finitos como método de análisis, para ello empezamos a realizar la comparación entre los métodos de cálculo convencional y el método de elementos finitos, estos dependen de un modelo y para ello es necesario denotar como se forman los modelos de forma general, tanto para el método de elementos finitos y para los métodos convencionales. (Demeneghi, 2000)

Si utilizamos una función $f(x) = x$, se puede conocer la gráfica (exacta), una línea diagonal que pasa por el origen y se conoce rápidamente cada uno de sus valores, eso por la ecuación que gobierna ($y=x$); ahora para un $f(x)^2$ cuya ecuación desconocida fuera una más compleja en donde no se puede conocer con exactitud ciertos valores de interés (como los máximos y mínimos), esto ocurre porque la ecuación que gobierna ya es más compleja, y la gráfica se la puede definir de forma parcial empleando un cálculo simplificado, para conocer la gráfica exacta de $f(x)^2$ es necesario implementar métodos numéricos el cual permite la resolución total y exacta de la ecuación en cualquier punto o rango numérico de interés.

Entonces claramente se puede identificar que las funciones $f(x)_1$ y $f(x)_2$ vienen a ser los modelos matemáticos que pueden ser calculados por métodos simplificados y el método por cálculo numérico, el nivel de respuesta será variable. Los modelos están conformados por variables y condicionantes de un problema establecido que necesitan solución, y esto es posible con la ayuda de los métodos numéricos ya que permiten resolver el modelo en su totalidad, actualmente los métodos numéricos se encuentran programados en softwares computacionales, los cuales permiten tener una visualización mejor para interpretar los resultados. (Ferrari & Del Castillo, 2018)

El método numérico es el que permite encontrar la solución al cálculo por el Método de Elementos Finitos, ya que debido a este proceso es posible dar soluciones al gran número de ecuaciones que se forman por el proceso de transformación de la discretización del elemento continuo (formación del mallado).

Es importante estipular que los MODELOS que fueron creados para el cálculo por método convencional con análisis numérico pueden ser utilizados para realizar el cálculo por el método de elementos finitos permitiendo llegar a conocer resultados más detallados en cualquier rango de condición que establezca dicho modelo, es decir una vez transformado un elemento continuo a conjunto de elementos y nodos es posible conocer resultados como deformación, esfuerzos, asentamientos, entre otros en cualquier parte del elemento discretizado. (Ferrari & Del Castillo, 2018)

Actualmente existen muchos modelos para el análisis de interacción suelo estructura que se han desarrollado y han sido introducidos en programas de cómputo para su cálculo y análisis. A continuación, se mencionará a los modelos que por previas investigaciones se consideran importantes, vamos a denotar los métodos existentes de forma general, basado en estudio amplio por el PHD. Genner Villareal Castro.

Métodos que trabajan bajo el concepto de suelo elástico deformable y se analizan por fuerzas estáticas y coeficiente de rigidez (resorte) y están acondicionadas para analizar las fuerzas estáticas y dinámicas. (Castro P. G., 2006)

- Coeficiente de Rigidez (Resorte): existen modelos estáticos:
 - Modelo de Winkler E. (coeficiente de balasto vertical)
 - Modelo de Pasternak P.L (coeficiente de balasto horizontal)
 - Modelo del semi-espacio elástico (rigidez variable).

Trabajan bajo concepto de masa, coeficientes de rigidez equivalente (resorte) y amortiguamiento (disipadores de energía), los modelos existentes:

- Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov / Cimentación superficial.
- Modelo dinámico V.A. Ilichev / Rigidez variable - Semiespacio elástico Homogéneo e isótropo.
- Modelo dinámico A.E. Sargsian / establece coeficientes de rigidez en direcciones x, y el cual depende de la densidad, área de contacto del suelo.
- Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 / considera coeficientes y giros en x,y,z; , basada en el Modelo dinámico D.D. Barkan y depende del módulo de elasticidad y la capacidad portante del suelo.
- Modelo de Newmark Factores de amplitud para el amortiguamiento en análisis sísmico.

Para este estudio se considera el Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov / Cimentación superficial, debido a que analizan los coeficientes 6 grados de libertad, es uno de los más complejos para el análisis de interacción suelo estructura y trabajan bajo fuerzas estáticas y dinámicas. (Castro P. G., 2006)

1.5.1 Modelo dinámico de interacción suelo estructura

1.5.1.1 Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov / Cimentación superficial.

Este modelo es el resultado de investigaciones experimentales basado en la interacción suelo estructura en vibraciones forzadas, en 1948 el científico Ruso D.D. Barkan inicia su estudio para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones y propuso las siguientes expresiones matemáticas:

$$K_x = C_x A; K_y = C_y A, \text{Ecuación (1)}$$

$$K_z = C_z A, \text{Ecuación (2)}$$

$$K_\phi = C_\phi I, \text{Ecuación (3)}$$

Donde:

- K_x, K_y, K_z, K_ϕ : son coeficientes de rigidez
- C_x y C_y : Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

- C_z y C_ϕ : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no 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.

Por cuanto los coeficientes C_x , C_y , C_z , C_ϕ dependen de las propiedades elásticas del suelo y otros factores que deben ser analizados por ello es importante considerar ciertas características generales de la base de fundación.

Para calcular los coeficientes C_x , C_y , C_z , C_ϕ el científico O.A. Savinov realizo unas investigaciones teóricas y experimentales, relacionando las variables de la presión estática del suelo (ρ) y las dimensiones de la base de cimentación, así determino las siguientes expresiones:

$$C_x = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}, \text{Ecuación (4)}$$

$$C_x = C_y$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}, \text{Ecuación (5)}$$

$$C_\phi = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}, \text{Ecuación (6)}$$

Donde:

- D_o y C_o : Son coeficientes determinados mediante experimentos realizados
- D_o :

$$D_o = \frac{1-u}{1-0.5u} C_o, \text{Ecuación (7)}$$

- a, b : son dimensiones de la cimentación en el plano
- Δ : coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$
- ρ : coeficiente estático del suelo.
- ρ_0 : 0.2 kg/cm^2 valor experimental adoptado por el autor.
- C_o , se obtiene de la siguiente tabla 1

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	C_0 (kg/cm ³)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$)	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$)	0,8
		Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,8

Tabla 1: (Castro P. G., 2006)

2 METODOLOGÍA Y DESARROLLO

2.1 Procedimiento para la obtención de esfuerzos en zapatas aisladas por el método convencional

- Para para el análisis de diseño de una zapata aislada de hormigón armado, se consideró el código ACI318S-19 “Requisitos de reglamento para concreto estructural” como guía y respaldo para comparar los resultados.
- Identificar los tipos de fuerzas que actúan en la base de la cimentación de la zapata, ya que de estas depende el análisis para la zapata; en este caso se analizara un pórtico en 2D, y se obtiene: cargas axiales, contantes y momentos.

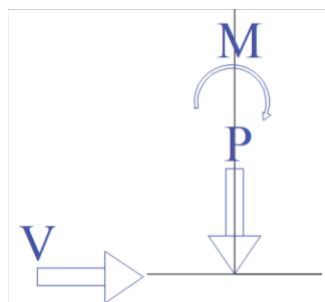


Figura 1 de MC: fuerzas resultantes de un análisis de pórtico en 2D

- Adicional a ello se identifica las sobrecargas superficiales que pueden estar presente, estas provocan esfuerzos en la zapata adicionales que deben ser considerados, en la figura 2 de MC observa las sobrecargas actuantes.

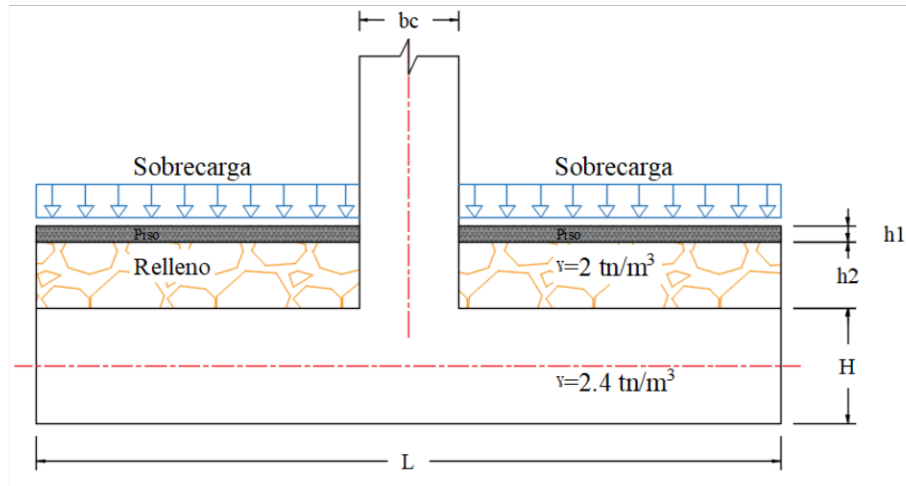


Figura 2 de MC: Sobrecargas superficiales actuantes en la zapata

- Para iniciar el análisis de cálculo es necesario proponer dimensión del espesor de la zapata H , para ello se utiliza la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la columna, tomando la consideración en el ACI318s-19 en el apartado 25.4.9.2 para su cálculo, en donde exponen dos fórmulas, el valor adoptar debe ser el mayor, este proceso de cálculo se observa en el anexo 1A y 1B.
- Calcular todos los esfuerzos actuantes por efecto de sobrecargas superficiales y restar a esfuerzo admisible del suelo, obteniendo de esta forma la capacidad portante del suelo.

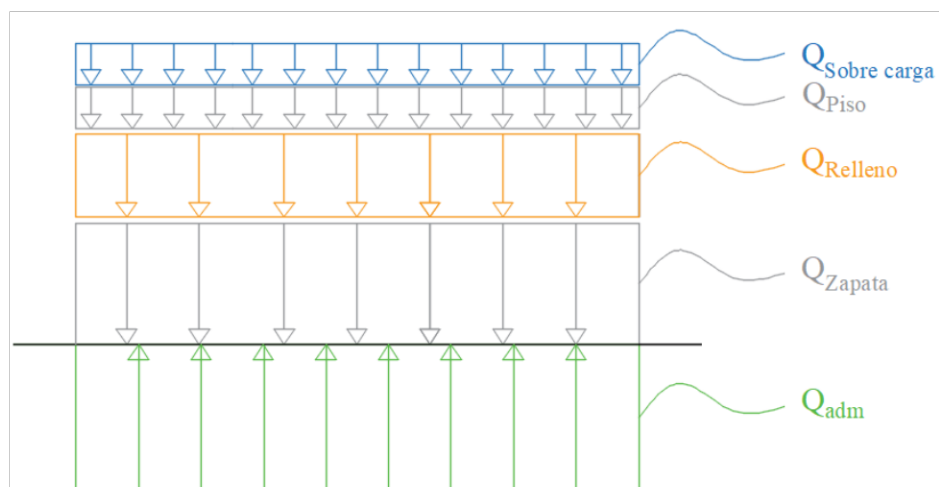


Figura 3 de MC: Consideraciones para el cálculo del esfuerzo portante

- Obteniendo la capacidad portante del suelo se procede a dimensionar la zapata y encontrar L_x , L_y ; utilizando el siguiente esquema propuesto:
 - Se debe tener en cuenta la carga axial P_s y el momento actuante M_s del resultado como análisis del pórtico, considerando la combinación de estado límite de servicio para su diseño geotécnico.
 - Se debe calcular la excentricidad e , $e = M_s/P_s$, y debe cumplir la siguiente condición, $e \leq L/6$ para que la zapata este sometida a compresión.
 - Sabiendo la que cumple la condición de e , se aplica las formulaciones pertinentes para ese tipo de análisis, lo que involucra lo siguiente:

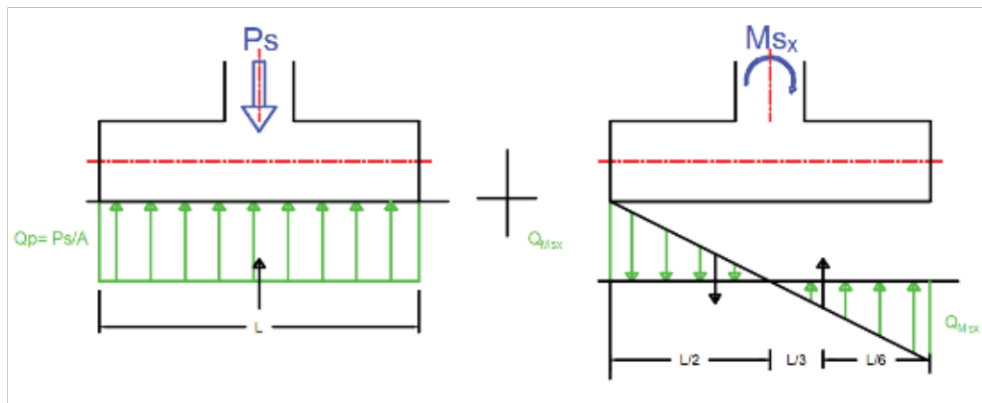


Figura 4 de MC: Consideraciones para el cálculo del dimensionamiento

- Esfuerzo mínimo: $G_1 = \frac{P_s}{L_x L_y} \left(1 - \frac{6e}{L_x} \right)$
 - Esfuerzo máximo: $G_2 = \frac{P_s}{L_x L_y} \left(1 + \frac{6e}{L_x} \right)$
- Conociendo las dimensiones se procede a calcular los esfuerzos actuantes en la zapata aislada, considerando la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico, obteniendo un:
 - G_{\min} = Esfuerzo mínimo
 - G_{\max} = Esfuerzo máximo

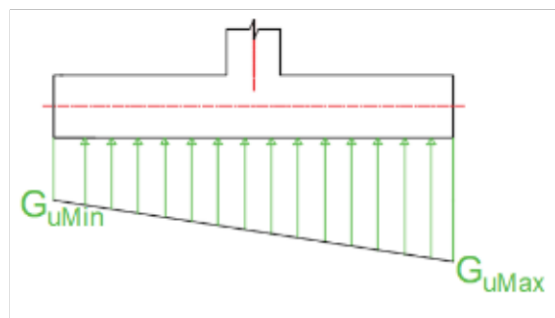


Figura 5 de MC: esfuerzos máximos y mínimos

2.2 Modelo de Zapata por el método de elementos finitos en Sap2000

- Modelo geométrico idealizado

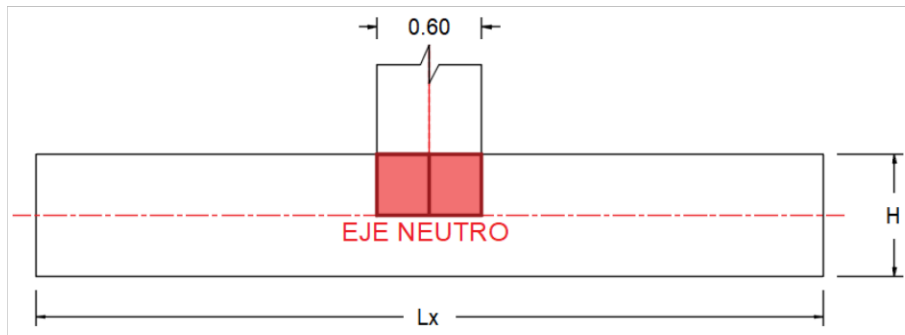


Figura 1 de MEF: idealización geométrica en sap2000 para el análisis

- Identificado la geometría del modelo se procede a modelar el eje neutro de la zapata y la sección de la columna (la columna a modelar debe tener una altura igual a la mitad de la altura de la zapata, para considerar las cargas que se transmiten en la base de la columna) como se observa en la figura 1 de MEF, para ello es importante mencionar que en este programa se necesita que la discretización (el mallado) sea creado por el autor del modelado, la discretización depende de la geometría de la zapata, en la figura 2 de MEF se puede observar un modelo discretizado.

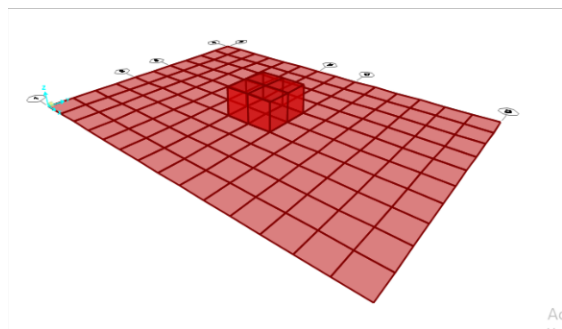


Figura 2 de MEF: modelo completo de zapata, con el mallado tanto en columna y losa de cimentación.

- Modelado de la Zapata aislada: Definir los materiales y la geometría de la losa de cimentación (zapata), utilizaremos las mismas características del ejemplo del método simplificado, con un hormigón de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y un espesor de la zapata. Estos datos son introducidos en el Sap2000 como observamos en la figura 3 de MEF.

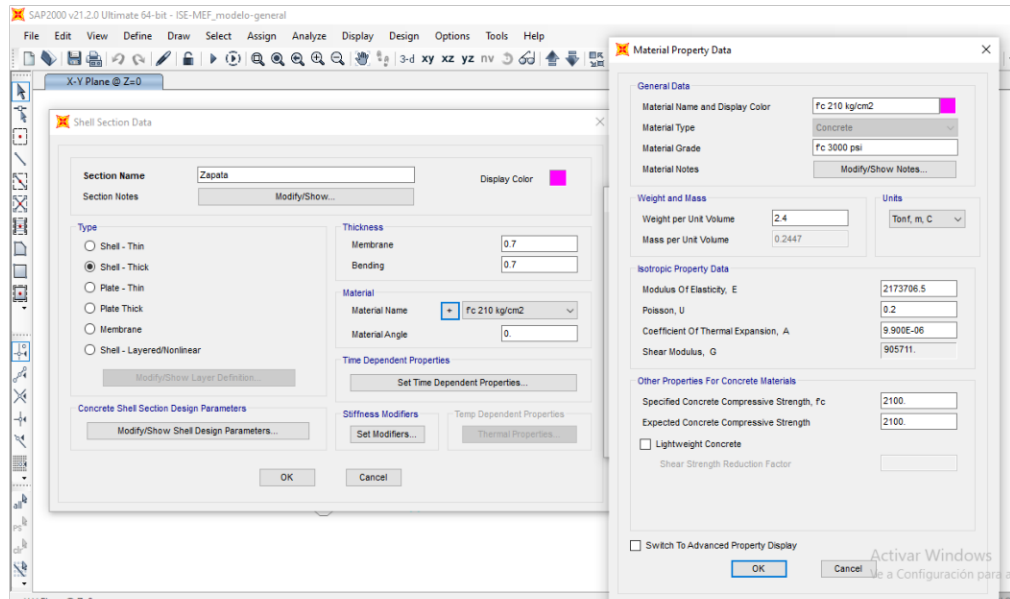


Figura 3 de MEF: introducción de datos de la losa de cimentación para definir la geometría y material.

- Modelado de la columna: la columna cuya dimensión cuadrada de 0.5×0.5 m se dividió en 4 partes de sub áreas, tomando en consideración de la figura 1 de MEF. El mallado de la columna y la losa de cimentación deben estar enlazadas y coincidir en los puntos nodales, es decir deben conformar un solo elemento discretizado como se observa en la figura 2 de MEF. El mallado permite la distribución de cargas que viene de la columna hacia la losa de la zapata. En el modelado se considera a la columna como un brazo rígido mediante un sólido permitiendo de esta forma transmitir las fuerzas actuantes de forma directa a la zapata, como se observa en la figura 4 de MEF.

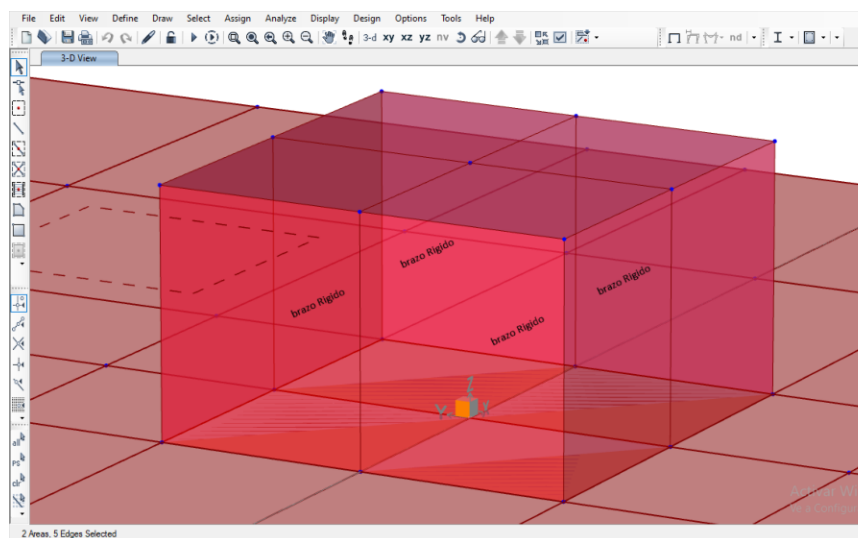


Figura 4 de MEF: Brazo rígido idealización para análisis de la columna.

- Definir las cargas actuantes: las cargas que están presentes para introducir en el modelo, se tiene dos grupos de cargas:
 - Las Sobrecargas en superficie de la zapata:
 - Sobrecarga distribuida
 - Carga por piso de hormigón
 - Carga por suelo de relleno
 - Las cargas obtenidas del análisis del pórtico considerando la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico y la combinación de estado limite ultimo para diseño estructural .
 - Carga axial P
 - Momento M

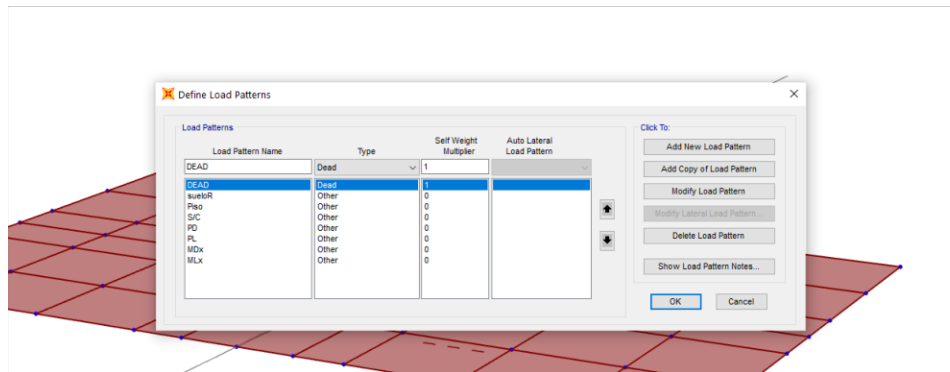


Figura 5 de MEF: identificación de cargas participantes

- La asignación de las sobrecargas en la superficie de la zapata

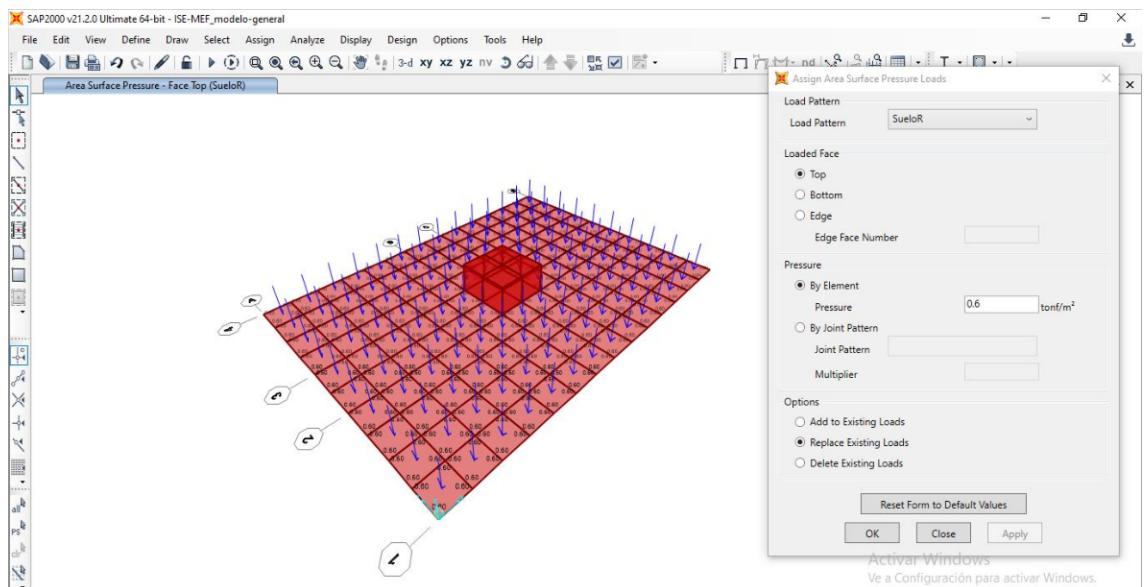


Figura 6 de MEF: asignación de cargas en superficies de la losa de cimentación.

- La asignación de cargas obtenidas del análisis del pórtico carga axial P y momento M requiere un análisis, en donde consideramos la siguiente figura.

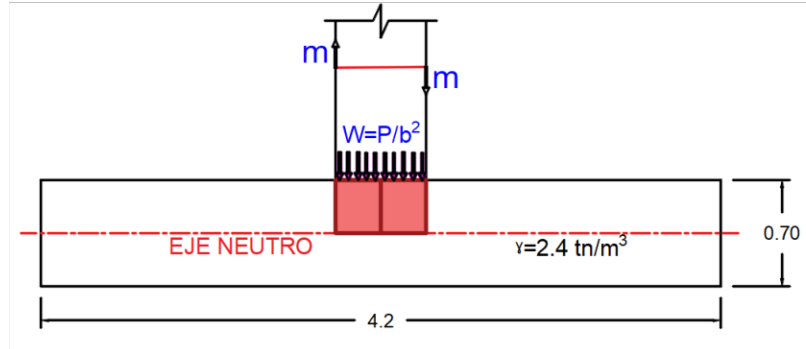


Figura 7 de MEF: idealización para determinar las fuerzas actuantes

Donde:

- $m = M/b$
- $W = P/b^2$

Donde:

b: es la dimensión de la sección de la columna

m: es la fuerza par del momento M, descompuesta para la aplicación en los nodos

W: es la presión del producto de la fuerza axial P

Las fuerzas actuantes se deben distribuir de forma uniforme en cada nodo, la participación de área tributaria permite obtener la magnitud de las fuerzas actuantes en cada nodo y para ello observamos la figura 8a de MEF. Debido a la discretización de mallado en la columna se establecen 3 tipos de magnitud de fuerzas.

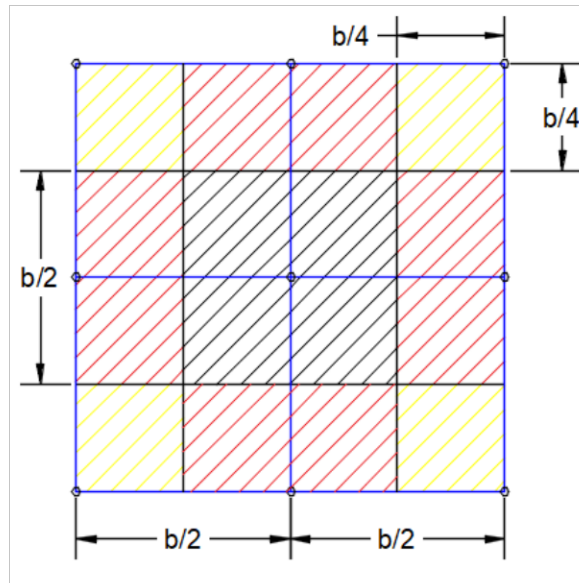


Figura 8a de MEF: idealización para determinar las fuerzas actuantes

Fuerza actuante en el nodo por cargas axiales:

- Por carga axial $P = 4F_1 + 4F_2 + F_3$:
 - Esquinera $F_1 = W (b/4 * b/4)$
 - Esquinera central $F_2 = W (b/2 * b/4)$
 - Central $F_3 = W (b/2 * b/2)$

Las fuerzas par m, actuante producto de los momentos se deben distribuir de forma uniforme en cada nodo, la participación de área tributaria permite obtener la magnitud de en cada nodo y para ello observamos la figura 8b de MEF. Debido a la discretización de mallado en la columna se establecen 2 tipos de magnitud de fuerzas.

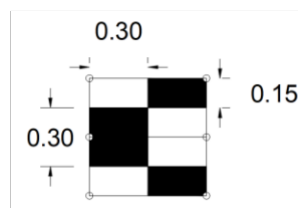


Figura 8b de MEF: idealización para determinar las fuerzas actuantes por momentos

Fuerza par actuante que se distribuye en los 3 nodos esquineros son:

- Por fuerza par de $m = 2F_1 + F_2$:
 - Transformación de fuerza par m a esfuerzo G_m ,
 $G_m = m / (b * b/2)$
 - > Esquinera $F_1 = G_m (b/2 * b/4)$

>Esquinera central $F_2 = G_m (b/2 * b/2)$

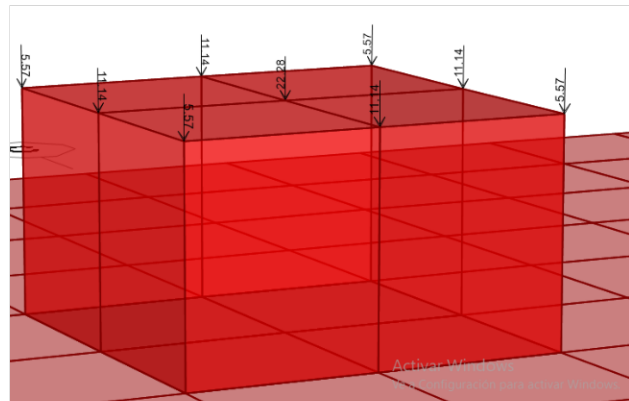


Figura 9a de MEF: Asignación de cargas axiales

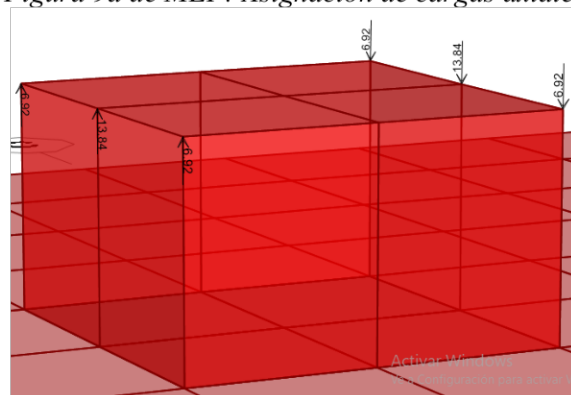


Figura 9b de MEF: Asignación de fuerzas par

2.3 Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura

Para la obtención de los parámetros de Interacción Suelo-Estructura se considera el modelo dinámico de Barkan D.D. – Savinov O.A., las consideraciones que toma este autor se detalló en el apartado 1.5.2 del marco teórico. A continuación, se detalla el procedimiento para obtener los parámetros.

- Para iniciar este análisis debemos considerar los siguientes datos:
 - Dimensiones de la zapata, $L_x - L_y$
 - Las cargas actuantes de la zapata considerando la combinación para esfuerzos permisibles, se obtiene P_s y M_s .
 - Las sobrecargas superficiales de la zapata:
 - Sobrecarga distribuida
 - Carga por piso de hormigón
 - Carga por suelo de relleno
 - Características del suelo:

- Tipo de suelo
- Coeficiente de Poisson
- Módulo de elasticidad
- Se calcula la carga total P_t actuante considerando las sobrecargas superficiales de la zapata y las cargas actuantes (P_s y M_s).
- Se calcula la presión estática del suelo con la siguiente formulación:

$$\rho = \frac{P_t \gamma_z L_x L_y H}{L_x L_y}, \text{Ecuacion 2.3.1}$$

Donde:

- P_t : carga total actuante
- γ_z : Peso específico del hormigo de la zapata (2.4 kg/m³)
- L_x, L_y : dimensiones de la zapata
- H : espesor de la zapata
- Se determina el coeficiente de rigidez inicial C_o para los coeficientes de rigidez de giro y coeficiente de rigidez inicial D_o para los coeficientes de rigidez para desplazamientos, estos coeficientes se determinan mediante formulaciones que el autor estipula.

$$C_o = 1.7 \frac{E}{1 - u^2}, \text{Ecuacion 2.3.2}$$

$$D_o = \frac{1 - u}{1 - 0.5u} C_o, \text{Ecuacion 2.3.3}$$

Donde:

- E : Modulo de elasticidad del suelo
- u : coeficiente de Poisson del suelo
- El autor estipula una presión estática inicial de $\rho_o = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ y un coeficiente empírico $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$, este dato es necesario para determinar los coeficientes $C_x, C_y, C_z, C_{\phi x}, C_{\phi y}$.

$$C_x = D_o \left[1 + \frac{2(L_y + L_x)}{\Delta L_x L_y} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \text{Ecuacion 2.3.4}$$

$$\bullet C_x = C_y$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(L_y + L_x)}{\Delta L_x L_y} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}, \text{Ecuacion 2.3.5}$$

$$C_{\phi x} = C_o \left[1 + \frac{2(3Ly + Lx)}{\Delta Lx Ly} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}, \text{Ecuacion 2.3.6}$$

$$C_{\phi y} = C_o \left[1 + \frac{2(Ly + 3Lx)}{\Delta Lx Ly} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}, \text{Ecuacion 2.3.7}$$

- Para encontrar el coeficiente rigidez K_x , K_y , K_z , $K_{\phi x}$, $K_{\phi y}$, multiplicamos el área de la zapata por cada coeficiente C_x , C_y , C_z , $C_{\phi x}$, $C_{\phi y}$ para encontrar el respectivo coeficiente de rigidez K .

$$K_x = C_x Ly Lx, \text{Ecuacion 2.3.8}$$

$$K_x = K_y$$

$$K_z = C_z Ly Lx, \text{Ecuacion 2.3.9}$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x, \text{Ecuacion 2.3.10}$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y, \text{Ecuacion 2.3.11}$$

Donde:

- I_x , I_y : son la inercia de la zapata para cada eje de análisis

Utilizando este procedimiento se llega a obtener los siguientes resultados para dos tipos de suelo, el detalle del cálculo se observa en el anexo 2, el siguiente grafico permitirá identificar los coeficientes para zapata:

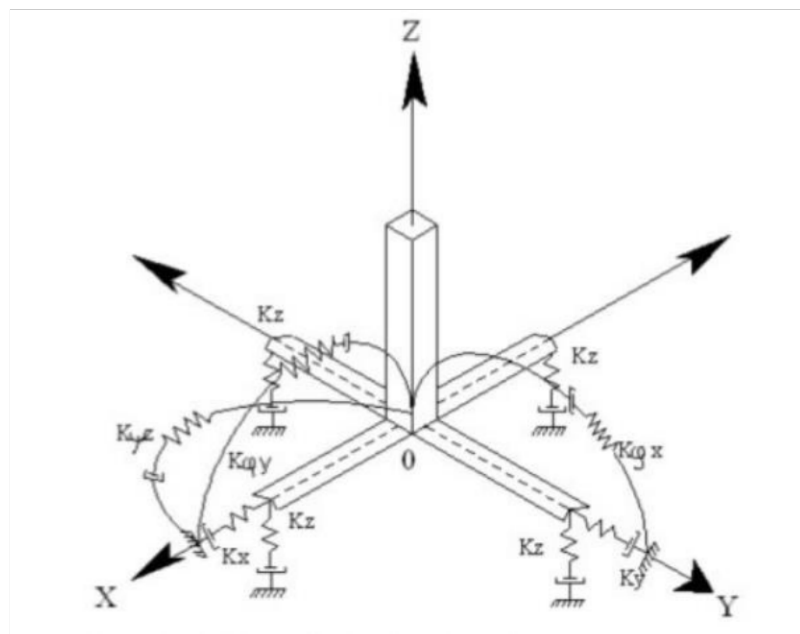


Gráfico 1: esquema de coeficientes de rigidez presentes en una zapata aislada

Donde los K_x , K_y , K_z son coeficientes de rigidez a desplazamiento y los $K_{\phi x}$, $K_{\phi y}$ son coeficientes de rigidez de giro.

2.4 Modelado del pórtico considerando empotramiento perfecto

Para realizar este análisis consideramos la siguiente información:

- Esquema del pórtico, ver la figura 1 de MP-EP:

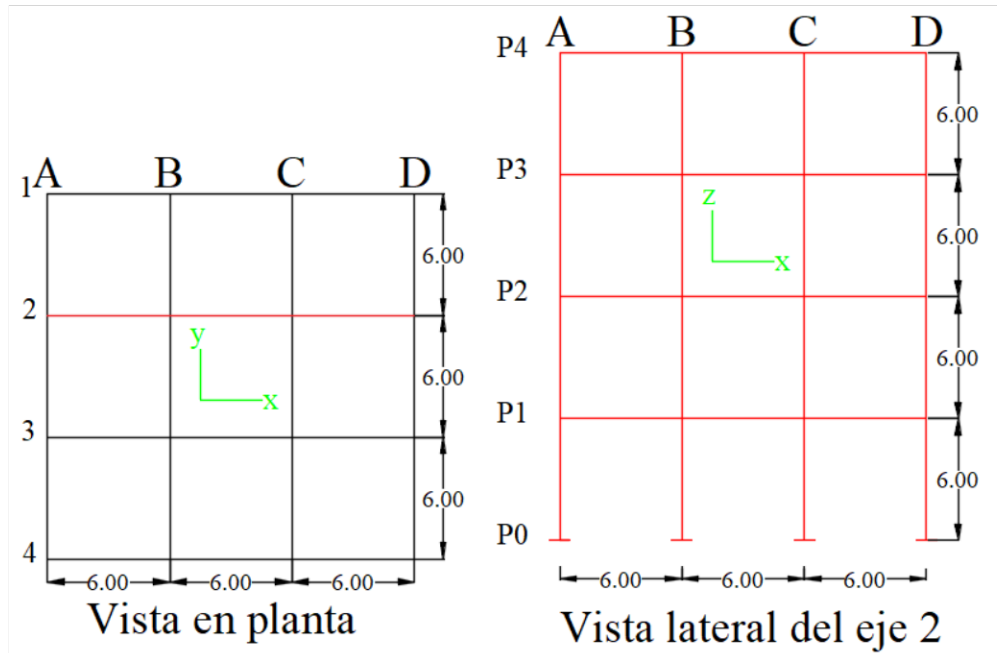


Figura 1 de MP-EP: esquema del pórtico

- Datos generales del pórtico:
 - Resistencia del concreto $F'_c=210\text{kg/cm}^2$
 - Peso específico del concreto 2.4 tn/m^3
 - Módulo de elasticidad del concreto: $E_c=2173706\text{ ton/m}^2$
 - Coeficiente de Poisson del concreto: $U_c=0.2$
 - Vigas transversales $40\text{cm} \times 40\text{cm}$
 - Columnas $50\text{cm} \times 50\text{cm}$
- Fuerzas actuantes que se considera en el pórtico:
 - Carga muerta o permanente D:

Carga permanente de sobre piso		
Peso específico	2.4	Ton/m ³
espesor del piso 1	0.1	m
área tributaria	18	m ²
Long. de viga	6	m
Carga Muerta D:	0.72	ton/m

Tabla 1a de MP-EP: carga muerta

- Carga Viva L:

Sobre carga de uso para sala de reunión		
Carga	450	kg/m ²
área tributaria	18	m ²
Long. de viga	6	m
Carga Viva L:	1.35	ton/m

Tabla 1b de MP-EP: carga viva

- Carga de viento W, el cálculo se realizó considerando la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15 cargas no sísmicas:

Cargas de viento (W) NEC-15 Cargas no sísmicas			
Parámetro	Valor	Observación	Referencia
Velocidad de viento (V)	21	m/s	Sec. 3.2.4.a Pag.14
Altura total del edificio (Hn)	24	m	
Categoría de Exposición	D	categoría edificada	Tab.5 Sec.3.2.4.b
Coefficiente de corrección (G)	0.88	categoría edificada	Tab.5 Sec.3.2.4.b
Velocidad corregida (Vb)	18.48	m/s	Sec. 3.2.4.b (NEC)
Densidad del viento (p)	1.25	kg/m ³	Sec. 3.2.4.c (NEC)
Coefficiente de entorno / altura (ce)	1.38	construcción	Pag. 268 ASCE 7.16
Factor de forma (Ct)	0.8	construcción, barlovento	ASCE. Sec. 3.2.4.d
Presión del viento	235.64	N/m ²	
Presión del viento	24.02	kg/m ²	
Área Tributaria	144	m ²	
Fuerza lateral del viento	3.46	ton	
Fuerza lateral del viento	0.144	ton/m	

Tabla 2a de MP-EP: consideraciones para el cálculo de carga de viento W

-

Altura	Fuerza lateral Ton/m	Fuerza lateral (tn)
24	0.144	0.76
18	0.108	0.54
12	0.072	0.32
6	0.036	0.11
0	0.000	0.00

Tabla 2b de MP-EP: Fuerzas laterales de viento

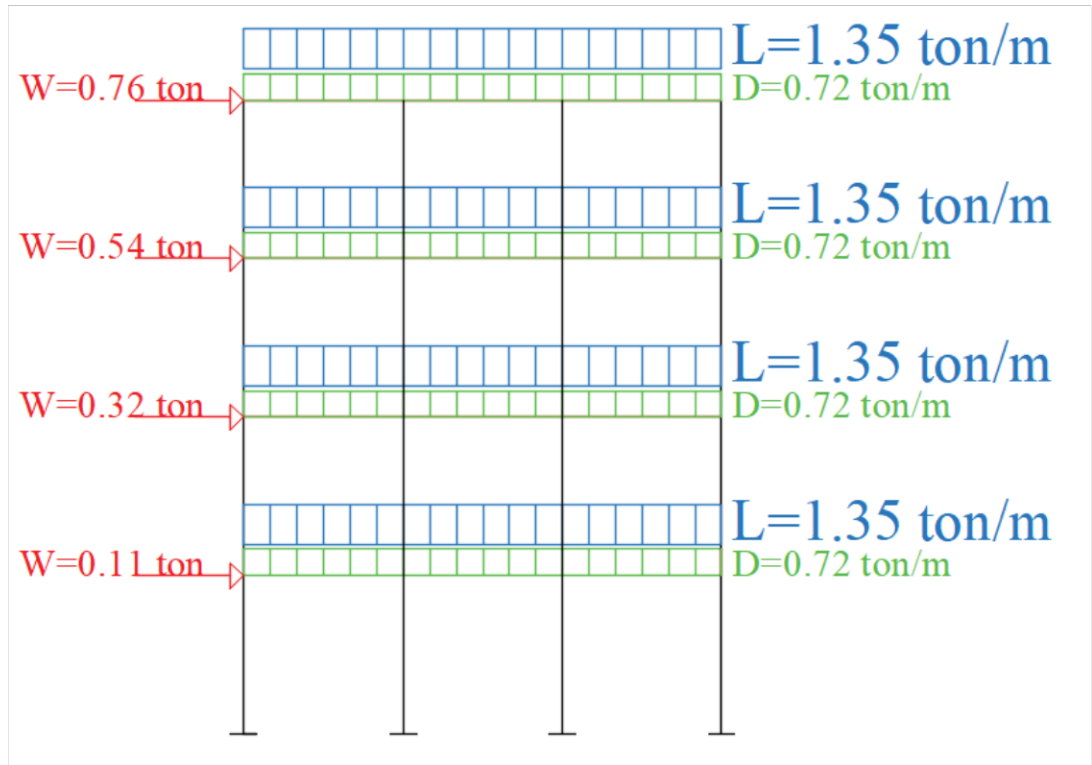


Figura 2 de MP-EP: esquema de cargas en el pórtico

- Las combinaciones de cargas que se analizara el pórtico
 - Considerando la combinación de estado límite de servicio:
 $D+0.75W+0.75L$
 - Considerando la combinación de estado límite último: $1.2D+1.6W+L$

Para iniciar el modelado creamos el pórtico el Sap2000 y asignamos las características de materiales y secciones.

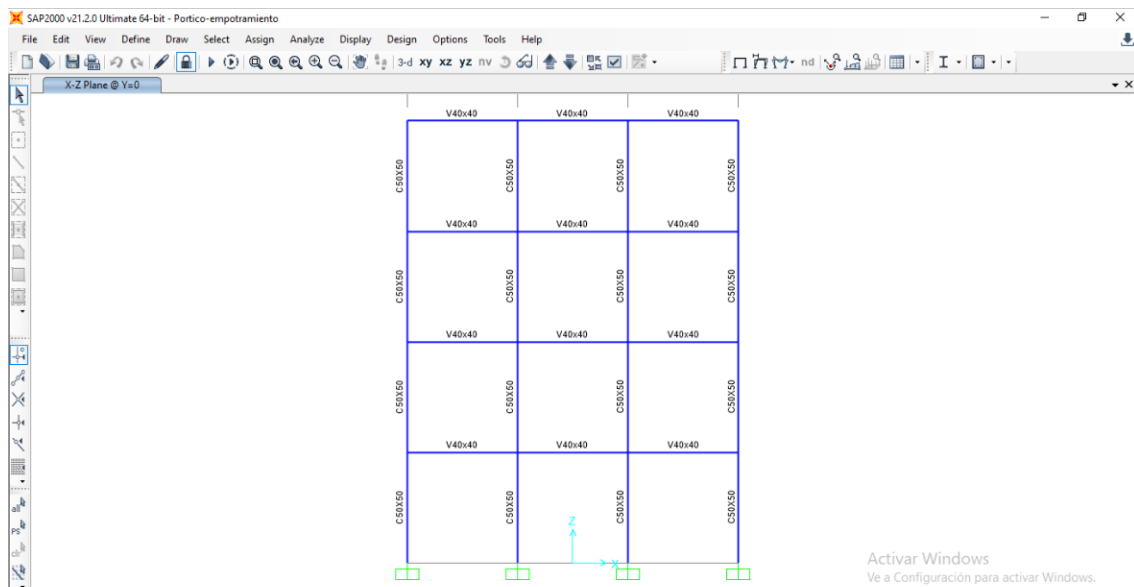
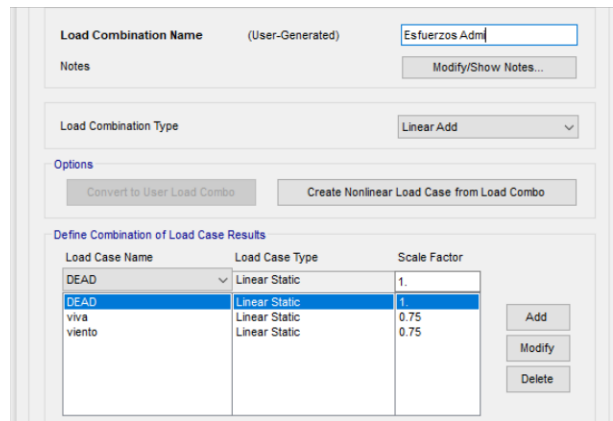


Figura 3 de MP-EP: asignación de secciones en el pórtico

Asignamos las combinaciones de cargas ya estipuladas:



Load Combination Name (User-Generated)

Notes

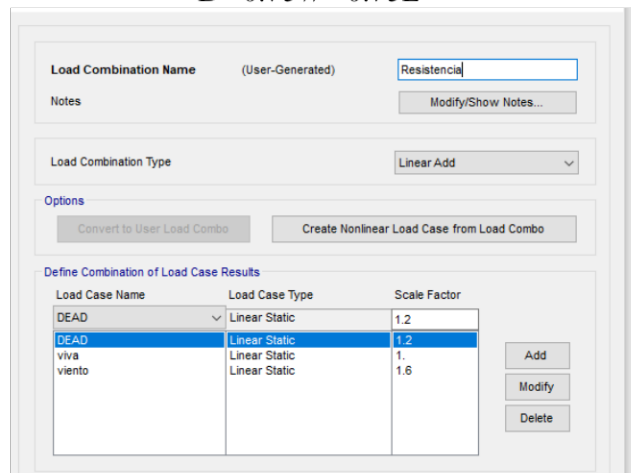
Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
viva	Linear Static	0.75
viento	Linear Static	0.75

Figura 5a de MP-EP: Combinación considerando estado límite de servicio
 $D+0.75W+0.75L$



Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
viva	Linear Static	1.
viento	Linear Static	1.6

Figura 4b de MP-EP: Combinación considerando de estado límite último:
 $1.2D+1.6W+L$

Configuramos el empotramiento perfecto en la base de la columna del pórtico:

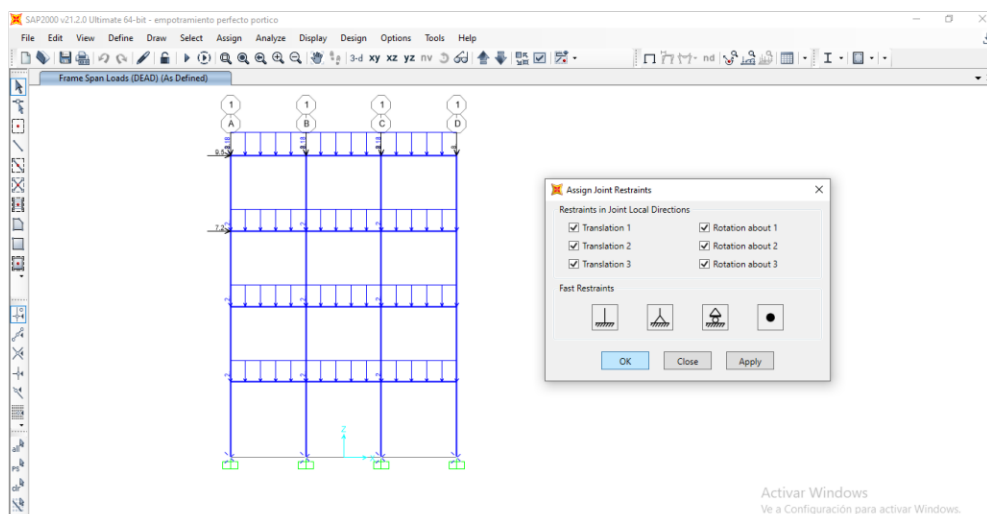


Figura 5 de MP-EP: empotramiento perfecto

2.4.1 Resultados:

- Combinación considerando el estado límite de servicio: $D+0.75W+0.75L$

Resultados en la base considerando la combinación para esfuerzos permisibles						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	38.24	V (ton)	0.31	Ms (ton-m)	0.14
B	Ps (ton)	65.76	V (ton)	0.39	Ms (ton-m)	1.52
C	Ps (ton)	65.59	V (ton)	0.35	Ms (ton-m)	1.44
D	Ps (ton)	40.39	V (ton)	0.87	Ms (ton-m)	2.48

Tabla 3a de MP-EP: Combinación: $D+0.75W+0.75L$

- Combinación considerando el estado límite de último: $1.2D+1.6W+L$

Resultados en la base considerando la combinación para diseño por resistencia						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	46.48	V (ton)	0.14	Ms (ton-m)	1.32
B	Ps (ton)	82.27	V (ton)	0.81	Ms (ton-m)	3.21
C	Ps (ton)	81.9	V (ton)	0.76	Ms (ton-m)	3.17
D	Ps (ton)	51.05	V (ton)	1.34	Ms (ton-m)	4.27

Tabla 3b de MP-EP: Combinación: $1.2D+1.6W+L$

- Desplazamientos laterales: esto se analiza con el la combinación del estado límite de servicio, $D+0.75W+0.75L$.

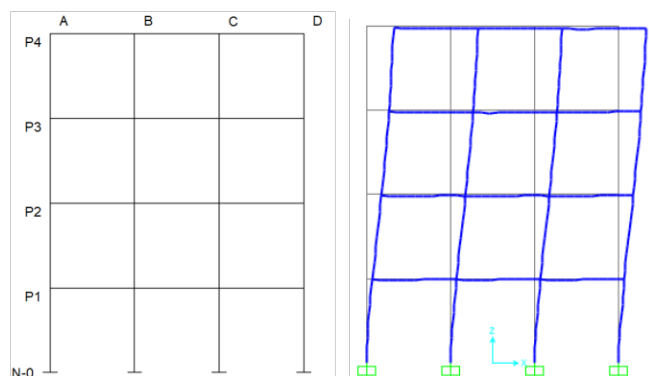


Figura 6 de MP-EP: desplazamientos,

Donde:

- N-0: Nivel cero del pórtico
- P1: Piso 1 del pórtico
- P2: Piso 2 del pórtico
- P3: Piso 3 del pórtico
- P4: Piso 4 del pórtico

Desplazamientos (mm)		
	X-U1	Z-U3
N-0	0	0
P1	1.21	0.71
P2	3.06	1.23
P3	4.66	1.57
P4	5.71	1.74

Tabla 4 de MP-EP: desplazamientos máximos

- Momentos en vigas, considerando la combinación de estado límite último:

	Momento en vigas (ton-m)		
	A-B	B-C	C-D
P1	4.53	3.99	4.25
P2	4.43	4.02	4.21
P3	4.24	4.05	4.15
P4	4.68	3.95	4.58

Tabla 5 de MP-EP: Momento en vigas- Empotramiento perfecto

2.5 Modelado del pórtico considerando parámetros obtenidos de la Interacción

Suelo-Estructura

Para realizar este análisis se utiliza las mismas condiciones de secciones y cargas asignadas en el pórtico de empotramiento perfecto, a adicional a ello agregamos los parámetros de coeficiente de rigidez K obtenidos en el anexo 2A para un suelo intermedio y anexo 2B para un suelo blando, siguiendo el procedimiento establecido en el apartado 2.3 Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura.

2.5.1 Para un suelo intermedio: arcilla limosa

Se procede a asignar los coeficientes de rigidez del suelo en la base del pórtico:

- Suelo Intermedio: Arcilla limosa, datos obtenidos del ANEXO 2A SUELO INTERMEDIO:
 - Los coeficientes de rigidez que se obtuvieron fueron los siguientes:
 - $K_x = 49100 \text{ ton/m}$
 - $K_y = 49100 \text{ ton/m}$
 - $K_z = 62910 \text{ ton/m}$
 - $K_{\phi x} = 34950 \text{ ton-m}$
 - $K_{\phi y} = 34950 \text{ ton-m}$

- $K\phi_z = 0 \text{ ton-m}$

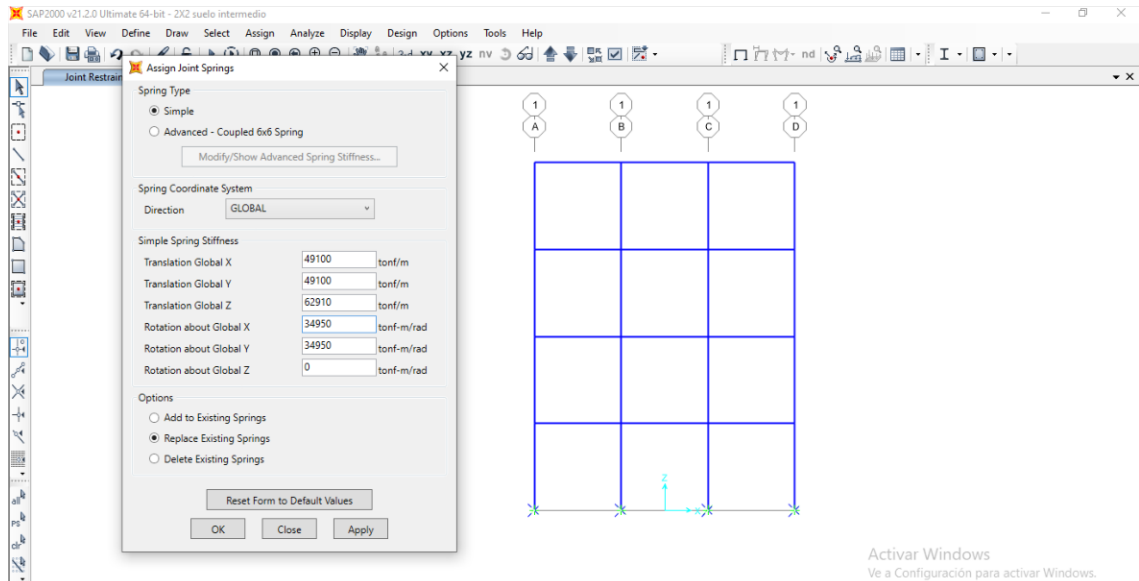


Figura 1a de MP-ISE-Arcilla limosa: asignación de coeficientes de rigidez del suelo arcilloso limoso

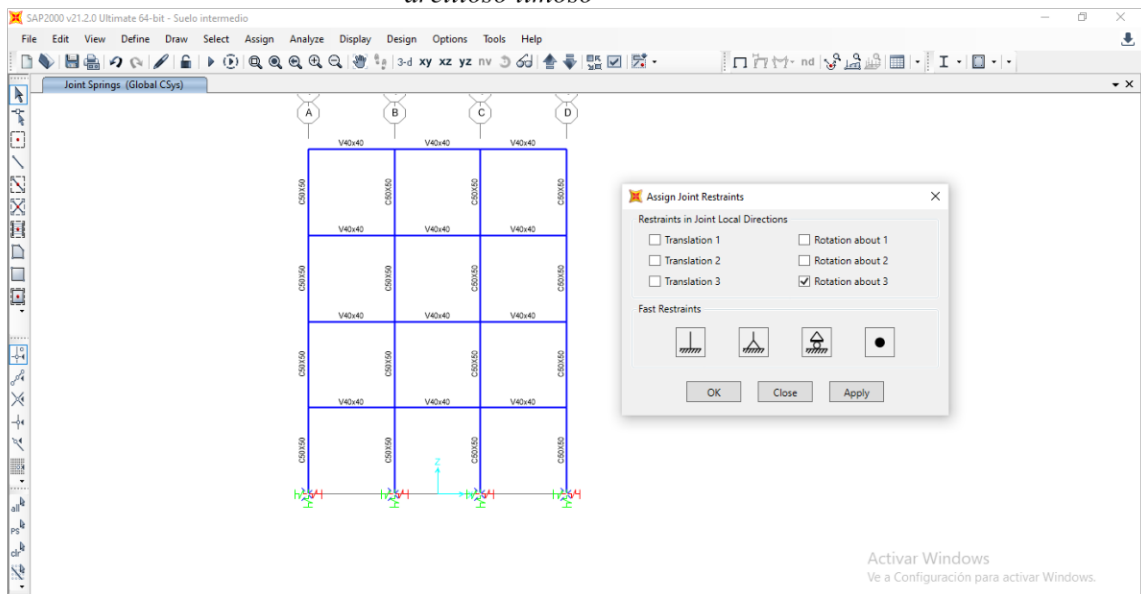


Figura 1b de MP-ISE-Arcilla limosa: asignación de restricción al giro en eje Z

2.5.1.1 Resultados

- Combinación considerando el estado límite de servicio: $D+0.75W+0.75L$

Resultados en la base considerando la combinación para esfuerzos permisibles						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	38.55	V (ton)	0.28	Ms (ton-m)	0.25
B	Ps (ton)	65.43	V (ton)	-0.36	Ms (ton-m)	1.41
C	Ps (ton)	65.29	V (ton)	-0.37	Ms (ton-m)	1.42
D	Ps (ton)	40.71	V (ton)	-0.85	Ms (ton-m)	2.28

Tabla 1a de MP-ISE-Arcilla limosa: Combinación: $D+0.75W+0.75L$

- Combinación considerando el estado límite de último: $1.2D+1.6W+L$

Resultados en la base considerando la combinación para diseño por resistencia						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	46.87	V (ton)	0.11	Ms (ton-m)	1.42
B	Ps (ton)	81.84	V (ton)	-0.78	Ms (ton-m)	3.01
C	Ps (ton)	81.54	V (ton)	-0.78	Ms (ton-m)	3.02
D	Ps (ton)	51.46	V (ton)	-1.32	Ms (ton-m)	3.98

Tabla 1b de MP-ISE-Arcilla limosa: Combinación: $1.2D+1.6W+L$

- Desplazamientos laterales: esto se analiza con la Combinación de estado límite de servicio: $D+0.75W+0.75L$.

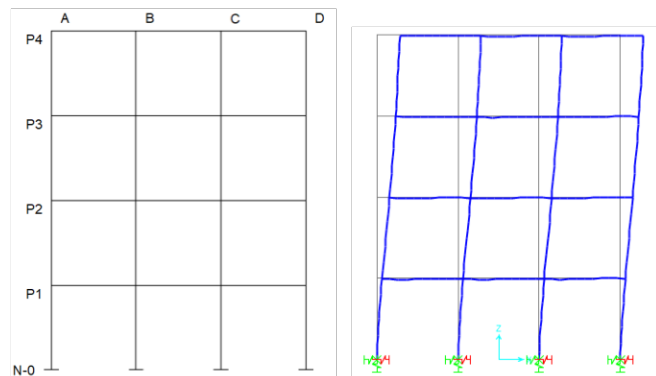


Figura 2 de MP-ISE-Arcilla limosa: desplazamientos,

Donde:

- N-0: Nivel cero del pórtico
- P1: Piso 1 del pórtico
- P2: Piso 2 del pórtico
- P3: Piso 3 del pórtico
- P4: Piso 4 del pórtico

Desplazamientos (mm)		
	X-U1	Z-U3
N-0	0	1.04
P1	1.36	1.74
P2	3.24	2.27
P3	4.86	2.61
P4	5.93	2.77

*Tabla 2 de MP-ISE-Arcilla limosa:
desplazamientos máximos*

- Momentos en vigas, considerando la combinación de estado límite de último:
1.2D+1.6W+L:

	Momento en vigas (ton-m)		
	A-B	B-C	C-D
P1	4.51	4.02	4.26
P2	4.38	4.04	4.25
P3	4.25	4.06	4.15
P4	4.68	3.99	4.58

*Tabla 3 de MP-ISE-Arcilla limosa: Momento en
vigas- suelo intermedio*

2.5.2 Para un suelo Blando: limoso con arena

Se procede a asignar los coeficientes de rigidez del suelo en la base del pórtico:

- Suelo Intermedio: Limo con arena, datos obtenidos del ANEXO 2B SUELO BLANDO:
 - Los coeficientes de rigidez que se obtuvieron fueron los siguientes:
 - $K_x = 6808 \text{ ton/m}$
 - $K_y = 6808 \text{ ton/m}$
 - $K_z = 10350 \text{ ton/m}$
 - $K_{\phi x} = 5422 \text{ ton-m}$
 - $K_{\phi y} = 9241 \text{ ton-m}$
 - $K_{\phi z} = 0 \text{ ton-m}$

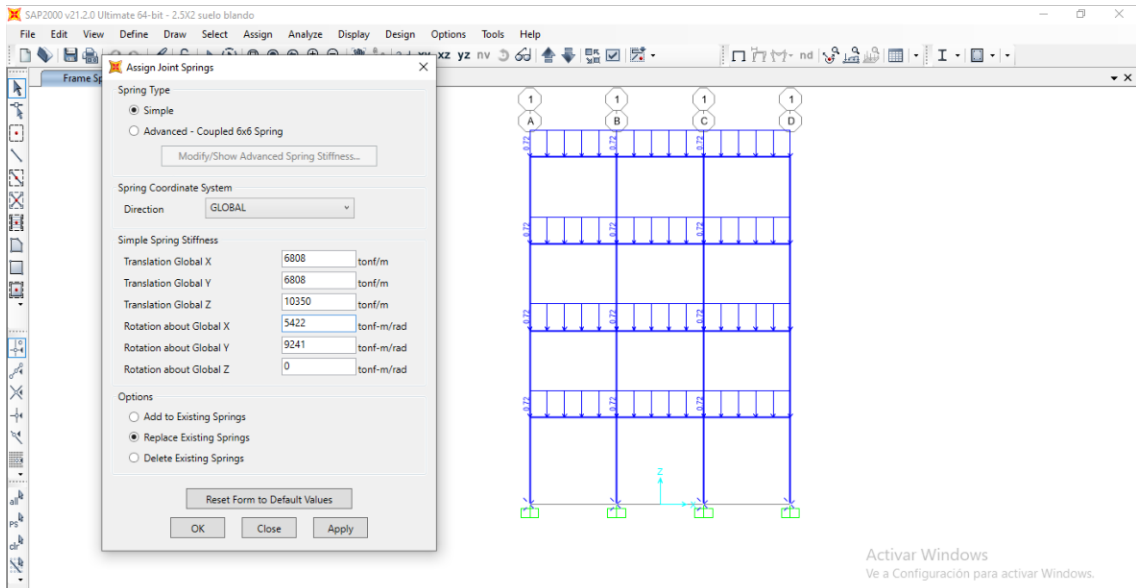


Figura 2a de MP-ISE: asignación de coeficientes de rigidez del suelo arcilloso limoso

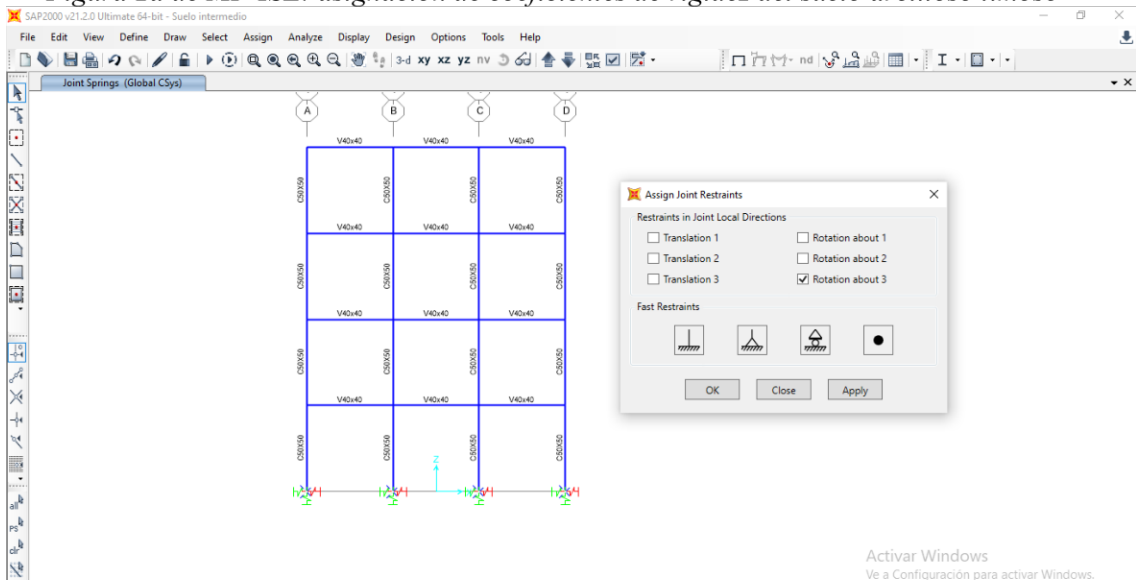


Figura 2b de MP-ISE: asignación de restricción al giro en eje Z

2.5.2.1 Resultados

- Combinación considerando el estado límite de servicio: $D+0.75W+0.75L$

Resultados en la base considerando la combinación para esfuerzos permisibles						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	39.95	V (ton)	0.29	Ms (ton-m)	0.38
B	Ps (ton)	63.96	V (ton)	0.28	Ms (ton-m)	1.15
C	Ps (ton)	63.96	V (ton)	0.45	Ms (ton-m)	1.38
D	Ps (ton)	42.11	V (ton)	0.86	Ms (ton-m)	1.94

Tabla 1a de MP-ISE-Limo con arena: Combinación: $D+0.75W+0.75L$

- Combinación considerando el estado límite de último: $1.2D+1.6W+L$

Resultados en la base considerando la combinación para diseño por resistencia						
Eje	Fuerza axial		Cortante		Momento	
A	Ps (ton)	48.62	V (ton)	0.12	Ms (ton-m)	1.49
B	Ps (ton)	79.92	V (ton)	0.67	Ms (ton-m)	2.56
C	Ps (ton)	79.92	V (ton)	0.88	Ms (ton-m)	2.84
D	Ps (ton)	53.24	V (ton)	1.33	Ms (ton-m)	3.45

Tabla 1b de MP-ISE- Limo con arena: Combinación: 1.2D+1.6W+L

- Desplazamientos laterales: esto se analiza con la Combinación de estado límite de servicio: $D+0.75W+0.75L$.

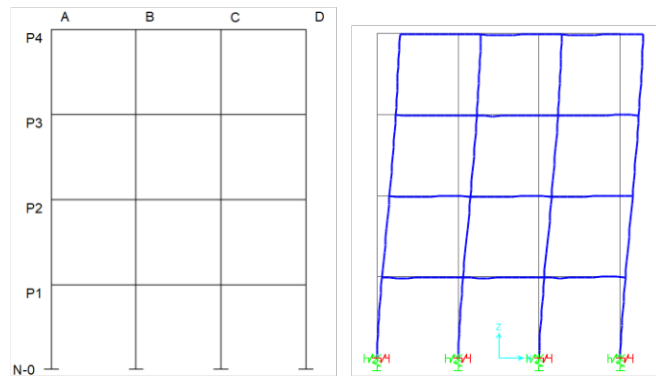


Figura 3 de MP-ISE-limo con arena: desplazamientos,

Donde:

- N-0: Nivel cero del pórtico
- P1: Piso 1 del pórtico
- P2: Piso 2 del pórtico
- P3: Piso 3 del pórtico
- P4: Piso 4 del pórtico

Desplazamientos (mm)		
	X-U1	Z-U3
N-0	0.12	6.18
P1	1.76	6.87
P2	3.76	7.38
P3	5.45	7.71
P4	6.58	7.87

*Tabla 2 de MP-ISE- limo con arena:
desplazamientos máximos*

- Momentos en vigas, considerando la combinación de estado límite de último:
 $1.2D+1.6W+L$:

	Momento en vigas (ton-m)		
	A-B	B-C	C-D
P1	4.46	4.16	4.49
P2	4.35	4.15	4.48
P3	4.25	4.14	4.37
P4	4.7	4.16	3.59

Tabla 3 de MP-ISE- limo con arena: Momento en vigas- suelo blando

2.6 Análisis de zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional

Los datos para este análisis son obtenidos del apartado 2.4 Modelado del pórtico considerando empotramiento perfecto en el eje B de la vista lateral del pórtico.

- Cargas actuantes:
 - Considerando la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico
 - $P_s = 65.76$ ton, $M_s = 1.52$ ton-m.
 - Considerando la combinación de estado límite ultimo para diseño estructural:
 - $P_u = 82.27$ ton, $M_u = 3.21$ ton-m

Adicional a ello se utiliza las siguientes consideraciones:

- Columna cuadrada de: 50 x 50 cm.
- Resistencia del hormigón: $F'_c = 250$ kg/cm².
- Resistencia del acero de refuerzo: $F_y = 4200$ kg/cm².
- Sobre carga de $s/c = 0.4$ tn/m², piso de concreto de 2.4 tn/m³ con un $e_1 = 10$ cm, piso de relleno de 2 tn/m³ con un $e_2 = 30$ cm.
- Considerar para el cálculo el peso específico del concreto para zapata de 2.4tn/m³.

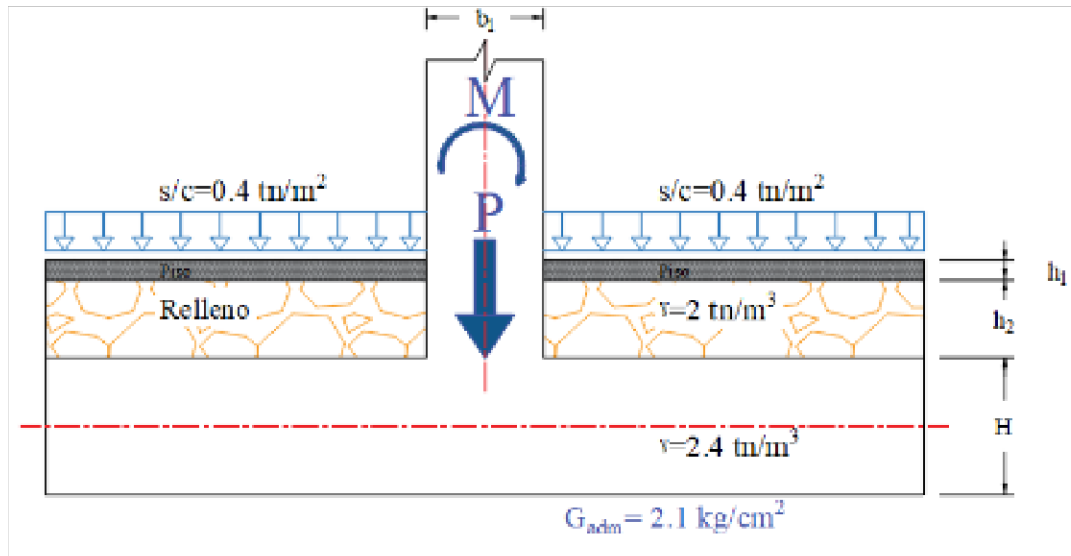


Figura 1 de MC. Fuente autor

En este análisis se consideran dos tipos de suelos con diferentes características: 1) suelo intermedio que pertenece a una arcilla limosa y 2) suelo blando que pertenece a un limo con arena, el detalle del cálculo de la zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional se encuentra en el anexo 1A y 1B.

1.- Suelo Intermedio: capacidad admisible de 21 ton/m²

2.- Suelo Blando: capacidad admisible de 17.5 ton/m²

- Se determino $H=50$ cm, y un peralte $d=40.7$ cm, estos valores son iguales para los dos tipos de suelo. (el detalle de este cálculo ver en anexo 1A y anexo 1B).
- Se calcula el esfuerzo portante, considerando todas las sobrecargas superficiales, se obtiene un esfuerzo portante:
 - Suelo Intermedio $Q_{\text{Portante}}=18.8$ ton/m²
 - Suelo Blando $Q_{\text{Portante}}=15.3$ ton/m²
- Para dimensionar la zapata, se utiliza el esfuerzo portante calculado, el esquema de dimensionamiento considera la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico, entonces considera los siguientes datos: $P_S=65.76$ ton y $M_S=1.52$ ton-m. Se obtiene las dimensiones de la zapata aislada:
 - Suelo Intermedio:
 - $L_y = 2\text{m}$, $L_x = 2\text{m}$, Ver el detalle del cálculo en el anexo 2A
 - Suelo Blando:
 - $L_y = 2\text{m}$, $L_x = 2.5\text{m}$, Ver el detalle del cálculo en el anexo 2B
- Las presiones actuantes según la figura 1 de MS, tenemos:
 - La presión que ejerce la sobrecarga, $Q_{s,c}$
 - La presión que ejerce el piso de relleno, Q_{relleno}
 - La presión que ejerce piso del concreto, Q_{piso}

- La presión que ejerce el peso de la zapata, Q_{piso}
- La presión por presencia de P_s y M_s

El análisis de esfuerzo comprende en:

$$Q_p = \frac{P_s}{L_x L_y} + Q_{s.c} + Q_{\text{relleno}} + Q_{\text{piso}} + Q_{\text{zapata}}$$

$$Q_m = \frac{M_s}{S}$$

$$G_1 = Q_p - Q_m$$

$$G_2 = Q_p + Q_m$$

Donde:

- Q_p : esfuerzo por carga axial P_s y sobrecargas superficiales
- Q_m : Esfuerzo por Momento M_s
- G_1 : esfuerzo mínimo en la zapata
- G_2 : esfuerzo máximo en la zapata

Se obtuvo como resultados:

- Suelo Intermedio: $G_1 = 17.5 \text{ ton/m}^2$ y $G_2 = 19.78 \text{ ton/m}^2$.
 - Capacidad admisible de 21 ton/m^2
- Suelo Blando: $G_1 = 14.62 \text{ ton/m}^2$ y $G_2 = 16.08 \text{ ton/m}^2$.
 - Capacidad admisible de 17.5 ton/m^2

Los esfuerzos calculados G_1 y G_2 deben ser menor a la capacidad admisible.

- Se procede al cálculo de del esfuerzo ultimo actuante Q_u , se considera la carga axial $P_u = 82.27 \text{ ton}$ y momento $M_u = 3.21 \text{ ton-m}$ considerando la combinación de estado limite ultimo para diseño estructural, según el código ACI 318S-19 en la tabla 5.3.1 establece las combinaciones de carga para diseños previos. Los datos de P_u y M_u son obtenidos del análisis de pórtico considerando la combinación mencionada.:

Se obtuvo como resultado:

- Suelo Intermedio: $G_{U_{\min}} = 20.96 \text{ ton/m}^2$ y $G_{U_{\max}} = 25.78 \text{ ton/m}^2$
- Suelo Blando: $G_{U_{\min}} = 17.71 \text{ ton/m}^2$ y $G_{U_{\max}} = 20.79 \text{ ton/m}^2$.

Estos esfuerzos $G_{U_{\min}}$ y $G_{U_{\max}}$ son los que se consideran para los análisis de punzonamiento, contarte y momento flexionaste.

- Análisis por Punzonamiento o corte en dos direcciones, el análisis detallado del cálculo se observa en el anexo 2A y 2B, se obtiene los siguientes resultados:

Análisis por Punzonamiento (kg/cm ²)		
Distancia de análisis	d/2 (cm):	15.55
Resistencia del concreto	0.75 V _c :	11.29
Sin ISE-Suelo Intermedio	G _{up} :	7.45
Sin ISE-Suelo Blando	G _{up} :	7.94

Los Tabla 1 de Método convencional-Sin ISE

- Análisis de cortante directo (cortante unidireccional) en dirección Ly, el análisis detallado del cálculo se observa en el anexo 2A y 2B, se obtiene los siguientes resultados:

Análisis por Corte (kg/cm ²)		
Distancia de análisis	d (cm):	31.1
Resistencia del concreto	0.75 V _{cn} :	5.76
Sin ISE-Suelo Intermedio	G _{c Ly}	3.3
Sin ISE-Suelo Blando	G _{c Ly}	2.72

Los Tabla 2 de Método convencional-Sin ISE

- Análisis de cortante directo (cortante unidireccional) en dirección Lx, el análisis detallado del cálculo se observa en el anexo 2A y 2B, obtenemos los siguientes resultados:

Análisis por Corte (kg/cm ²)		
Distancia de análisis	d (cm):	31.1
Resistencia del concreto	0.75 V _{cn} :	5.76
Sin ISE-Suelo Intermedio	G _{F Lx}	3.56
Sin ISE-Suelo Blando	G _{F Lx}	4.51

Los Tabla 3 de Método convencional-Sin ISE

- Diseño a flexión del momento actuante en la longitud Lx, el análisis detallado del cálculo se observa en el anexo 2A y 2B:

Momento en eje x	ton/m
Sin ISE-Suelo Intermedio	14.16
Sin ISE-Suelo Blando	20.38

Tabla 4 de Método convencional-Sin ISE

- Diseño a flexión del momento actuante en la longitud Ly, el análisis detallado del cálculo se observa en el anexo 2A y 2B:

Momento en eje y	ton/m
Sin ISE-Suelo Intermedio	13.14
Sin ISE-Suelo Blando	13.54

Tabla 5 de Método convencional-Sin ISE

2.7 Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional

Para realizar este análisis se toma como punto de partida los datos obtenidos en el apartado 2.5 Modelado del pórtico considerando parámetros obtenidos de la Interacción Suelo-Estructura en donde se realizó el análisis de pórtico para un suelo intermedio (arcilla limosa) y para un suelo Blando (limoso con arena).

El análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional para un suelo intermedio (arcilla limosa). Los datos para este análisis son obtenidos del apartado 2.51 Para un suelo intermedio: Arcilla limosa.

- Cargas actuantes:
 - Considerando la combinación de esfuerzo admisible
 - $P_s = 65.43$ ton, $M_s = 1.41$ ton-m.
 - Considerando la combinación de Resistencia
 - $P_u = 81.84$ ton, $M_u = 3.01$ ton-m

El análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional para un suelo Blando (limoso con arena). Los datos para este análisis son obtenidos del apartado 2.52 Para un suelo blando: limo con arena.

- Cargas actuantes:
 - Considerando la combinación de esfuerzo admisible
 - $P_s = 63.96$ ton, $M_s = 1.38$ ton-m.
 - Considerando la combinación de Resistencia
 - $P_u = 79.92$ ton, $M_u = 2.84$ ton-m

A continuación, se resume los resultados mediante tablas, el detalle y proceso de cálculo se observa en el anexo 3A de suelo intermedio y anexo 3B de suelo blando:

- Análisis por Punzonamiento, considera la combinación de Resistencia

Análisis por Punzonamiento (kg/cm ²)		
Distancia de análisis	d/2 (cm):	15.55
Resistencia del concreto	0.75 Vc:	11.29
Con ISE-Suelo Intermedio	Gup:	7.41
Con ISE-Suelo Blando	Gup:	7.73

Tabla 1 de Método convencional-Con ISE

- Análisis de corte unidireccional, considera la combinación de Resistencia

Análisis por Corte (kg/cm ²)		
Distancia de análisis	d (cm):	31.1
Resistencia del concreto	0.75 V _{cn}	5.76
Con ISE-Suelo Intermedio	G _{c Ly}	3.28
Con ISE-Suelo Blando	G _{c Ly}	2.652
Con ISE-Suelo Intermedio	G _{F Lx}	3.53
Con ISE-Suelo Blando	G _{F Lx}	4.38

Tabla 2 de Método convencional-Con ISE

- Análisis de momento, considera la combinación de Resistencia

Momento en eje x	ton/m
Con ISE-Suelo Intermedio	14.04
Con ISE-Suelo Blando	19.78

Tabla 3 de Método convencional-Con ISE

Momento en eje y	ton/m
Con ISE-Suelo Intermedio	13.08
Con ISE-Suelo Blando	13.21

Tabla 4 de Método convencional-Con ISE

- Análisis de esfuerzos, considera la combinación de estado límite de servicio:

	G _{min} (ton/m ²)	G _{max} (ton/m ²)	Q _{adm} (ton/m ²)
Con ISE- Suelo Intermedio	17.5	19.62	21
Con ISE- Suelo blando	14.33	15.65	17.5

Tabla 5 de Método convencional-Con ISE

2.8 Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método de elementos finitos

Modelo geométrico idealizado: se utiliza los datos obtenidos en el apartado 2.6 de Análisis de zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional, tenemos:

- Para suelo intermedio
 - Longitud en eje x, L_x=2 m
 - Longitud en eje y, L_y=2 m
 - Espesor de la zapara en el eje Z, H= 40 cm

- Para suelo Blando
 - Longitud en eje x, $L_x=2.5$ m
 - Longitud en eje y, $L_y=2$ m
 - Espesor de la zapara en el eje Z, $H= 40$ cm

De acuerdo a estos datos, tenemos dos análisis, y para el modelado se debe seguir con el procedimiento del apartado 2.2 Modelo de Zapata por el método de elementos finitos en Sap2000.

Las cargas que actúan son importantes en el método de elementos finitos, por ello se especifica de forma detallada las cargas que van a participar en el modelado:

- Definir las cargas actuantes que están presentes para introducir en el modelo, tenemos tres grupos de cargas:
 - Las Sobrecargas en superficie de la zapata:
 - Sobrecarga distribuida: 0.4 ton/m^2
 - Carga por piso de hormigón: 0.24 ton/m^2
 - Carga por suelo de relleno: 0.6 ton/m^2
 - Las cargas obtenidas del análisis del pórtico considerando la combinación de estado límite de servicio para el diseño geotécnico (P_s y M_s).
 - Las cargas obtenidas del análisis del pórtico considerando la combinación de estado límite último para el diseño estructural (P_u y M_u).

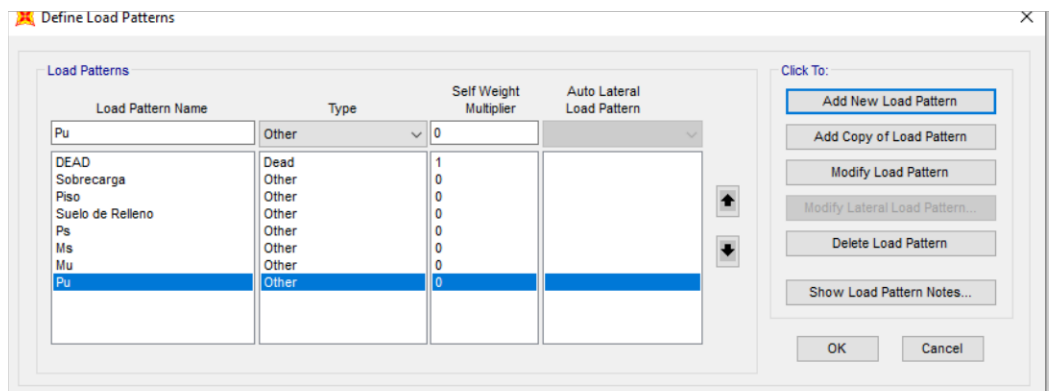
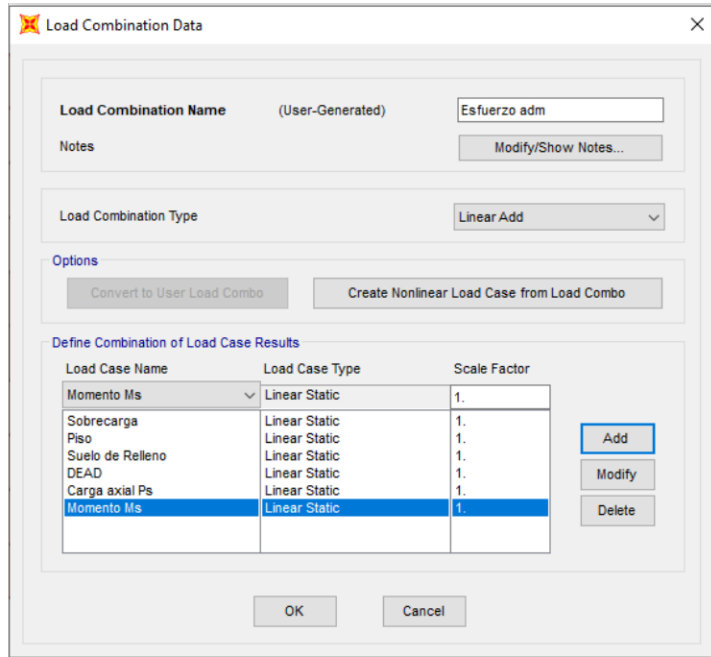


Figura 1 de MEF: definir cargas que participan en el modelo

- Asignación de combinación de cargas:
 - Combinación de estado límite de servicio:
 - Sobrecarga distribuida: 0.4 ton/m^2

- Carga por piso de hormigón: 0.24 ton/m^2
- Carga por suelo de relleno: 0.6 ton/m^2
- carga muerta de la zapata (DEAD)
- Carga axial Ps
- Momento Ms



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Momento Ms	Linear Static	1.
Sobrecarga	Linear Static	1.
Piso	Linear Static	1.
Suelo de Relleno	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
Carga axial Ps	Linear Static	1.
Momento Ms	Linear Static	1.

Figura 2a de MEF: combinación de estado límite de servicio

- Combinación de estado límite último:
 - 1.6 de Sobrecarga distribuida
 - 1.2 de Carga por piso de hormigón
 - 1.2 de Carga por suelo de relleno
 - 1.2 de carga muerta (DEAD)
 - Carga axial Pu
 - Momento Mu

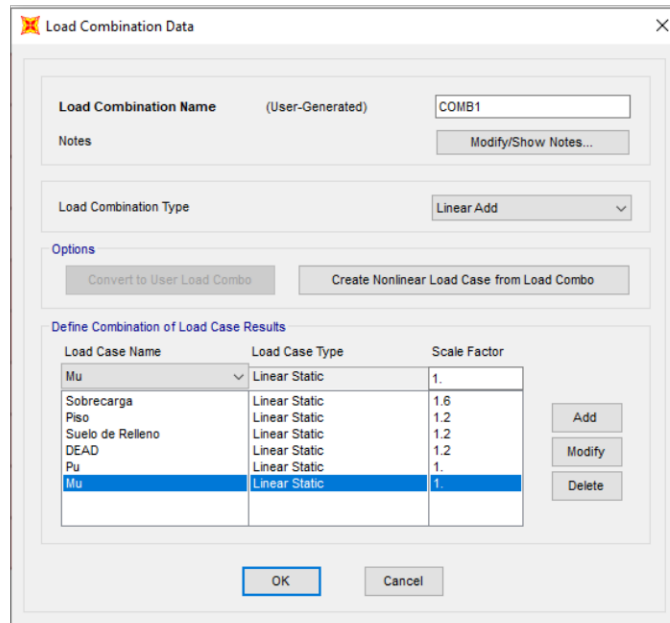


Figura 2b de MEF: combinación de estado limite ultimo

- La asignación de Sobrecargas en superficie de la zapata:

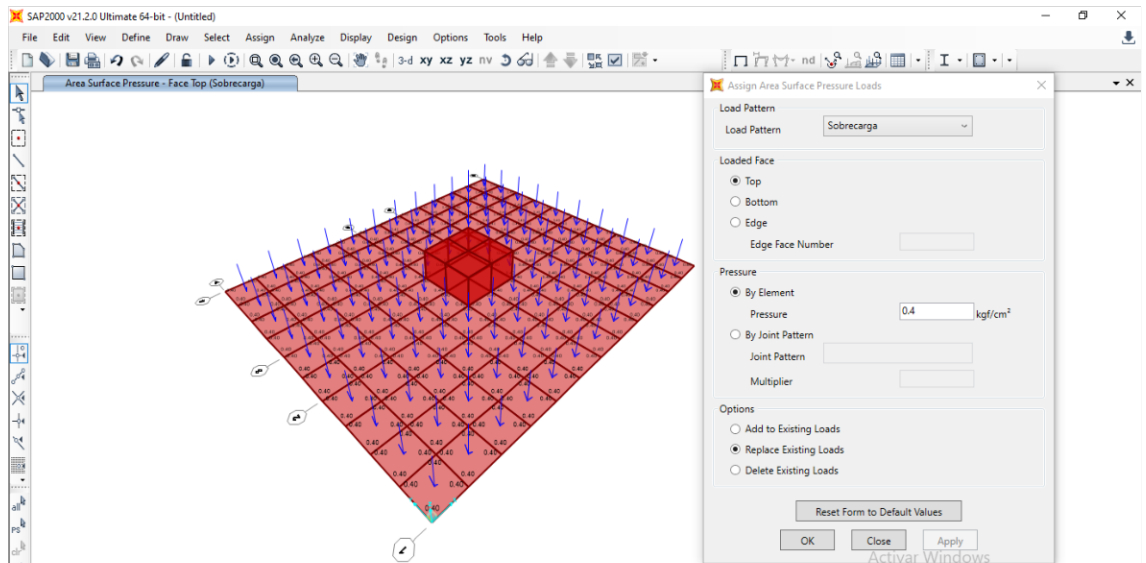


Figura 3 de MEF: asignación de cargas en superficies en la zapata

Para continuar el análisis del modelado en Sap200 partimos de los datos de fuerza y Momento obtenidos en el apartado 2.5 Modelado del pórtico considerando parámetros obtenidos de la Interacción Suelo-Estructura. Adicional a ello es necesario indicar que las características y propiedades de la zapata se mantienen igual a los que se detalló en el apartado 2.6 Análisis de zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional.

2.8.1 Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura para suelo intermedio (arcilla limosa) mediante el método de elementos finitos

En este apartado iniciamos con el modelado de las cargas actuantes para los nodos de la columna para ello es importante identificar los datos, los cuales son obtenidos del del análisis del pórtico en apartado *2.51 Para un suelo intermedio: Arcilla limosa*.

- Cargas actuantes:
 - Considerando la combinación de esfuerzo admisible
 - $P_s = 65.43 \text{ ton}$, $M_s = 1.41 \text{ ton-m}$.
 - Considerando la combinación de Resistencia
 - $P_u = 81.84 \text{ ton}$, $M_u = 3.01 \text{ ton-m}$

Para la asignación de carga axial P y momento M requiere un análisis que se describió en el apartado *2.2 Modelo de Zapata por el método de elementos finitos en Sap2000* a continuación identificamos las cargas que se introducirán el modelado.

- **Combinación de estado límite de servicio:**

Fuerza actuante en el nodo por cargas axiales:

- Por carga axial $P_s = 4F_1 + 4F_2 + F_3 = 65.43 \text{ ton}$
 - Esquinera $F_1 = 4.089 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 8.179 \text{ ton}$
 - Central $F_3 = 16.358 \text{ ton}$

Fuerza par actuante que se distribuye en los 3 nodos esquineros son:

- Por fuerza par de $m = 2F_1 + 1F_2 = 2.82 \text{ ton}$
 - Transformación de fuerza par m a esfuerzo G_m ,
 $G_m = 22.56 \text{ ton/m}^2$
 - Esquinera $F_1 = 0.705 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 1.41 \text{ ton}$

- **Combinación de estado límite último:**

Fuerza actuante en el nodo por cargas axiales:

- Por carga axial $P_u = 4F_1 + 4F_2 + F_3 = 81.84 \text{ ton}$
 - Esquinera $F_1 = 5.115 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 10.23 \text{ ton}$
 - Central $F_3 = 20.46 \text{ ton}$

Fuerza par actuante que se distribuye en los 3 nodos esquineros son:

- Por fuerza par de $m = 2F1+1F2 = 6.02$ ton
 - Transformación de fuerza par m a esfuerzo Gm,
 $Gm = 48.16 \text{ ton/m}^2$
 - Esquinera $F1 = 1.505$ ton
 - Esquinera central $F2 = 3.01$ ton

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez que se insertan en este método por elementos finitos consideramos el procedimiento establecido en el apartado 2.3 Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura, adicional a ello consideramos el mallado de la zapata el detalle del cálculo se observa en el anexo 3 de ello se obtiene la siguiente información que es necesaria para el modelado.

Nodos	# nodos	Lx m	Ly m	Área (m ²)	kx=ky (ton/m)	Kz (ton/m)	$K_{\phi x}$ ton/m	$K_{\phi y}$ ton/m
Zapata		2	2	4	48924	62680	34822.66667	34822.66667
K-Verde	49	0.25	0.25	0.063	764.438	979.375	8.502	8.502
K-Amarillo	14	0.125	0.25	0.031	382.219	489.688	4.251	1.063
K-Azul	14	0.25	0.125	0.031	382.219	489.688	1.063	4.251
K-Rojo	4	0.125	0.125	0.016	191.109	244.844	0.531	0.531

Tabla 1 de anexo 4: coeficiente de rigidez para suelo intermedio

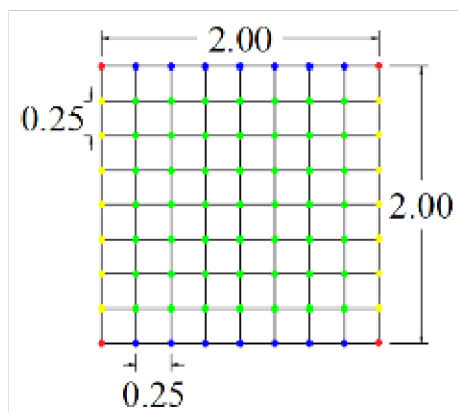


Figura 1a de ISE con MEF: consideración de nodos según la tabla 1 del anexo 3 para el cálculo de coeficiente de rigidez

- Asignación de cargas en los nodos:

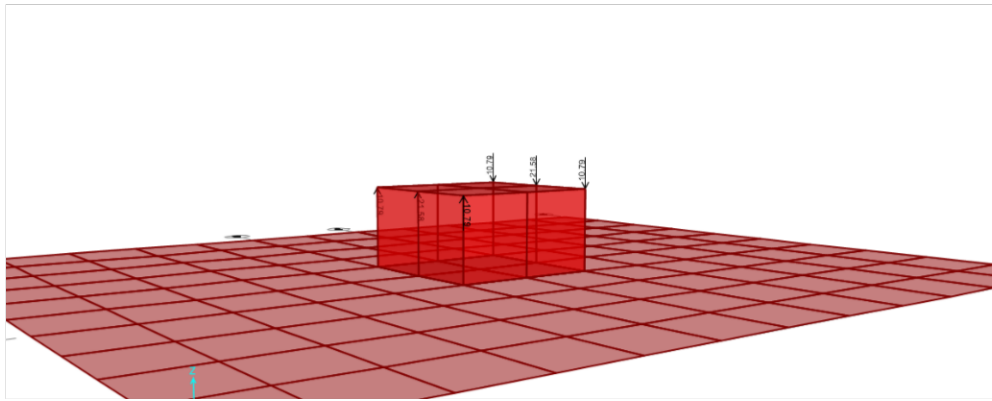


Figura 2 de ISE con MEF: asignación de cargas en los nodos, considerando las dos combinaciones indicadas

- Asignación de coeficientes de rigidez K

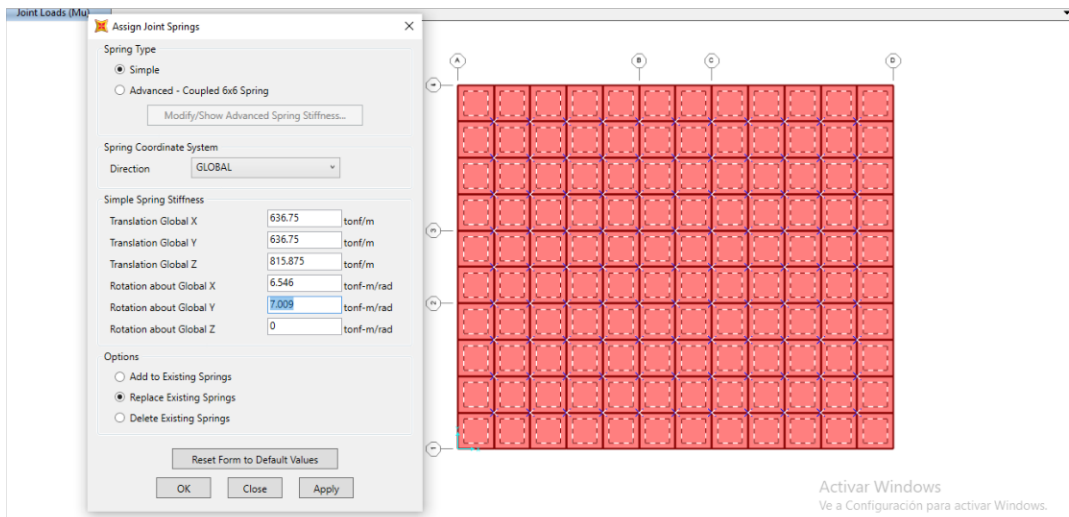


Figura 3a de ISE con MEF: asignación de coeficientes de rigidez K

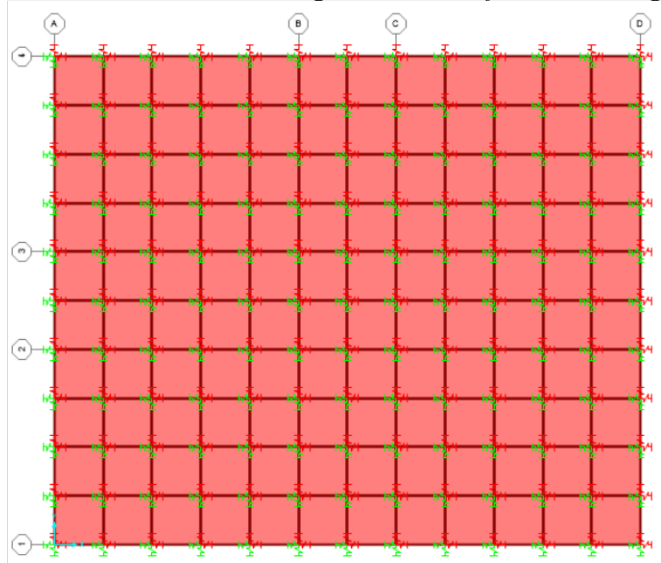


Figura 3b de ISE con MEF: Zapata con todos los coeficientes de rigidez K

- Asignación de restricción en el eje Z.

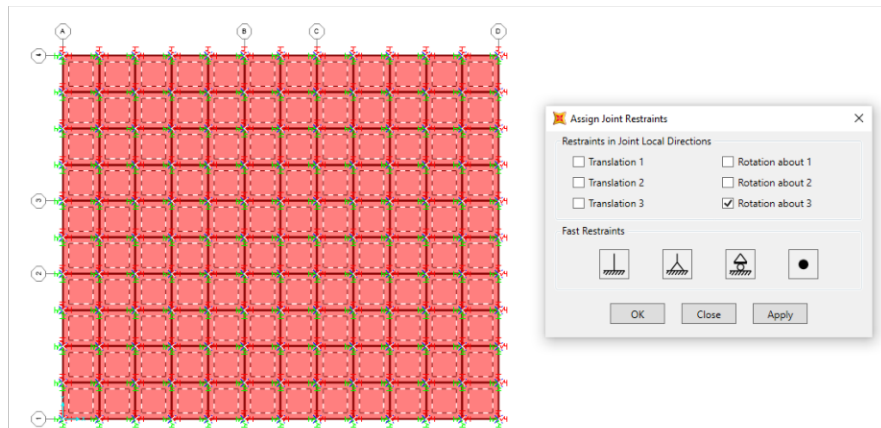


Figura 4 de ISE con MEF: asignación de restricción en eje Z.

2.8.2 Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura para suelo blando (limo con arena) mediante el método de elementos finitos

En este apartado se inicia con el modelado de las cargas actuantes para los nodos de la columna para ello es importante identificar los datos, los cuales son obtenidos del análisis del pórtico en apartado 2.52 Para un suelo blando: limo con arena.

- Cargas actuantes:
 - Considerando la combinación de esfuerzo admisible
 - $P_S = 63.96 \text{ ton}$, $M_S = 1.38 \text{ ton-m}$.
 - Considerando la combinación de Resistencia
 - $P_u = 79.92 \text{ ton}$, $M_u = 2.84 \text{ ton-m}$

Para la asignación de carga axial P y momento M requiere un análisis que se describió en el apartado 2.2 Modelo de Zapata por el método de elementos finitos en Sap2000 a continuación, se identifica las cargas que se introducirán el modelado.

- **Combinación por estado límite de servicio:**

Fuerza actuante en el nodo por cargas axiales:

- Por carga axial $P_s = 4F_1 + 4F_2 + F_3 = 63.96 \text{ ton}$
 - Esquinera $F_1 = 3.998 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 7.995 \text{ ton}$
 - Central $F_3 = 15.99 \text{ ton}$

Fuerza par actuante que se distribuye en los 3 nodos esquineros son:

- Por fuerza par de $m = 2F_1 + 1F_2 = 2.76 \text{ ton}$

- Transformación de fuerza par m a esfuerzo G_m ,
 $G_m = 22.08 \text{ ton/m}^2$
- Esquinera $F_1 = 0.69 \text{ ton}$
- Esquinera central $F_2 = 1.38 \text{ ton}$

• **Combinación estado límite último:**

Fuerza actuante en el nodo por cargas axiales:

- Por carga axial $P_u = 4F_1 + 4F_2 + F_3 = 79.92 \text{ ton}$
 - Esquinera $F_1 = 4.995 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 9.99 \text{ ton}$
 - Central $F_3 = 19.98 \text{ ton}$

Fuerza par actuante que se distribuye en los 3 nodos esquineros son:

- Por fuerza par de $m = 2F_1 + 1F_2 = 5.68 \text{ ton}$
 - Transformación de fuerza par m a esfuerzo G_m ,
 $G_m = 45.44 \text{ ton/m}^2$
 - Esquinera $F_1 = 1.42 \text{ ton}$
 - Esquinera central $F_2 = 2.84 \text{ ton}$

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez que se insertan en este método por elementos finitos se considera el procedimiento establecido en el apartado 2.3 Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura, adicional a ello consideramos el mallado de la zapata el detalle del cálculo se observa en el anexo 3 de ello se obtiene la siguiente información que es necesaria para el modelado.

Nodos	# nodos	Lx-x m	Ly-y m	Área (m ²)	kx=ky (ton/m)	Kz (ton/m)	$K_{\phi x}$ ton/m	$K_{\phi y}$ ton/m
Zapata		2.5	2	5	6720	10215	5350	9119.79167
K-Verde	63	0.25	0.25	0.063	84.000	127.688	1.045	1.140
K-Amarillo	14	0.125	0.25	0.031	42.000	63.844	0.522	0.142
K-Azul	18	0.25	0.125	0.031	42.000	63.844	0.131	0.570
K-Rojo	4	0.125	0.125	0.016	21.000	31.922	0.065	0.071

Tabla 2 de anexo 3: coeficiente de rigidez para suelo blando

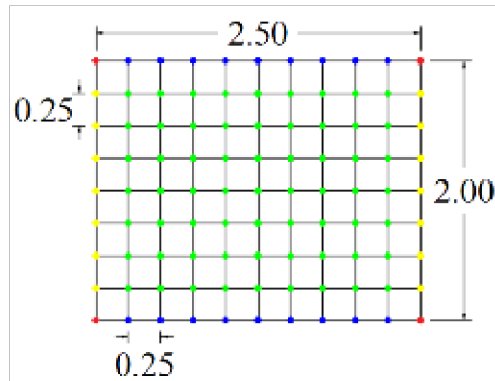


Figura 1b de ISE con MEF: consideración de nodos según la tabla 1 del anexo 3 para el cálculo de coeficiente de rigidez

Empleando el mismo procedimiento que se estableció en el apartado anterior, Asignación de cargas en los nodos, Asignación de coeficientes de rigidez K y Asignación de restricción en el eje Z obtenemos los siguientes resultados.

2.8.3 Resultados:

A continuación, estos resultados de Punzonamiento, cortante en una dirección y Momento flexionante se analizan considerando la combinación por estado límite ultimo considerado para el diseño estructural:

- Análisis por punzonamiento:

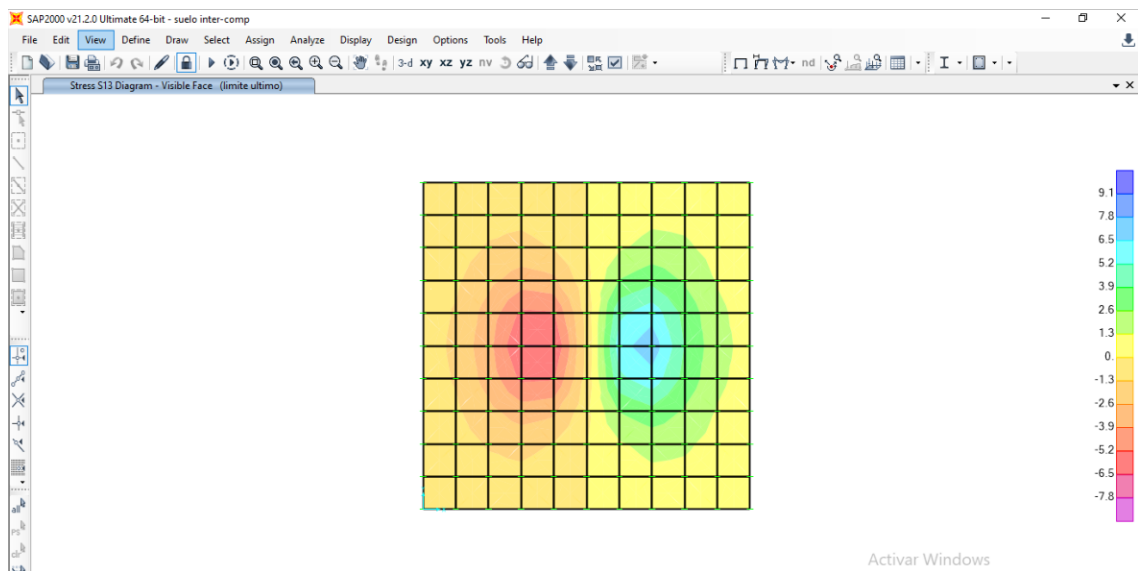


Figura 5a1 de ISE con MEF: análisis por punzonamiento para suelo intermedio dirección longitud $L_x = 2$, la unidad de medida es ton/m^2

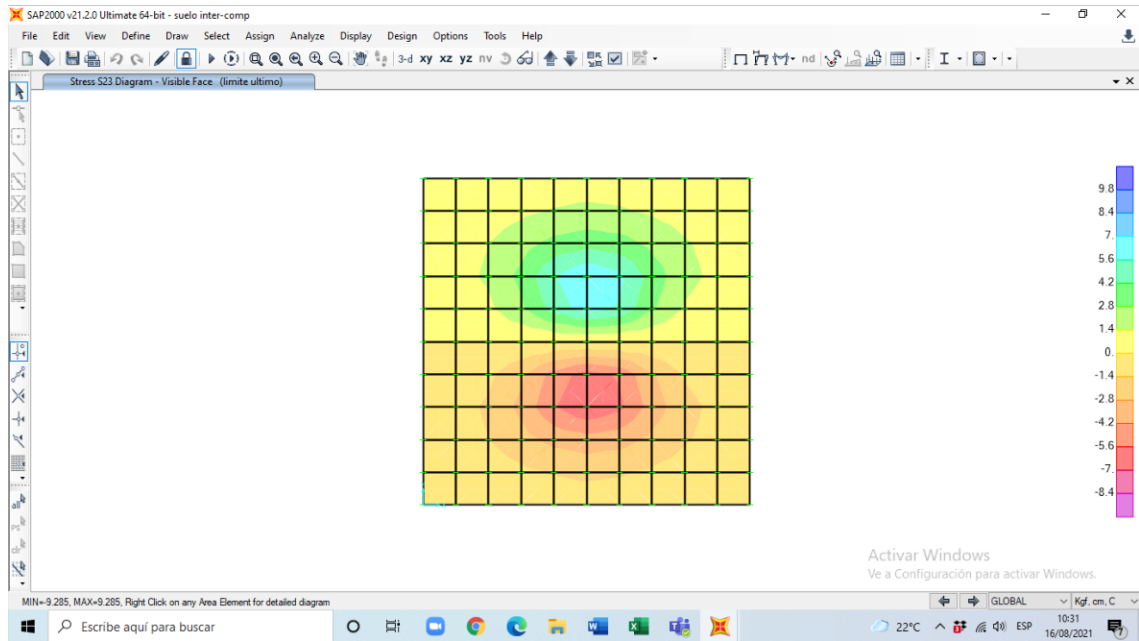


Figura 5a2 de ISE con MEF: análisis por punzonamiento para suelo intermedio dirección longitud $L_y = 2\text{ m}$, la unidad de medida es ton/m^2

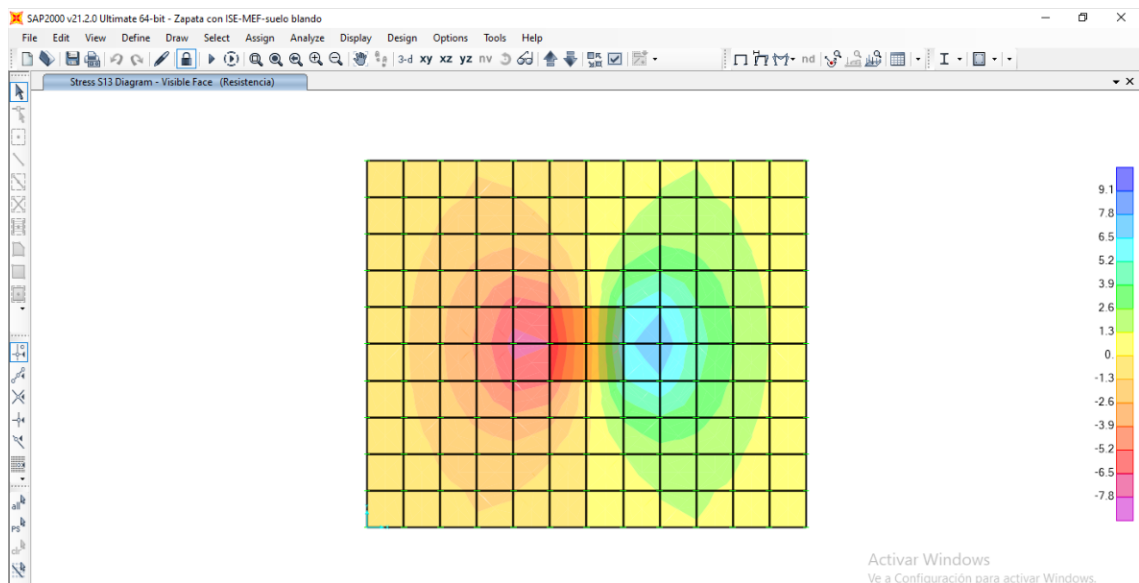


Figura 5b1 de ISE con MEF: análisis por punzonamiento para suelo blando dirección longitud $L_x = 2.5\text{ m}$, la unidad de medida es ton/m^2

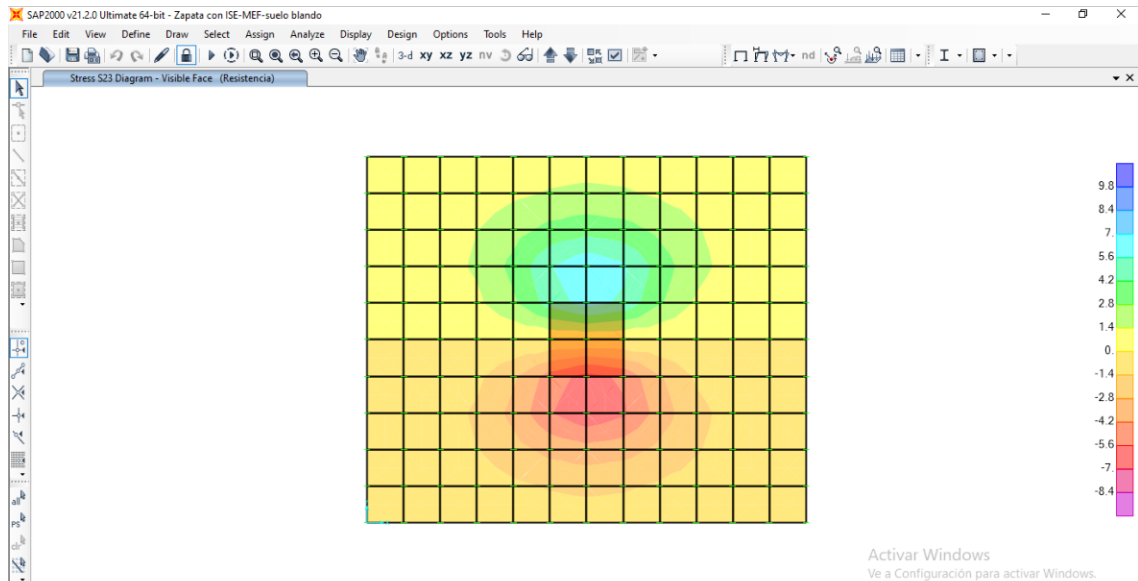


Figura 5b2 de ISE con MEF: análisis por punzonamiento para suelo blando dirección longitud $L_x = 2m$, la unidad de medida es ton/m^2

En el análisis cortante por punzonamiento G_{up} , el valor máximo se encuentra en la longitud de análisis en sentido de L_x , la tabla 1 de método de elementos finitos con ISE, se puede observar los valores obtenidos.

Análisis por Punzonamiento (kg/cm^2)		
Distancia de análisis	$d/2$ (cm):	15.55
Resistencia del concreto	$0.75 V_c$:	11.29
Con ISE-Suelo Intermedio	G_{up} :	5.17
Con ISE-Suelo Blando	G_{up} :	5.7

Tabla 1 de Método de elementos finitos con ISE

- Para el análisis de cortante en una dirección: utilizamos las figuras 5a1, 5a2, 5b1 y 5b2 de ISE con MEF, para identificar el esfuerzo de corte se utiliza como referencia la longitud de análisis, en este caso la distancia es el peralte $d=40.7\text{cm}$.

Análisis por Corte (kg/cm^2)		
Distancia de análisis	d (cm):	31.1
Resistencia del concreto	$0.75 V_{cn}$	5.76
Con ISE-Suelo Intermedio	$G_{c_{Ly}}$	4.16
Con ISE-Suelo Blando	$G_{c_{Ly}}$	4.8
Con ISE-Suelo Intermedio	$G_{F_{Lx}}$	4.1
Con ISE-Suelo Blando	$G_{F_{Lx}}$	4

Tabla 2 de Método de elementos finitos-Con ISE

- El Análisis de momentos: Estos resultados obtenidos en sap2000 deben ser interpretados según los colores expuestos en la Figura 6a1, 6a2, 6b1 y 6b2 de ISE con MEF y se analizaran para las siguientes distancias de análisis:
 - Para Zapata aislada con un suelo intermedio
 - $dx = (Lx)/2 = 2/2 = 1\text{m}$, distancia de análisis para el momento
 - $dy = (Ly)/2 = 2/2 = 1\text{m}$, distancia de análisis para el momento
 - Para Zapata aislada con un suelo Blando
 - $dx = (Lx)/2 = (2.5)/2 = 1.25\text{m}$, distancia de análisis para el momento
 - $dy = (Ly)/2 = (2)/2 = 1\text{m}$, distancia de análisis para el momento

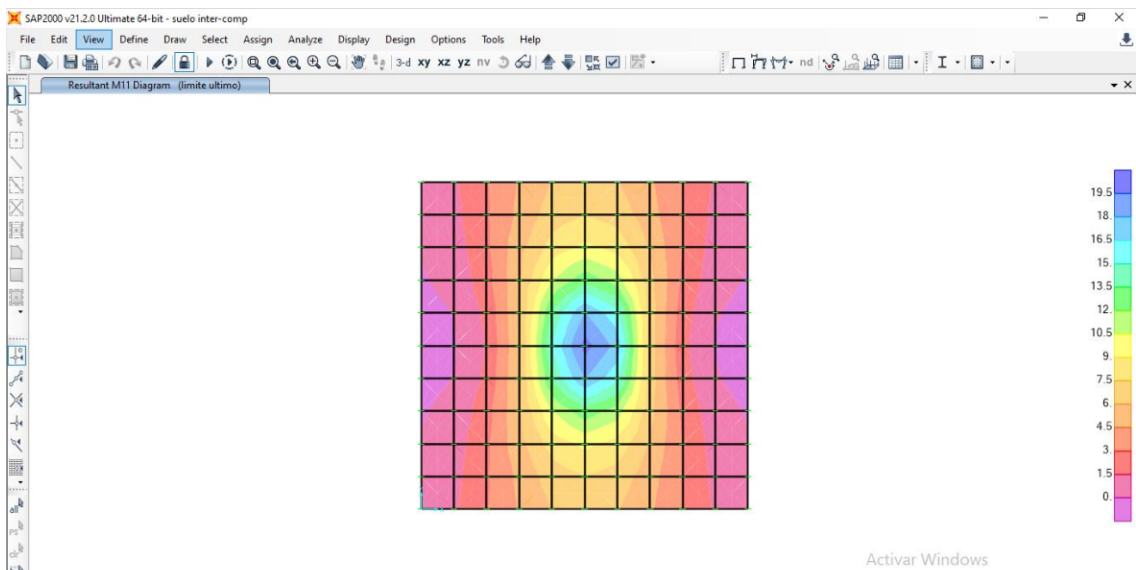


Figura 6a1 de ISE con MEF: momento actuante máximo para suelo intermedio longitud $L_y = 2.5\text{m}$, la unidad de medida es ton-m/m

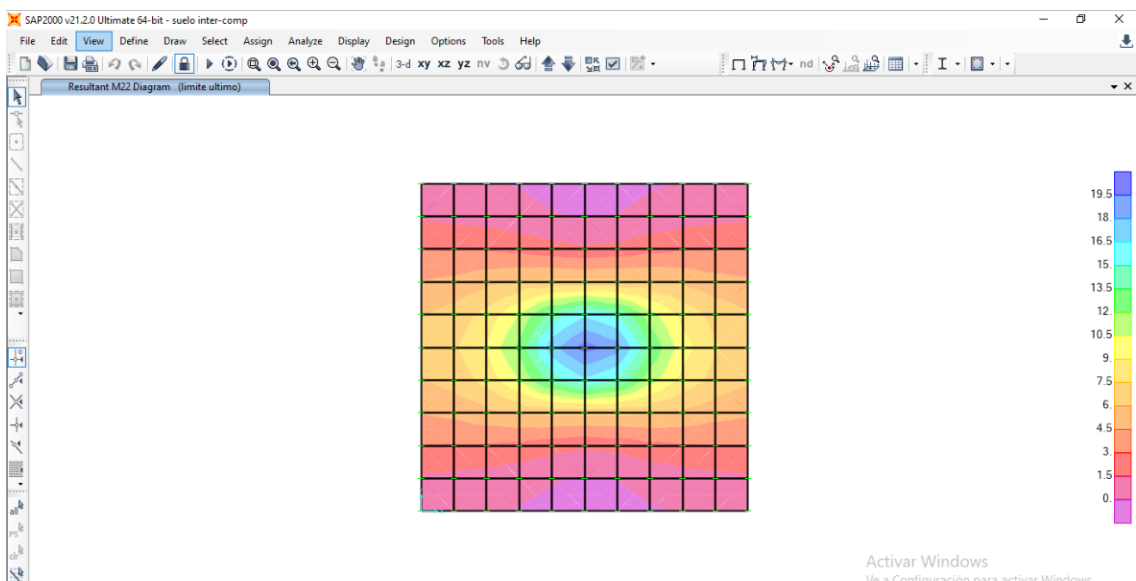


Figura 6a2 de ISE con MEF: momento actuante máximo para suelo intermedio longitud $L_y = 2.5\text{m}$, la unidad de medida es ton-m/m

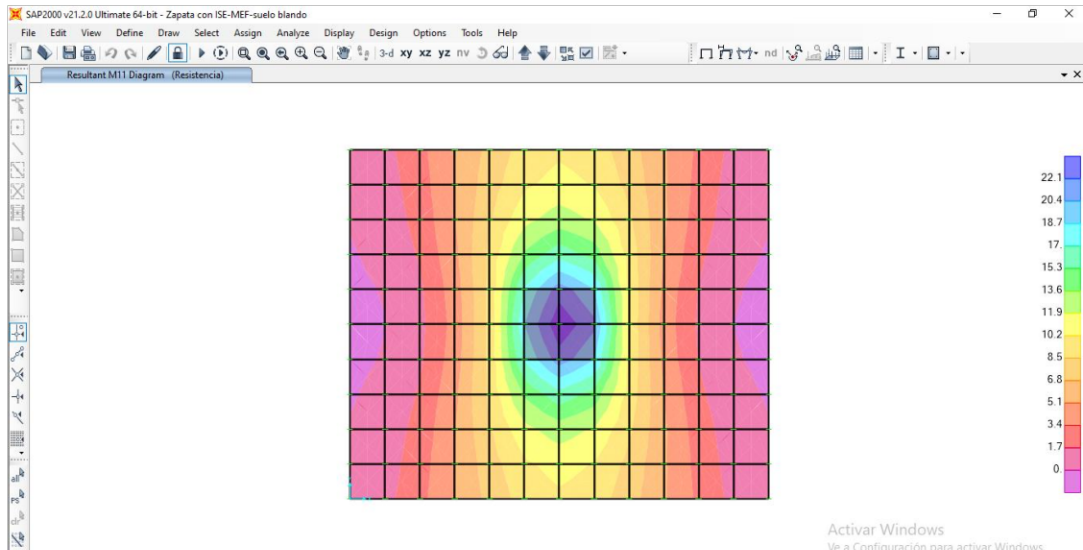


Figura 6b1 de ISE con MEF: momento actuante máximo para suelo blando, longitud $L_x=3\text{m}$, la unidad de medida es ton-m/m

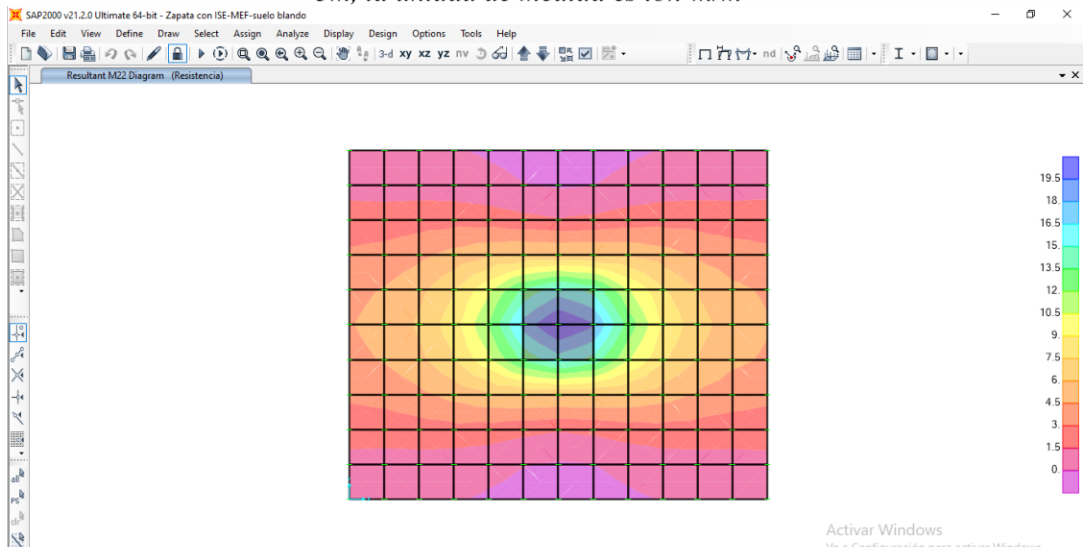


Figura 6b2 de ISE con MEF: momento actuante máximo para suelo blando, longitud $L_x=2.5\text{m}$, la unidad de medida es ton-m/m

- Para el suelo intermedio de cimentación: arcilla limosa
 - Dirección $L_x=2\text{m}$; $dx=1\text{m}$.
 - $Mu_{L_x}=9.96\text{ ton-m/m} * dx$; $Mu_{L_x}= 9.96\text{ ton-m}$
 - Dirección $L_y=2\text{m}$; $dy=1\text{m}$.
 - $Mu_{L_y}=10.028\text{ ton-m/m} * dy$; $Mu_{L_y}= 10.028\text{ ton-m}$
- Para el suelo blando de cimentación: Limo con arena
 - Dirección $L_x=2.5\text{m}$; $dx=1.25\text{m}$.
 - $Mu_{L_x}=12.13\text{ ton-m/m} * dx$; $Mu_{L_x}= 15.16\text{ ton-m}$
 - Dirección $L_y=2\text{m}$; $dy=1\text{m}$.
 - $Mu_{L_y}=9.68\text{ ton-m/m} * dy$; $Mu_{L_y}= 9.68\text{ ton-m}$

Se procede a analizar los esfuerzos que se producen en la interacción entre el suelo y la estructura de la zapata, para ello considerando la combinación de esfuerzos permisibles:

- Análisis de esfuerzos que se producen en la zapata: los esfuerzos se observan en la figura 7a y 7b de ISE con MEF, la concentración de esfuerzos varía en función del tipo de suelo considerando el modelo de dinámico de interacción suelo estructura, todos estos esfuerzos se analizan con la combinación de esfuerzos permisibles.

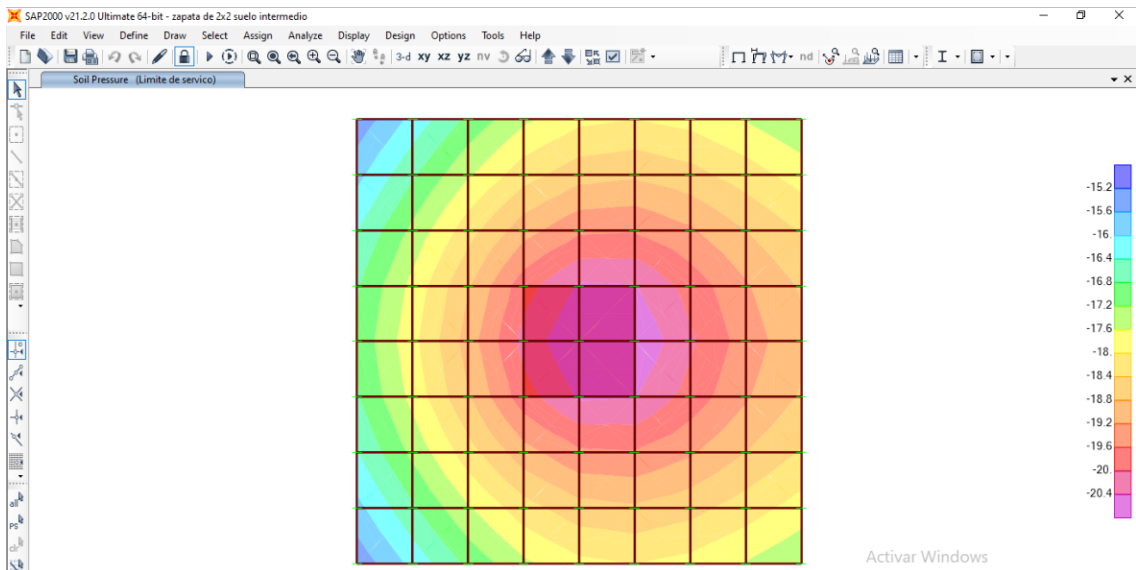


Figura 7a de ISE con MEF: esfuerzos producidos para un suelo arcilla y limo, la unidad de medida es ton/m^2

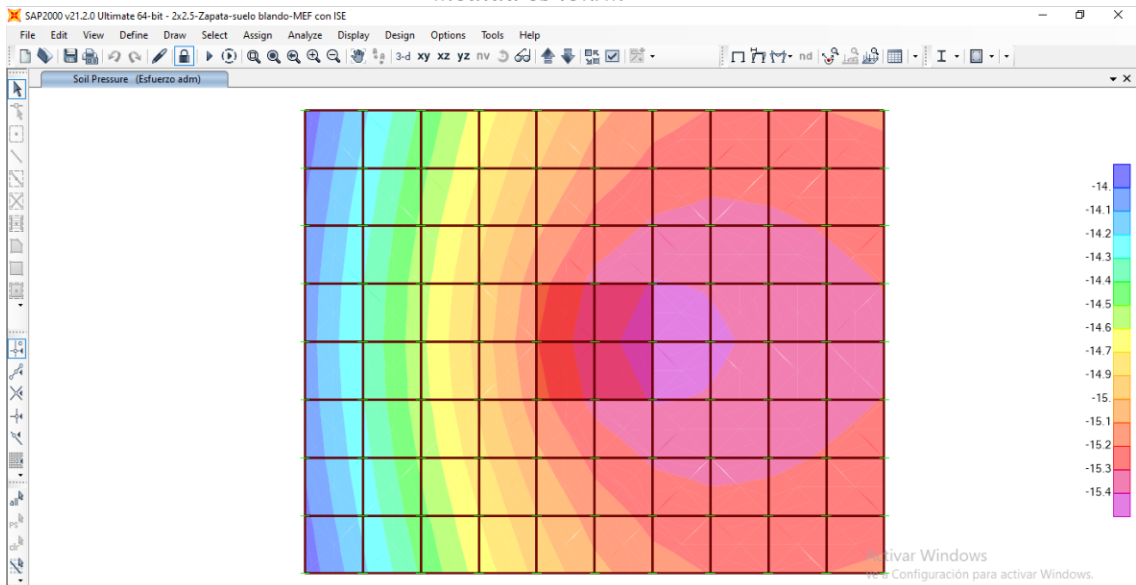


Figura 7b de ISE con MEF: esfuerzos producidos para un suelo limo con arena, la unidad de medida es ton/m^2

2.9 Análisis Comparativo de resultados

2.9.1 Pórtico

Para este análisis consideramos el modelado que se realizó para los pórticos y sus consideraciones:

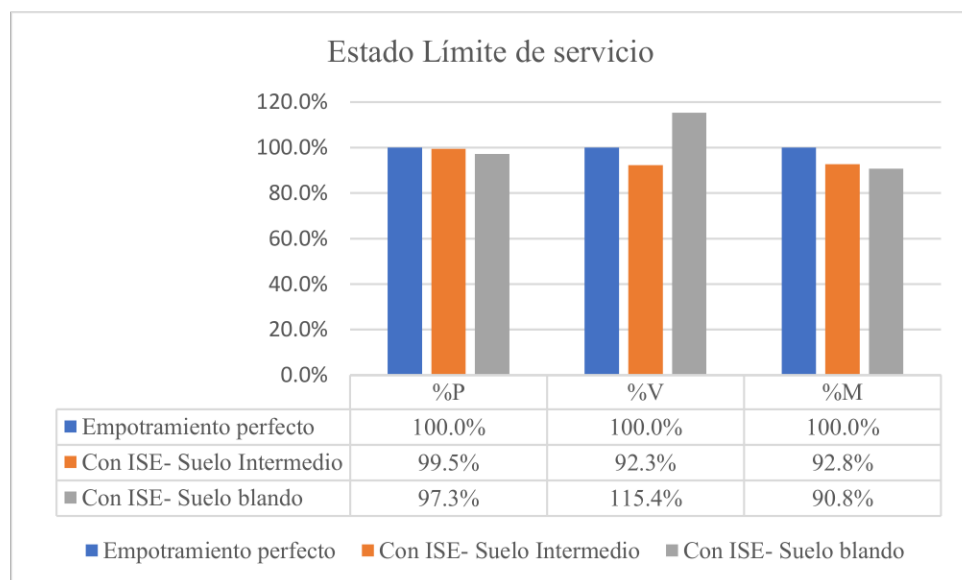
- Modelado del pórtico considerando empotramiento perfecto
- Modelado del pórtico considerando parámetros obtenidos de la Interacción Suelo-Estructura

Valores máximos en la base del pórtico: Carga axial P, Cortante V y Momento M

- Combinación para estado límite de servicio:

Tipo de análisis	P	%P	V	%V	M	%M
Empotramiento perfecto	65.76	100.0%	0.39	100.0%	1.52	100.0%
Con ISE- Suelo Intermedio	65.43	99.5%	0.36	92.3%	1.41	92.8%
Con ISE- Suelo blando	63.96	97.3%	0.45	115.4%	1.38	90.8%

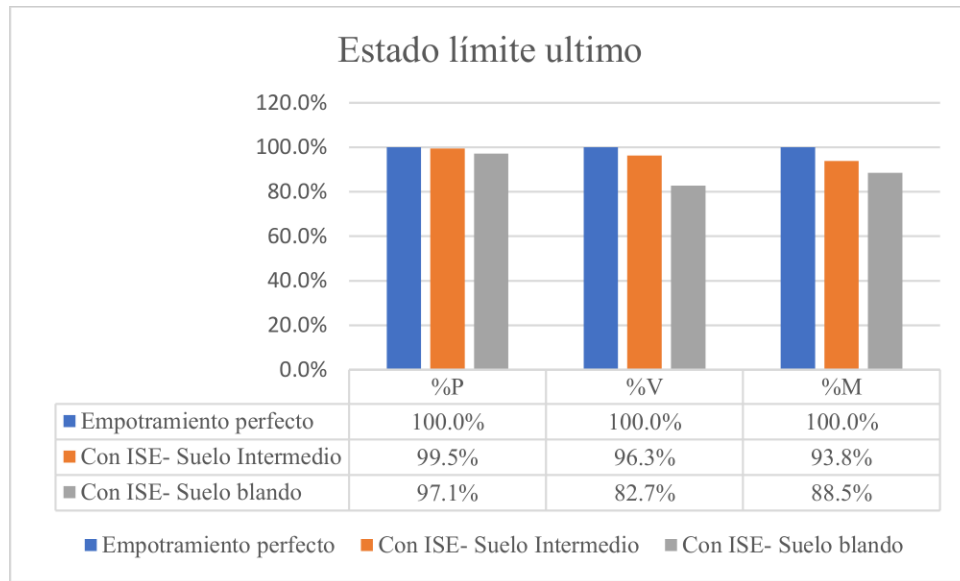
Tabla 1a de AR-P: Valores máximos, considerando la combinación: $D+0.75W+0.75L$



- Combinación para estado límite último:

Tipo de análisis	P	%P	V	%V	M	%M
Empotramiento perfecto	82.27	100.0%	0.81	100.0%	3.21	100.0%
Con ISE- Suelo Intermedio	81.84	99.5%	0.78	96.3%	3.01	93.8%
Con ISE- Suelo blando	79.92	97.1%	0.67	82.7%	2.84	88.5%

Tabla 1b de AR-P: Valores máximos, considerando la combinación: $1.2D+1.6W+L$



Según la tabla 1a de AR-P y tabla 1b de AR-P los valores disminuyen para un suelo blando, pero para suelos intermedios la variación en comparación con empotramiento perfecto es mínima.

Desplazamientos máximos en la base del pórtico, tanto para el eje X-U1 y para el eje Z-U3 considerando la combinación para esfuerzos permisibles:

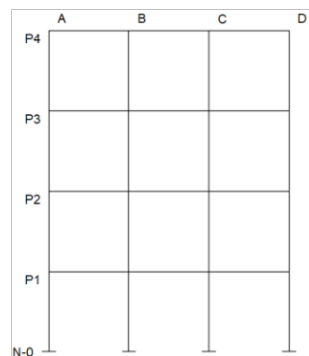


Figura 1 de AR-P: pórtico

Desplazamiento (mm)		
Tipo de análisis	U1-X	U1-Z
Empotramiento perfecto	0	0
Con ISE- Suelo Intermedio	0	1.04
Con ISE- Suelo blando	0.12	6.18

Tabla 2 de AR-P:

Los desplazamientos van aumentando conforme el tipo de consideración, si observamos los datos de la tabla 2 de AR-P los desplazamientos en la consideración de empotramiento perfecto son los valores mínimos mientras que, para un suelo blando,

estos desplazamientos aumentan de forma notoria, los mayores desplazamientos se dan en el eje z, esto quiere decir que la estructura tendrá asentamientos considerables según este análisis.

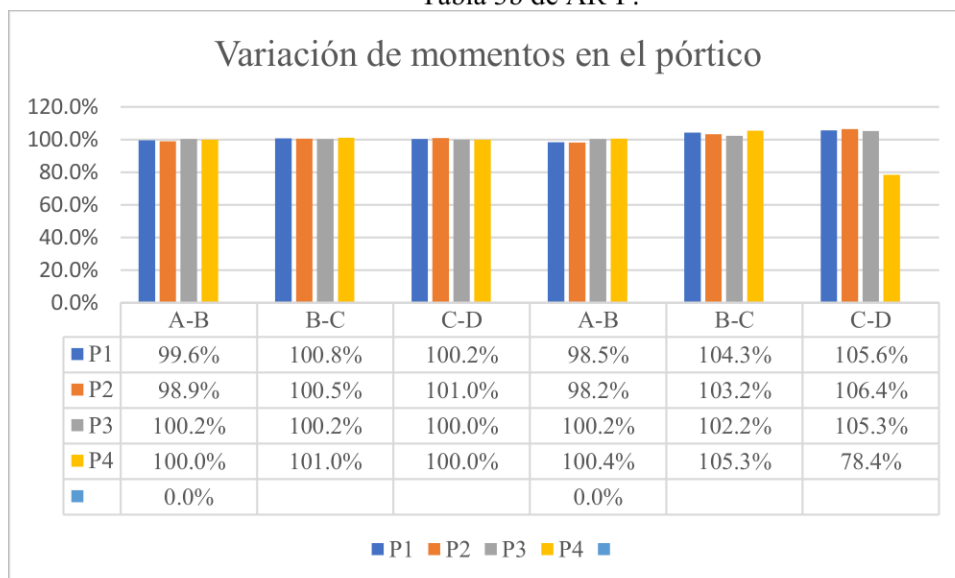
Momentos actuantes de las vigas en los tramos de cada piso, considerando la combinación: $D+0.75W+0.75L$:

	Momento en vigas (ton-m)								
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
P1	4.53	3.99	4.25	4.51	4.02	4.26	4.46	4.16	4.49
P2	4.43	4.02	4.21	4.38	4.04	4.25	4.35	4.15	4.48
P3	4.24	4.05	4.15	4.25	4.06	4.15	4.25	4.14	4.37
P4	4.68	3.95	4.58	4.68	3.99	4.58	4.7	4.16	3.59
	Empotramiento perfecto			Con ISE- Suelo Intermedio			Con ISE- Suelo blando		

Tabla 3a de AR-P:

	Momento en vigas (ton-m)					
	A-B	B-C	C-D	A-B	B-C	C-D
P1	99.6%	100.8%	100.2%	98.5%	104.3%	105.6%
P2	98.9%	100.5%	101.0%	98.2%	103.2%	106.4%
P3	100.2%	100.2%	100.0%	100.2%	102.2%	105.3%
P4	100.0%	101.0%	100.0%	100.4%	105.3%	78.4%
	Con ISE- Suelo Intermedio			Con ISE- Suelo blando		

Tabla 3b de AR-P:



Los valores de los momentos en las vigas aumentan cuando el suelo es blando en ciertos tramos y cuando el suelo es intermedio y se lo compara con un análisis de pórtico

con empotramiento perfecto, esta variación es mínima pero se puede evidenciar en la tabla 3b de AR-P.

2.9.2 Zapata

Para este análisis consideramos los análisis de zapata aislada que se realizó según las consideraciones:

- Análisis de zapata aislada, sin considerar la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional (no analiza la rigidez interna de la estructura y el Suelo)
- Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método convencional (no analiza la rigidez interna de la estructura y el Suelo)
- Análisis de zapata aislada, considerando la Interacción Suelo-Estructura mediante el método de elementos finitos, (analiza la rigidez interna de la estructura y el Suelo)

Consideraciones del suelo de cimiento	Dimensión de la Zapata		
	Lx (m)	Ly (m)	H (m)
Sin ISE-Suelo Intermedio	2	2	0.4
Sin ISE-Suelo Blando	2.5	2	0.4

Tabla 1 de Análisis de Zapata: Dimensiones de la zapata

Análisis:

Siguiendo con el análisis se expondrá el resumen de todos los resultados que se obtuvieron para la zapata aislada. A continuación se detalla el tipo de análisis y su comparación respectiva según los resultados obtenidos.

Utilizando el método convencional se considera un análisis en dos dimensiones 2D (longitud de zapata para un eje horizontal en este caso eje x para Lx y para el caso de elevación el eje vertical Z, se considera el espesor de la zapata y adicional a ello en este eje se considera la fuerza axial P y el momento M), los resultados que se obtienen son en función de esa consideración dimensional 2D.

Utilizando el método por elementos finitos en el software Sap2000 se considera un análisis en tres dimensiones 3D (para el eje X se consideró la longitud Lx de la zapata,

para el eje Y la longitud L_y de la zapata y para el eje Z se consideró el espesor de la zapata y la fuerza axial P y el momento M), los resultados que se obtienen son en función de esa consideración dimensional 3D.

Se utilizará las siguientes abreviaturas en los siguientes párrafos para las comparaciones:

- MC: Método Convencional
- MEF: Método de Elementos Finitos
- ISE: Interacción Suelo-Estructura
- Esfuerzos o presiones en la zapata: Los esfuerzos mínimos (G_{min}) y esfuerzos máximos (G_{max}) que se observaran según la tabla 2a de Análisis de Zapata corresponde a la combinación para estado límite de servicio para diseño geotécnico, y los esfuerzos últimos mínimos ($G_{u_{min}}$) y esfuerzos últimos máximos ($G_{u_{max}}$) que se observaran según la tabla 2b de Análisis de Zapata, corresponde a la combinación para estado limite último para el diseño estructural. La figura 1 de análisis de zapata corresponde a una referencia para la obtención de datos según sus ejes.

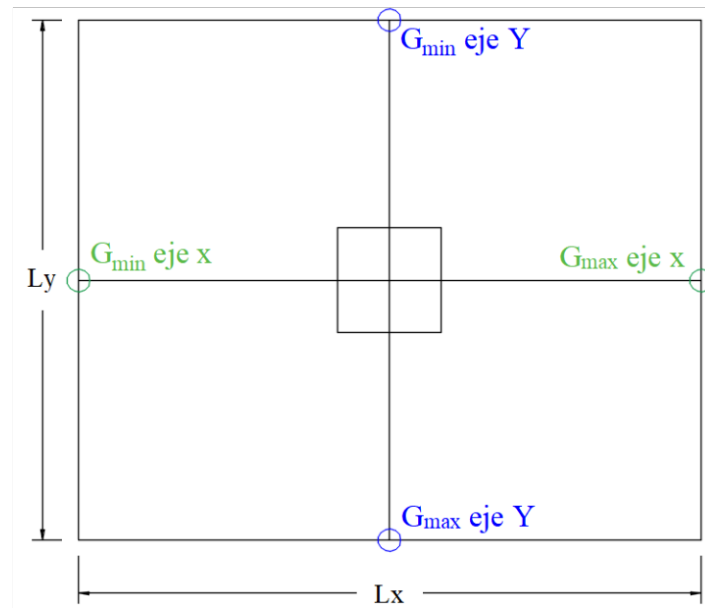


Figura 1 de análisis de zapata: Referencia para la obtención de resultados para análisis por el MC y MEF sin considerar ISE.

Esfuerzos por combinación de estados límite de servicio para diseño geotécnico		
Tipo de análisis	G_{min} (ton/m ²)	G_{max} (ton/m ²)

Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	17.5	83%	19.78	94%
	Sin ISE-Suelo Blando	14.62	84%	16.08	92%
	Con ISE- Suelo Intermedio	17.5	83%	19.62	93%
	Con ISE- Suelo blando	14.33	82%	15.65	89%
Método de elementos finitos, EJE X	Con ISE- Suelo Intermedio	18.93	90%	20.76	99%
	Con ISE- Suelo blando	15.03	86%	15.44	88%
Método de elementos finitos, EJE Y	Con ISE- Suelo Intermedio	17.09	81%	20.76	99%
	Con ISE- Suelo blando	15.04	86%	15.44	88%
<i>Esfuerzo admisible para suelo intermedio</i>		<i>Gadm:</i>		<i>21</i>	<i>ton/m²</i>
<i>Esfuerzo admisible para suelo blando</i>		<i>Gadm:</i>		<i>17.5</i>	<i>ton/m²</i>

Tabla 2a de Análisis de Zapata: Esfuerzos mínimos y máximos

- En la tabla 2a de Análisis de Zapata se puede realizar comparaciones con los tipos de análisis del MC con MEF para el caso de estado límite de servicio que corresponde a un diseño geotécnico, los porcentajes que se observan están en función del esfuerzo admisible como referencia al 100% para cada tipo de suelo. Según los datos se puede realizar el siguiente análisis comparativo:
 - Utilizando el MC en el análisis de cálculo se observa la variación que existe, pero esta no afecta las dimensiones impuestas para el diseño de la zapata, esto para los dos tipos de suelo que se analizan. Según estos datos no es importante realizar el diseño geotécnico de la zapata utilizando el MC con ISE.
 - Al considerar el MEF con ISE se observa que los valores de esfuerzos mínimos y máximos en los dos ejes varían en comparación a los valores obtenidos en el MC, esto en los dos tipos de suelo, adicional a ello estos valores no superan la capacidad admisible en los dos casos.
 - Lo importante de este análisis comparativo radica en la variación de los resultados que tiene los esfuerzos, el MEF con ISE demuestra que los esfuerzos que se producen entre suelo y la estructura de la zapata aumentan un cierto porcentaje pero no supera a su capacidad admisible por lo tanto el diseño de las dimensiones de la zapata que se consideró en el MC no debe ser modificado, realizar este análisis brinda la seguridad y confianza en toda la estructura.

Esfuerzos por combinación de estados límite último para diseño estructural					
Tipo de análisis		Gmin (ton/m ²)		Gmax (ton/m ²)	
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	20.96	100%	25.78	100%
	Sin ISE-Suelo Blando	17.71	100%	20.79	100%
	Con ISE- Suelo Intermedio	21	100%	25.52	100%
	Con ISE- Suelo blando	17.42	100%	20.15	100%
Método de elementos finitos, EJE X	Con ISE- Suelo Intermedio	23.50	111.9%	25.90	101.5%
	Con ISE- Suelo blando	17.00	97.6%	19.70	97.8%
Método de elementos finitos, EJE Y	Con ISE- Suelo Intermedio	24.60	117.1%	25.90	101.5%
	Con ISE- Suelo blando	19.00	109.1%	19.03	94.4%

Tabla 2b de Análisis de Zapata: Esfuerzos últimos mínimos y máximos

- En la tabla 2b de Análisis de Zapata se puede realizar un análisis comparativo para el caso de combinación de estado límite último el cual es considerado para el diseño estructural, los porcentajes que se observan están en función del esfuerzo últimos calculados por el MC sin ISE como referencia al 100%. En este apartado destacamos lo siguiente:
 - Según estos datos al considerar el MEF con ISE los esfuerzos aumentan cierto porcentaje en comparación al MC.
 - Para suelos intermedios: el esfuerzo ultimo máximo se eleva un 1.5% del valor de referencia y en esfuerzo mínimo aumenta un 11.9% en el eje X, para el eje Y los el esfuerzo ultimo máximo se eleva un 1.5% del valor de referencia y en esfuerzo mínimo aumenta un 17.1%
 - Para suelos blandos: el esfuerzo ultimo máximo disminuye 2.2% del valor de referencia y en esfuerzo mínimo aumenta 2.4% esto para el eje X, para el eje Y el esfuerzo ultimo máximo aumenta 9.1% del valor de referencia y en esfuerzo mínimo disminuye un 5.6%
 - Estos esfuerzos últimos se ven reflejados en el diseño estructural de la zapata, es importante observar y analizar la variación de los datos.

- Análisis de diseño estructural por Punzonamiento: El resumen de análisis para este apartado se observa en la tabla 3 de Análisis de Zapata, corresponde para el caso de diseño estructural tomando en consideración la combinación para estado límite último.

		Análisis por Punzonamiento (kg/cm ²)		
Tipo de análisis	Distancia de análisis	d/2 (cm):	15.55	
	Resistencia del concreto	0.75 Vc:	11.29	100%
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	Gup:	7.45	66%
	Sin ISE-Suelo Blando	Gup:	7.94	70%
	Con ISE- Suelo Intermedio	Gup:	7.41	66%
	Con ISE- Suelo blando	Gup:	7.73	68%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	Gup:	5.17	46%
	Con ISE- Suelo blando	Gup:	5.7	50%

Tabla 3 de Análisis de Zapata

Donde:

- d/2: Distancia de análisis (peralte dividido entre dos)
- 0.75Vc: Resistencia máxima del concreto por punzonamiento (kg/cm2)
- Gup: Esfuerzo de punzonamiento (kg/cm2)
- En esta tabla 3 de Análisis de Zapata se observa la variación que existe en porcentaje, tomando como referencia al 100% el valor de la resistencia del concreto para este análisis de punzonamiento, lo cual permite realizar el siguiente análisis comparativo:
 - Utilizando el MEF los valores de esfuerzo se reducen de forma considerable para los dos tipos de suelo en referencia a la resistencia del concreto para este tipo de análisis.
 - Lo importante de esta comparación radica en la reducción que tiene el esfuerzo por punzonamiento al considerar ISE en el MEF, esto permite reducir el espesor de la zapata lo cual implica un ahorro en material del hormigón en todo el volumen de la zapata.
- Análisis de diseño estructural para Cortante en una dirección: El resumen de análisis para este apartado se observa en la tabla 4a y 4b de Análisis de Zapata, corresponde para el caso de diseño estructural tomando en consideración la combinación para estado límite último.

Análisis por Corte (kg/cm ²) eje Y				
Tipo de análisis	Distancia de análisis	d (cm):	31.1	
	Resistencia del concreto	0.75 V _{cn}	5.76	100%
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	G _{c Ly}	3.3	57%
	Sin ISE-Suelo Blando	G _{c Ly}	2.72	47%
	Con ISE- Suelo Intermedio	G _{c Ly}	3.28	57%
	Con ISE- Suelo blando	G _{c Ly}	2.65	46%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	G _{c Ly}	4.16	72%
	Con ISE- Suelo blando	G _{c Ly}	4.8	83%

Tabla 4a de Análisis de Zapata: cortante en una dirección para el eje Y

Análisis por Corte (kg/cm ²) eje X				
Tipo de análisis	Distancia de análisis	d (cm):	31.1	
	Resistencia del concreto	0.75 V _{cn}	5.76	100%
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	GF _{Lx}	3.56	62%
	Sin ISE-Suelo Blando	GF _{Lx}	4.51	78%
	Con ISE- Suelo Intermedio	GF _{Lx}	3.53	61%
	Con ISE- Suelo blando	GF _{Lx}	4.38	76%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	GF _{Lx}	4.1	71%
	Con ISE- Suelo blando	GF _{Lx}	4	69%

Tabla 4a de Análisis de Zapata: cortante en una dirección para el eje X

Donde:

- d: Distancia de análisis (peralte efectivo).
- 0.75V_{cn}: Resistencia máxima a cortante del concreto (kg/cm²)
- G_{cLy}: Esfuerzo de corte unidireccional en dirección Ly (kg/cm²)
 - Ly: longitud de la dimensión de la zapata
- G_{cLx}: Esfuerzo de corte unidireccional en dirección Lx (kg/cm²)
 - Lx: longitud de la dimensión de la zapata
- Para la variación que existe en porcentaje se ha tomado como referencia al 100% el valor de la resistencia del concreto para este análisis de corte en una dirección, con estos resultados obtenidos se destaca lo siguiente:
 - Se observa que los valores aumentan cuando se utiliza el MEF con ISE en comparación el MC, pero este aumento no supera la resistencia del concreto, para los dos ejes.
 - Con MEF con ISE en la dirección del eje X, se obtiene un valor muy elevado en comparación con MC, esto se debe a que los

esfuerzos últimos que se analizaron en la tabla 2b de análisis de zapata también fueron superiores.

- Análisis de diseño estructural para momento actuante: El resumen de análisis para este apartado se observa en la tabla 5a y 5b de Análisis de Zapata, corresponde para el caso de diseño estructural tomando en consideración la combinación para estado límite último.

Tipo de análisis		ton/m	
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	14.16	100%
	Sin ISE-Suelo Blando	20.38	100%
	Con ISE- Suelo Intermedio	14.04	99%
	Con ISE- Suelo blando	19.78	97%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	9.96	71%
	Con ISE- Suelo blando	15.16	77%

Tabla 5a de Análisis de Zapata: Momento en dirección eje x, Lx

Tipo de análisis		ton/m	
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	13.14	100%
	Sin ISE-Suelo Blando	13.54	100%
	Con ISE- Suelo Intermedio	13.08	100%
	Con ISE- Suelo blando	13.21	98%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	10.028	77%
	Con ISE- Suelo blando	9.68	73%

Tabla 5b de Análisis de Zapata: Momento en dirección eje x, Lx

- En esta tabla 5a y 5b de Análisis de Zapata para cada eje, se observa la variación que existe en porcentaje, tomando como referencia al 100% el valor del MC, al utilizar el MEF los valores se reducen lo que implica que el área de acero para cada tipo de análisis también se reduce. A continuación se expone la siguiente Tabla 5.1a y 5.2b de Análisis de Zapata la cual presenta el resumen del área de acero.
 - Análisis de área de acero en dirección del eje X

Tipo de análisis		As (cm ²)	
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	12.33	100%
	Sin ISE-Suelo Blando	17.95	100%
	Con ISE- Suelo Intermedio	12.22	99%
	Con ISE- Suelo blando	17.4	97%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	8.62	70%
	Con ISE- Suelo blando	13.22	74%

Tabla 5.1a de Análisis de Zapata: Área de Acero en dirección eje X

- Análisis de área de acero en dirección del eje Y

Tipo de análisis		As (cm ²)	
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	11.43	100%
	Sin ISE-Suelo Blando	11.72	100%
	Con ISE- Suelo Intermedio	11.37	99%
	Con ISE- Suelo blando	11.43	98%
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	8.67	76%
	Con ISE- Suelo blando	8.37	71%

Tabla 5.1a de Análisis de Zapata: Área de Acero en dirección eje Y

Como se observa los datos en tabla de área de acero se puede evidenciar que utilizando el MEF se requiere menor cantidad de área de acero en comparación con MC, esto es debido a que los momentos actuantes también se reducen.

- Análisis de desplazamientos: Para este análisis utilizamos la consideración del estado límite de servicio en diseño geotécnico.

Tipo de análisis	Consideraciones del suelo de cimiento	Desplazamientos en mm		
		U1-X	U2-Y	U3-Z
Método convencional	Sin ISE-Suelo Intermedio	0	0	0
	Sin ISE-Suelo Blando	0	0	0
	Con ISE- Suelo Intermedio	0	0	0
	Con ISE- Suelo blando	0	0	0
Método de elementos finitos	Con ISE- Suelo Intermedio	0.028	0.006	-1.370
	Con ISE- Suelo blando	0.081	0.008	7.61

Tabla 6 de Análisis de Zapata:

- En esta tabla 6 de Análisis de Zapata se evidencia que existe asentamientos inmediatos en la zapata esto se observa gracias al método de elementos finitos con Interacción Suelo-Estructura.

3 CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

3.1 Conclusiones

A lo largo de esta investigación se ha estudiado y analizado el uso del método de elementos finitos y la influencias que tiene en la interacción suelo estructura, permitiendo determinar cómo se encuentra dicho método en la actualidad para abordar este tipo de estudio.

El MEF se resume como un estudio numérico que puede solucionar cualquier situación en el ámbito del análisis estructural, y esto es posible solo si se identifica todas las consideraciones posibles para formar las ecuaciones que defina tal situación de simulación permitiendo crear un modelo idealizado. La comunidad científica a expuesto varios modelos en los cuales se puede simular el efecto de interacción suelo estructura, estos modelos se pueden introducir en softwares de cálculo y adicional a ello acoplarse a método de elementos finitos para poder así lograr formar un análisis profundo y detallado. Todo esto por medio de una simulación del computador.

Considerar un análisis de ISE en un pórtico permite observar variaciones que existe entre un modelado de empotramiento perfecto y un modelado que considera la Interacción Suelo-Estructura.

A nivel de pórtico según el análisis comparativo se obtuvo:

- En la base del pórtico considerando una combinación para estado límite de servicio se observa:
 - La carga axial P que considera la ISE se reduce un 0.5 % para un suelo intermedio y un 2.7% para un suelo blando en comparación con un pórtico empotrado.
 - El momento actuante M que considera la ISE se reduce un 7.2 % para un suelo intermedio y un 9.8% para un suelo blando en comparación con un pórtico empotrado.
- En la base del pórtico considerando una combinación para estado límite último se observa:

- La carga axial P que considera la ISE se reduce un 0.5 % para un suelo intermedio y un 2.9% para un suelo blando en comparación con un pórtico empotrado.
- El momento actuante M que considera la ISE se reduce un 6.2 % para un suelo intermedio y un 11.5 para un suelo blando en comparación con un pórtico empotrado.
- Los desplazamientos en la base del pórtico aumentan conforme al tipo de suelo, para un suelo intermedio el desplazamiento en eje vertical es de 1.04 mm y para un suelo blando aumenta considerablemente a 6.18 mm.
- Los momentos en las vigas del pórtico aumentan en comparación con un pórtico que se considera como empotrado perfecto, en la tabla 3b de AR-P se observan estas variaciones, destacando el mayor porcentaje de variación en donde se ve reflejado para un suelo blando donde se considera la ISE, aumenta un 6.4% con respecto a las demás vigas, esta variación debe tomarse en cuenta al momento de su diseño.

La ISE en la zapata se destacan los siguientes valores que deben ser detonados:

- Los esfuerzos o presiones en la zapata
 - En el diseño geotécnico al utilizar el MEF con ISE se obtiene valores inferiores de variación mínima a los esfuerzos admisibles, para un suelo intermedio el valor disminuye un 1% y para un suelo blando el valor aumenta un 2%.
 - En el diseño estructural al utilizar el MEF con ISE se obtiene valores superiores a los esfuerzos últimos calculados en el método convencional, para un suelo intermedio el valor aumenta un 1.5% y para un suelo blando el valor disminuye un 2,2%. Esta variación tiene influencia directa para el diseño estructural de la zapata en el diseño estructural por punzonamiento, el diseño estructural por cortante

unidireccional y el diseño estructural a flexión por momento actuante.

- El análisis de ISE con MEF da como resultado que es posible reducir el espesor de la zapata, debido a que los porcentajes de variación en el diseño estructural es notable en comparación con la resistencia del concreto.
- Los desplazamientos en la zapata se observan reflejados directamente en el eje vertical Z, lo que se conoce como un asentamiento inmediato de la estructura, obteniendo los siguientes valores, para un suelo intermedio el asentamiento es mínimo de 1.37mm y para un suelo blando el asentamiento es muy notable alcanzando un valor de 7.61mm. Estos asentamientos inmediatos se deben tener en cuenta para los diseños definitivos de todo el sistema estructural.

Al implementar el método de elemento finito con interacción Suelo-Estructura se ofrece una gran ventaja respecto a economía en comparación con el método convencional debido a que está relacionada directamente con todo el sistema estructural, a nivel de zapata se pudo evidenciar que los esfuerzos internos que se producen son inferiores a los de la resistencia, adicional a ello la cantidad de acero que se utiliza también se reduce para toda la sección de refuerzo en las dos direcciones, la zapata que estará soportada por un suelo intermedio la cantidad de acero se reduce un 30 % para la distribución en el eje X y un 25 % en la distribución en el eje Y, para la zapata que estará soportada por un suelo blando la cantidad de acero se reduce un 26 % para la distribución en el eje X y un 39 % en la distribución en el eje Y.

Como desventaja en el ámbito económico se puede recalcar a nivel de pórtico, el aumento del momento interno que tiene en las vigas, para su diseño se debe tomar en cuenta las consideraciones que se obtienen al realizar el análisis con interacción suelo estructura.

La importancia de realizar un análisis con interacción suelo estructura con elementos finitos radica en las consideraciones que se incluyen al

realizar el modelo y al obtener el resultado se evidencia la diferencia que tiene con respecto al método convencional, y este análisis incluye un cálculo más profundo el cual brinda un mejor detalle en resultados, los mismos que se pueden incluirse para tomar ciertas consideraciones para diseño definitivo.

Comparar las ventajas entre el uso del método de elementos finitos en interacción suelo estructura y un análisis con métodos convencionales a través de las ventajas que ofrecen sus resultados.

3.2 Recomendaciones

El uso y aplicación del método de elementos finitos para la interacción suelo estructura requiere conocimientos de análisis estructural para poder comprender y abordar esta investigación y poder extraer información que sea influyente en otras investigaciones relacionadas a este tipo.

Los elementos finitos tienen un amplio campo de estudio que cada vez avanza a pasos agigantados por las diferentes aportaciones investigativas que realizan las comunidades científicas por ello es recomendable comprender los fundamentos teóricos que establecen este método de cálculo, para poder comprender las aportaciones investigativas que se realiza actualmente y a futuro.

Es necesario comprender la funcionalidad de las normativas aplicables para interacción suelo estructura, actualmente las normativas están basados en los diferentes modelos de cálculos por análisis convencionales y para el cálculo por análisis de elementos finitos no existe como tal una normativa aplicable, si bien se considera al MEF como un análisis más profundo cuyos resultados están muy apegados a la realidad estos resultados no deben diferir de los expuestos en las normativas siempre y cuando el análisis realizado este correcto. La normativa que se sugiere utilizar en este tipo de análisis que involucra la interacción suelo estructura es la *ASCE/SEI 41-13 Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes* es la normativa más completa para poder realizar un diseño hasta la actualidad.

En proyectos como puentes, edificios, represas, presiones de caudales, entre otros proyectos, su aplicación debe ser necesaria debido a los resultados que puedan obtener simulando en el modelo un comportamiento casi real de una estructura, todo esto es muy significativo para la construcción del mismo ya que el proceso constructivo que contiene materiales, mano de obra, maquinaria, equipos, y otros aspectos que hacen referencia al proceso constructivo serán utilizados y empleados de forma óptima para su ejecución, esto garantiza que el proyecto no se vea afectado en temas de costo por diferentes situaciones que pueda atravesar un sistema estructural.

Siendo el MEF uno de los métodos que se conocen de forma parcial durante la época universitaria y al ser uno de los métodos más complejos en comparación a otros, debe ser parte esencial de la programación dentro de las diferentes carreras que se desprenden de las ciencias aplicadas, como lo es el caso de la ingeniería especialmente para el área de ingeniería civil. Es por ello que el uso de este método en el país se desconoce por falta de conocimientos a nivel profesional, en la comunidad de profesionales a nivel nacional es necesario que el MEF se profundice con ciertas bases.

3.3 Futuras líneas de investigación

El uso y conocimiento del Método de Elementos finitos con Interacción Suelo-Estructura es esencial en la actualidad y es preciso que se impulse por medio de investigaciones, de esta manera se amplía información y formas de trabajo o metodologías para cada área y casos específicos, de igual manera se puede mejorar la seguridad y el resultado esperado de cada diseño lo que influye considerablemente en el factor económico, por tal motivo se plantea las siguientes líneas de investigación:

- Análisis de interacción suelo estructura con más de un estrato de suelo
 - La aportación de información necesaria para poder desarrollar los coeficientes de resorte del suelo en donde estén involucrados más de dos tipos de estratos.
- Análisis comparativo entre diseño con cargas gravitacionales y diseño sísmico considerando la Interacción Suelo Estructura.
 - Brindaría comparaciones de cómo realizar los análisis para los dos casos y lo primordial sería conocer como interviene la fuerza dinámica por efecto sísmico en todo el análisis estructural.

- Análisis de Interacción Suelo Estructura en puentes
 - Conocer la participación del efecto de interacción suelo estructura en un mega proyecto como el análisis de estribos de un puente brindaría la información necesaria para comprender la gran influencia que tiene este tipo de análisis.
- Análisis de Interacción Suelo Estructura en pilotes
 - Conocer las variables del suelo que están involucradas y como participan en un análisis de interacción suelo estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- ASCE. (2014). *American Society of Civil Engineers*. Obtenido de <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233126908>
- ASCE. (2017). *American Society of Civil Engineers*. Obtenido de <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233163464>
- Brito, I. F. (2017). *Interacción Suelo Estructura con base en un Modelo de Contacto Unilateral*. Querétalo.
- Camacho, J., & Romero, M. (2012). *Análisis estructural con el método de elementos finitos asistido por computadora*. Cartagena de Indias: Universidad Tecnológica de Bolívar.
- Cardenas, X. R. (2010). *Análisis del comportamiento resistente y deformacional de cimientos laminares utilizando el Método de los Elementos Finitos*. Cuenca.
- Castro, D. G. (2006). *INTERACCION SISMICA SUELOESTRUCTURA EN EDIFICACIONES*. Lima.
- Castro, D. G. (2009). *ANALISIS DE ESTRUCTURAS CON EL PROGRAMA LIRA 9.0*. Lima.
- Castro, P. G. (2006). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima.

- Celigiüeta, J. (2011). *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*. España: Unicopia.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico.
- Demeneghi, A. (2000). *Método del elemento finito. Análisis lineal*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Díaz, A. (2000). *Métodos de mallado y algoritmos adaptativos en dos y tres dimensiones para la resolución de problemas electromagnéticos cerrados mediante el método de los elementos finitos*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Fernández, D., Carusela, M., El Hasi, C., & Lopez, F. (2016). El teorema del Trabajo y la Energía en marcos de referencias rotacionales. *Revista Brasileira de Ensino de Física*.
- Ferrari, M., & Del Castillo, F. (2018). *Método del elemento finito y AutoFEM*. Cuautlán Izcalli: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Holguin, A., Barcia, F., & Arteaga, R. (2016). Fundamentos teóricos acerca del saber de las matemáticas. *Revista científica Dominio de las ciencias*, 284-295.
- Hurtado, J. E. (2002). *Introducción al Análisis estructural por elementos finitos*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
- Jiménez, I., & Valladeres, A. (2019). *Determinación de la ecuación del módulo de elasticidad representativo para la provincia de Pichincha, en muestras de cilindros de hormigón con materiales de la mina de San Antonio de Pichincha*. Quito: Universidad Católica del Ecuador.
- Jonathan Stewart, C. C. (13 de septiembre de 2012). *NIST*. Obtenido de <https://www.nist.gov/publications/soil-structure-interaction-building-structures>
- Leon, J. A. (2011). *Interacción Estática Suelo Estructura Análisis con el Método de Elementos Finitos*. Cuenca.
- Lizarza, J. T. (2011). *Método de los Elementos Finitos*. España: UNICOPIA C.B.
- McCabe, S. t. (2005). *NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM OFFICE*. Obtenido de <https://www.nist.gov/el/materials-and-structural-systems->

division-73100/national-earthquake-hazards-reduction-program#:~:text=At%20the%20time%20of%20its,Congress%20recognized%20that%20earthquake%2Drelated

Meza Rodríguez José Antonio, V. C. (2014). *Influencia de la interacción suelo-estructura*. Lima.

MORCILLO, A. D. (2000). *MÉTODOS DE MALLADO*. Valencia.

NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE. (2016). Lima.

Padrón, L. (2004). *Cálculo de estructuras de barras incluyendo efectos dinámicos de interacción suelo-estructura. Modelo mixto de elementos finitos y elementos de contorno*. Gran Canarias: Universidad de las Palmas de gran Canaria.

Patzán, J. E. (2009). *GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES LOSAS DE CIMENTACIÓN, PILOTES Y PILAS PERFORADAS*. Guatemala.

Portabella, M. (2014). *Un procedimiento para cálculo de estructuras por el método de elementos finitos con error prefijado utilizando refinamiento de malla adaptativo*. Barcelona: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Sánchez, J. M. (2014). *Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de estructuras sometidas al paso de cargas móviles*. Sevilla.

Tacco, M. (2018). *Metodología de Enseñanza del Método de Elementos Finitos para estudiantes de ingeniería*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Ulisky, V. (s.f.). *Georeconstrucción*. Obtenido de Georeconstrucción: <http://www.georeconstruction.com/about>

Vázquez, M., & López, E. (2001). *El método de los elementos finitos, aplicado al análisis estructural*. Madrid: Noela.

Vélez, W., Gómez, D., & Thomson, P. (2009). Ajuste de modelos de elementos finitos. *Redalyc*, 177-189.

Vélez, W., Gómez, D., & Thomson, P. (2019). Ajuste del Método Elementos Finitos. *DYNA*, 177-189.

Vérene, M. (1997). Optimización de la calidad de mallas de elementos finitos mediante cambios localizados de topología. *Métodos numéricos para cálculo y diseño de ingeniería*, 3-13.

Yepez, V. (2020). *Procedimientos de la Construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. España: Universitat Politècnica de València.

ANEXO 1A SUELO INTERMEDIO

Método convencional:

Se realizará el diseño de una zapata aislada de hormigón armado. Se Utilizará el código ACI318S-19 “Requisitos de reglamento para concreto estructural” como guía y respaldo, se considera los siguientes datos:

Columna cuadrada de: $b_1 = 50 \text{ cm}$

$b_2 = 50 \text{ cm}$

Diámetro del acero de refuerzo de columna: $d_b = 18 \text{ mm}$

Resistencia del hormigón: $f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero de refuerzo: $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Cargas actuantes en estado límite de servicio:

$P_s := 107740 \text{ kgf}$

$M_s := 1550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Presiones actuantes:

Sobre-Carga de: $Q_{s.c} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Piso de concreto: $\gamma_p = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de concreto: $h_1 = 0.1 \text{ m}$

Piso de Relleno: $\gamma_R = 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de relleno: $h_2 = 0.3 \text{ m}$

Concreto de zapata: $\gamma_z = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Capacidad admisible de un suelo intermedio: **$Q_{adm} = 21000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$**

El siguiente grafico 1 de MS se observa los datos mencionados:

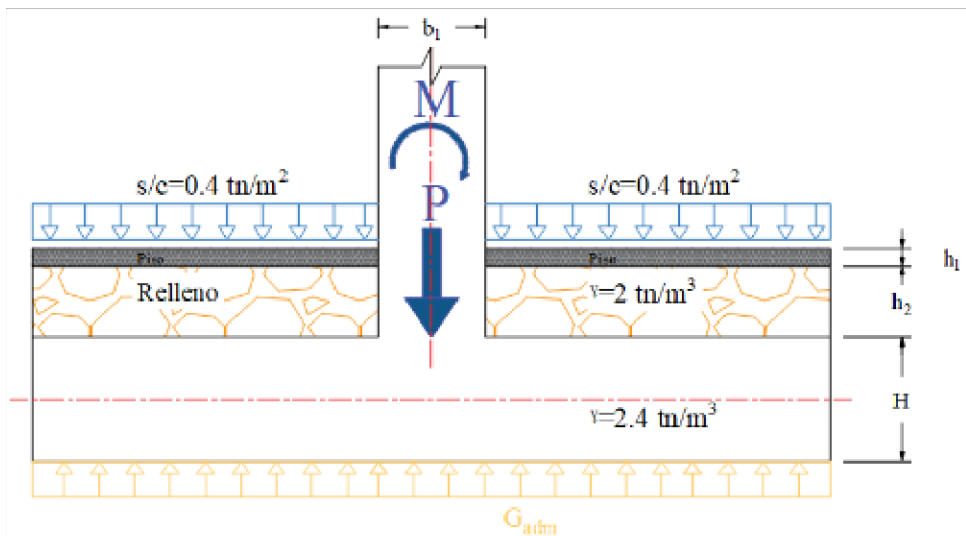


Figura 1 de MS

Para iniciar el análisis de cálculo es necesario proponer dimensión del espesor de la zapata H, para ello se utiliza la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la columna tomando la consideración en el ACI318s-19 en el apartado 25.4.9.2 para su cálculo, en donde exponen dos fórmulas y el valor a adoptar debe ser el mayor:

$\lambda := 1$ coeficiente de acuerdo a la tabla 25.4.9.3 y en consideración de la tabla 19.2.4.1(b)

$\psi_r := 1$ de acuerdo a la tabla 25.4.9.3

$d_b = 18 \text{ mm}$

$f_y = 411.879 \text{ MPa}$

$f'_c = 20.594 \text{ MPa}$

$$H_{1a} := \left(\frac{0.24 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}}} \right) d_b = 392.088 \text{ mm} \quad H_{1b} := \left(0.043 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r \cdot d_b \right) = 318.795 \text{ mm}$$

De los resultados se adopta el mayor: $H_{1a} = 39.209 \text{ cm}$

El recubrimiento r_e , se adopta en el apartado 20.5.1.3.5 del ACI318S-19, para concreto constituido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser 75mm como mínimo: $r_e := 7.5 \text{ cm}$

El Peralte efectivo d , debemos considerar según el código ACI318S-19 en el apartado 13.3.1.2 la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm, la longitud de medida es desde la cara superior hasta el centro de la varilla de refuerzo.

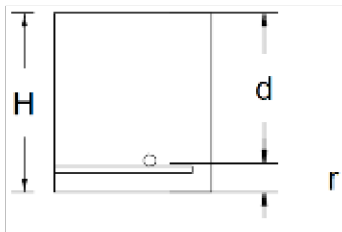


Figura 2 de MS.

$$r := r_e + d_b = 9.3 \text{ cm}$$

Estimamos una altura H_1 de la zapata:

$$H_1 := H_{1a} + r = 48.509 \text{ cm}$$

Adoptamos el espesor o altura de zapata H :

$$H := 50 \text{ cm}$$

la altura o peralte efectivo de la zapata d :

$$d := H - r = 40.7 \text{ cm}$$

Nota 1: Este espesor adoptado debe cumplir los análisis de cortante.

Para las dimensiones de la zapata, el código ACI 318S-19 en el apartado 13.3.1.1 el área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por fuerzas y momentos aplicados en la cimentación considerando el estado límite de servicio.

Considerando la figura 1 de MS, encontramos los siguientes esfuerzos actuantes según la figura 3a de MS:

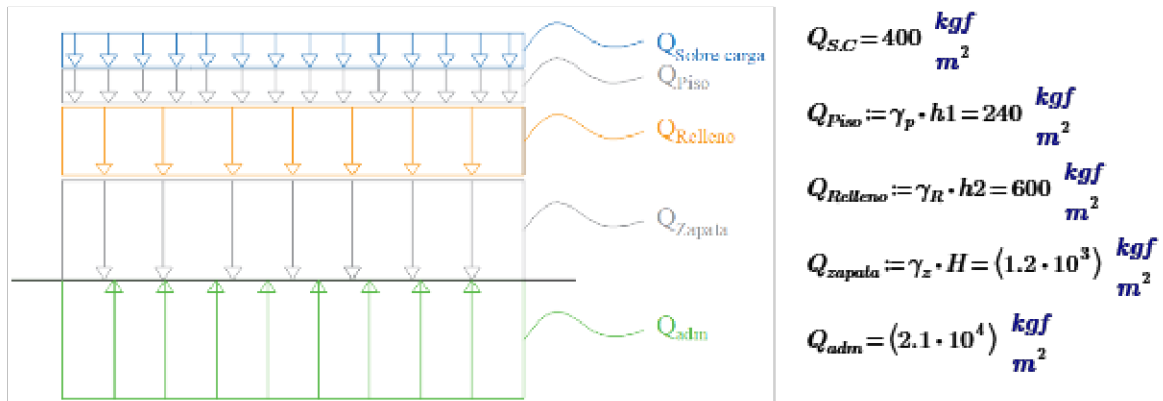
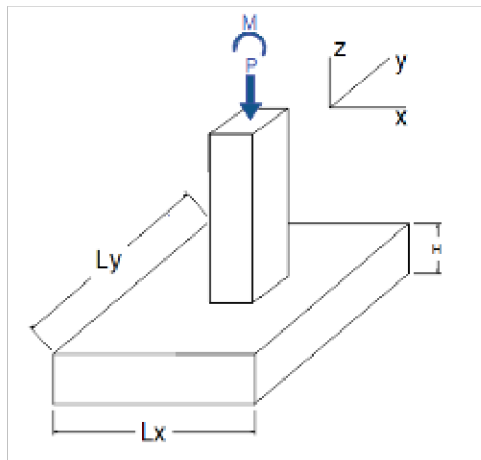


Figura 3a de MS

$$Q_{Portante} := Q_{adm} - Q_{S.C.} - Q_{Piso} - Q_{Relleno} - Q_{zapata} = 1.856 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo portante es el que actúa en presencia de carga P y momento M

Para el dimensionamiento se considera la combinación de estado límite de servicio, donde: Ps y Ms son obtenidos del resultado del análisis del pórtico:



$$P_s = (1.077 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_s = (1.55 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

El valor de la excentricidad es: $e := \frac{M_s}{P_s} = 1.439 \text{ cm}$

Utilizando esta ecuación de Qa, se obtiene las dimensiones de la zapata:

$$L_y := 2.5 \text{ m}$$

$$L_x := 2.5 \text{ m}$$

$$Q_a := \frac{P_s}{L_y \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) = 1.783 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 4a de MS

Esta ecuación se obtiene del análisis de presiones que se forman en la Figura 4b de MS.

Donde: Qa, es el esfuerzo actuante, y debe ser menor al esfuerzo portante:

Debe cumplir la siguiente condición: $Q_{portante} > Q_a$

$$Q_{Portante} = 1.856 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } Q_a = 1.783 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la siguiente condición de $e \leq L_x/6$, para que la zapata este sometida a compresión:

$$e = 1.439 \text{ cm} \text{ es menor a } \frac{L_x}{6} = 41.667 \text{ cm}$$

Consideraciones del análisis de esfuerzos en la zapata considerando la estructura y el suelo:

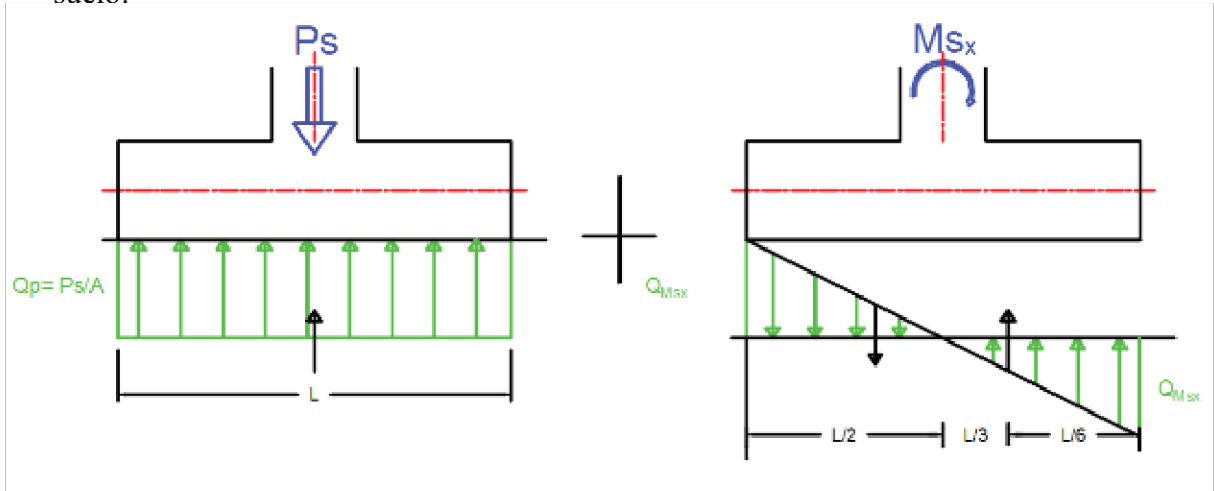


Figura 4b de MS

Esfuerzo Qp_0 , actuante por carga P:

$$Qp_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly}$$

Esfuerzo Qm , actuante por momento M:

$$S := \frac{Lx^2 \cdot Ly}{6} \quad QM := \frac{Ms}{S}$$

Donde S: es el módulo de sección

De la figura 4b de MS se observa las presiones actuantes por efecto de fuerza y momento, donde G2 es la presión máxima en el lado derecho y G1 es la presión mínima en el lado izquierdo, y se calcula de la siguiente forma:

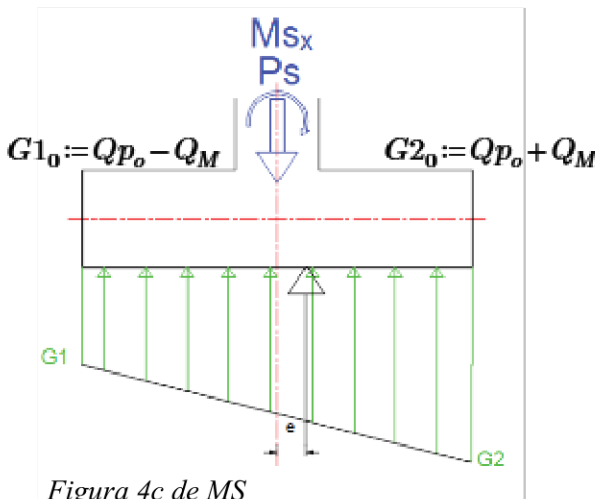


Figura 4c de MS

$$\text{Lado derecho: } G2_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} + \frac{Ms}{S}$$

$$G2_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Lx} \right)$$

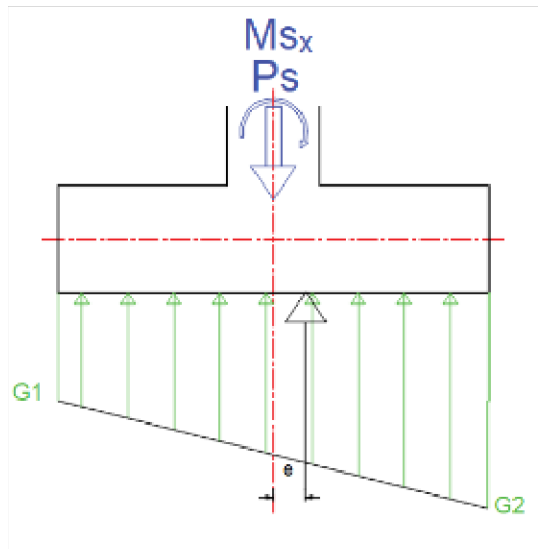
$$\text{Lado izquierdo: } G1_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} - \frac{Ms}{S}$$

$$G1_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Lx} \right)$$

Cálculo de presiones actuantes considerando las presiones de sobrecarga, piso de relleno, piso del concreto y la presión que ejerce el peso de la zapata:

$$Qp := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} + Q_{S.C} + Q_{Relleno} + Q_{Piso} + Q_{zapata}$$

$$QM := \frac{Ms}{S}$$



$$G1 := Qp - Q_M = 1.908 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G2 := Qp + Q_M = 2.027 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la condición: $Q_{adm} > G2$

$$Q_{adm} = 2.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } G2 = 2.027 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 5 de MS

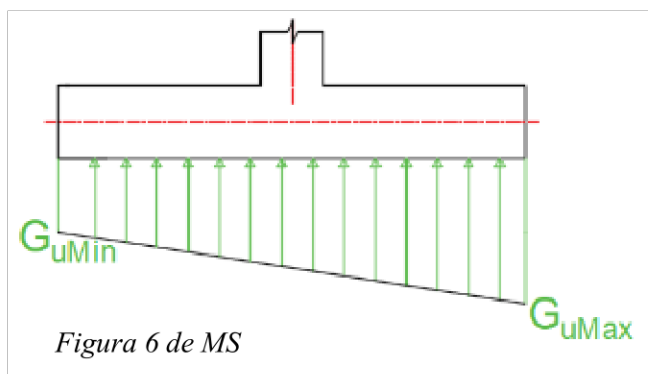
Se procede al cálculo del esfuerzo ultimo actuante Q_u , se considera la carga axial y momento considerando la combinación de estado limite ultimo para diseño estructural, según el código ACI 318S-19 en la tabla 5.3.1 establece las combinaciones de carga para diseños previos. Los datos de P_u y M_u son obtenidos del análisis de pórtico considerando la combinación mencionada.

$$P_u := 135910 \text{ kgf}$$

$$M_u := 3250 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$Q_{M_u} := \frac{M_u}{S} = 0.125 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{P_u} := \frac{P_u}{Lx \cdot Ly} + 1.6 Q_{S.C} + 1.2 Q_{Relleno} + 1.2 Q_{Piso} + 1.2 Q_{zapata} = 2.483 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



$$G_{uMin} := Q_{P_u} - Q_{M_u} = 2.359 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G_{uMax} := Q_{P_u} + Q_{M_u} = 2.608 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 6 de MS

Análisis por Punzonamiento o corte en dos direcciones, consideramos la siguiente figura 7 de MS:

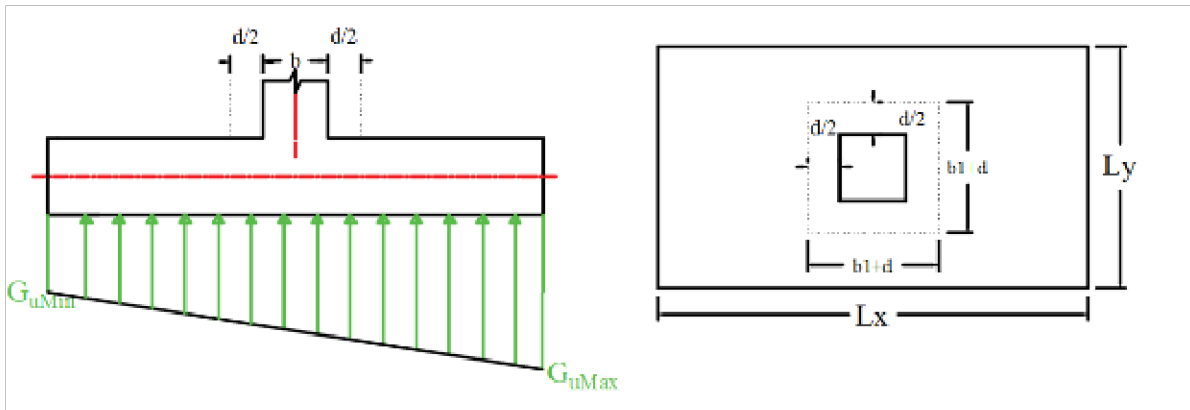


Figura 7 de MS

$$A_p := (b_1 + d) \cdot (b_2 + d) = (8.226 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$F_m := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_p = (2.043 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Cálculo de la fuerza total actuantes P_{uMax} , el área de contacto de las presiones actuante:

$$A := (L_x \cdot L_y) - (b_1 \cdot b_2) = 6 \text{ m}^2$$

$$\text{Fuerza de sobre-Carga de: } F_{s.c} := A \cdot Q_{S.C} = (2.4 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de concreto: } F_p := A \cdot h_1 \cdot \gamma_p = (1.44 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de Relleno: } F_R := A \cdot h_2 \cdot \gamma_R = (3.6 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Concreto de zapata: } F_z := A \cdot H \cdot \gamma_z = (7.2 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza actuante: } P_u = (1.359 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$P_{uMax} := F_{s.c} + F_p + F_R + F_z + P_u = (1.506 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Punzonamiento de la columna en la losa de cimiento. } V_{up} := P_{uMax} - F_m = (1.301 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante por Punzonamiento G_{up} , donde:

$$b_p := 2(b_1 + d) + 2(b_2 + d) = 362.8 \text{ cm}$$

b_p = Perímetro de la zona de punzonamiento

$$G_{up} := \frac{V_{up}}{b_p \cdot d} = 8.812 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del cortante en dos direcciones que va a resistir el concreto, se utiliza el ACI318S-19 que establece en su apartado 22.6.5.1 establece la tabla 22.6.5.2 para calcular la resistencia del concreto V_c , estipula tres literales:

$$d := \frac{d}{\text{mm}}$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} = 0.872$$

$\beta := 1$ Relación de lado largo y lado corto de la columna

$a_s := 40$ El valor se adopta de 40 por ser columna interior

$$V_{c1} := \left(1.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 13.906 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{c2} := \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 20.101 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{c3} := \left(0.27 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_p} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 22.143 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se adopta V_c , el menor de los 3; y se compara con $G_{up} \cdot V_c := V_{c1}$

A este valor V_c le aplicamos un factor de reducción según el ACI 318 en la tabla

21.2.1 $\phi = 0.75$, quedando como resultado: $0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Debe cumplir la siguiente condición: $\phi V_c > G_{up}$:

$$0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } G_{up} = 8.812 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8a de MS, dirección 2-3:

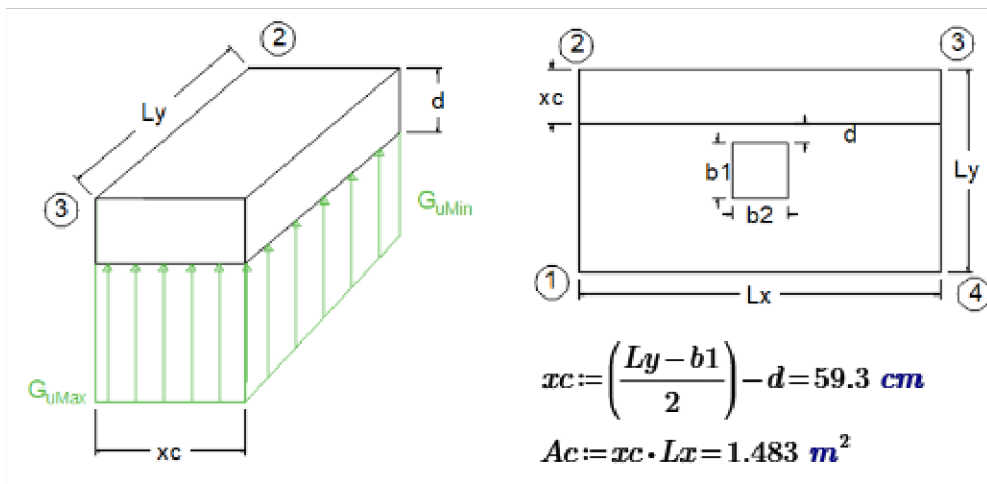


Figura 8a de MS

$$F_c := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_c = (3.682 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_c , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_c := \frac{F_c}{d \cdot L_x} = 3.618 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_c , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_c = 3.618 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8b de MS, dirección 3-4:

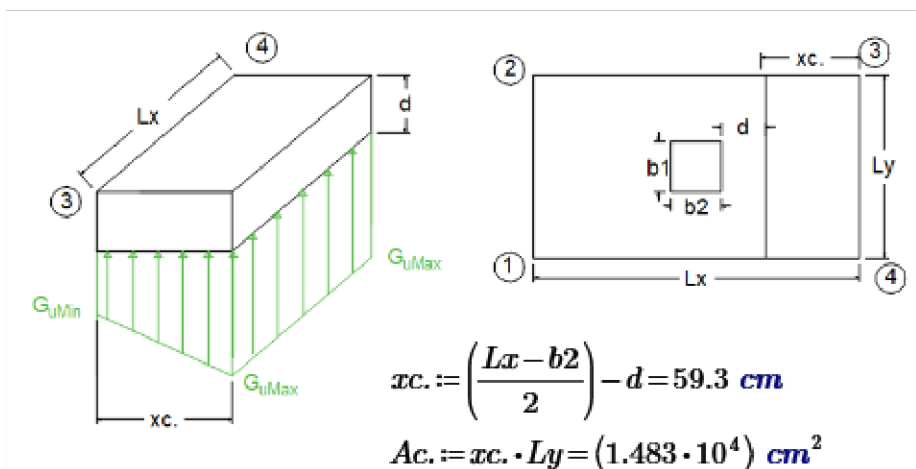


Figura 8b de MS

$$GF_c := G_{uMax} - \left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{L_x} \right) \cdot x_c = 2.549 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza vertical en sentido 3-4, Ft:

$$F_t := \frac{GF_c + G_{uMax}}{2} \cdot A_c = (3.823 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante GF , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$GF := \frac{F_t}{d \cdot L_y} = 3.757 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a GF , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad GF = 3.757 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diseño a flexión de sección crítica de la cara del pedestal:

Refuerzo en sentido longitudinal Lx:

$$d_x := \frac{Lx - b2}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Guf := G_{uMax} - \left(\left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{Lx} \right) \cdot d_x \right) = 2.508 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu_{Lx} := \left(\left(\frac{G_{uMax} - Guf}{2} \right) \left(\frac{2 \cdot d_x^2}{3} \right) + Guf \cdot \frac{d_x^2}{2} \right) \cdot Ly = (3.219 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Ly} := Ly = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.1

$$As_{Lx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot Mu_{Lx}}{\phi \cdot fy^2}} = 21.453 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en sentido corto Ly:

$$d_y := \frac{Ly - b1}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Mu_{Ly} := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \cdot \frac{d_y^2}{2} \right) \cdot Lx = (3.104 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Lx} := Lx = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.2

$$As_{Ly} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot Mu_{Ly}}{\phi \cdot fy^2}} = 20.671 \text{ cm}^2$$

ANEXO 1B SUELO BLANDO

Método convencional:

Se realizará el diseño de una zapata aislada de hormigón armado. Se Utilizará el código ACI318S-19 “Requisitos de reglamento para concreto estructural” como guía y respaldo, se considera los siguientes datos:

Columna cuadrada de: $b_1 = 50 \text{ cm}$

$b_2 = 50 \text{ cm}$

Diámetro del acero de refuerzo de columna: $d_b = 18 \text{ mm}$

Resistencia del hormigón: $f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero de refuerzo: $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Cargas actuantes en estado límite de servicio:

$P_s := 107740 \text{ kgf}$

$M_s := 1550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Presiones actuantes:

Sobre-Carga de: $Q_{s.c} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Piso de concreto: $\gamma_p = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de concreto: $h_1 = 0.1 \text{ m}$

Piso de Relleno: $\gamma_R = 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de relleno: $h_2 = 0.3 \text{ m}$

Concreto de zapata: $\gamma_z = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Capacidad admisible de un suelo Blando: **$Q_{adm} = 17500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$**

El siguiente grafico 1 de MS se observa los datos mencionados:

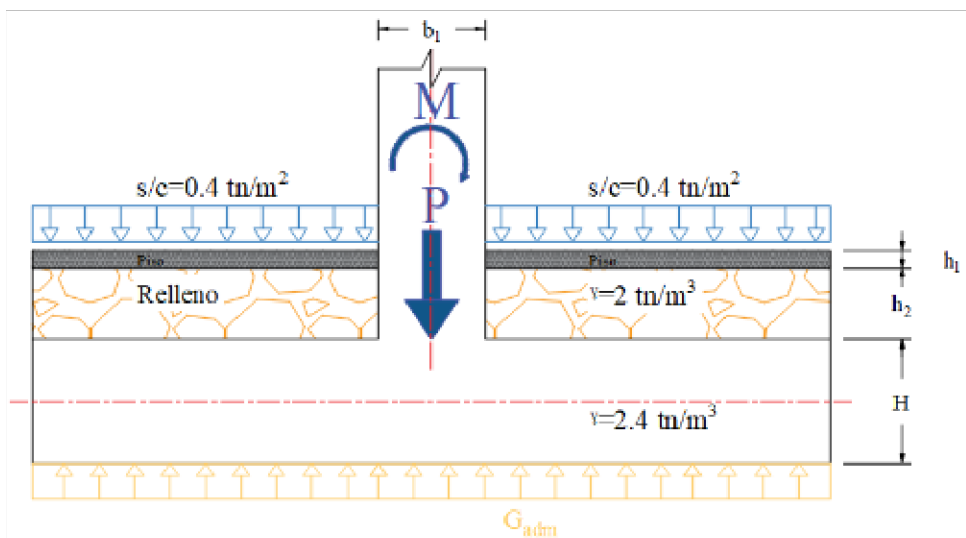


Figura 1 de MS

Para iniciar el análisis de cálculo es necesario proponer dimensión del espesor de la zapata H, para ello se utiliza la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la columna tomando la consideración en el ACI318s-19 en el apartado 25.4.9.2 para su cálculo, en donde exponen dos fórmulas y el valor a adoptar debe ser el mayor:

$\lambda := 1$ coeficiente de acuerdo a la tabla 25.4.9.3 y en consideración de la tabla 19.2.4.1(b)

$\psi_r := 1$ de acuerdo a la tabla 25.4.9.3

$d_b = 18 \text{ mm}$

$f_y = 411.879 \text{ MPa}$

$f'_c = 20.594 \text{ MPa}$

$$H_{1a} := \left(\frac{0.24 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}}} \right) d_b = 392.088 \text{ mm} \quad H_{1b} := \left(0.043 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r \cdot d_b \right) = 318.795 \text{ mm}$$

De los resultados se adopta el mayor: $H_{1a} = 39.209 \text{ cm}$

El recubrimiento r_e , se adopta en el apartado 20.5.1.3.5 del ACI318S-19, para concreto constituido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser 75mm como mínimo: $r_e := 7.5 \text{ cm}$

El Peralte efectivo d , debemos considerar según el código ACI318S-19 en el apartado 13.3.1.2 la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm, la longitud de medida es desde la cara superior hasta el centro de la varilla de refuerzo.

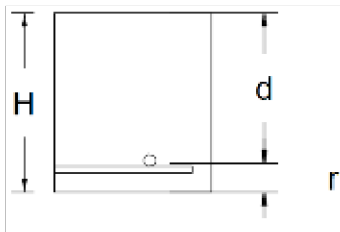


Figura 2 de MS.

$$r := r_e + d_b = 9.3 \text{ cm}$$

Estimamos una altura H_1 de la zapata:

$$H_1 := H_{1a} + r = 48.509 \text{ cm}$$

Adoptamos el espesor o altura de zapata H :

$$H := 50 \text{ cm}$$

la altura o peralte efectivo de la zapata d :

$$d := H - r = 40.7 \text{ cm}$$

Nota 1: Este espesor adoptado debe cumplir los análisis de cortante.

Para las dimensiones de la zapata, el código ACI 318S-19 en el apartado 13.3.1.1 el área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por fuerzas y momentos aplicados en la cimentación considerando el estado límite de servicio.

Considerando la figura 1 de MS, encontramos los siguientes esfuerzos actuantes según la figura 3a de MS:

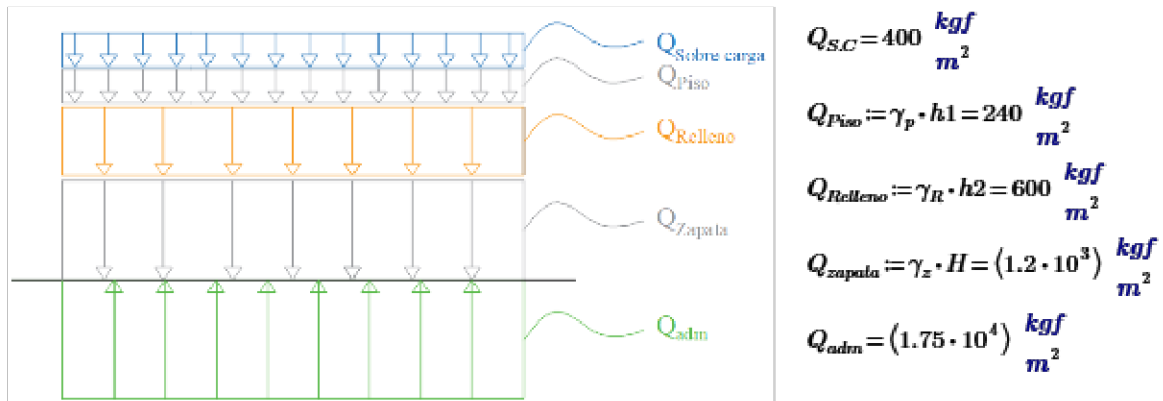
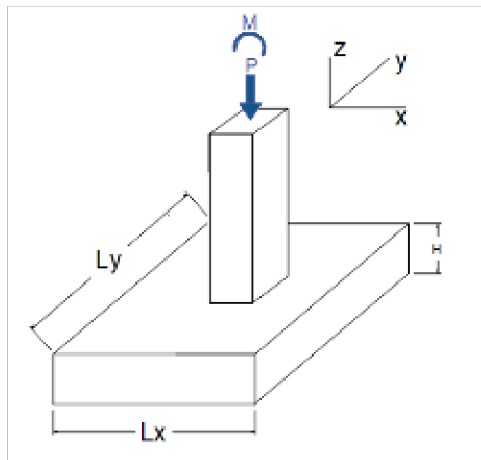


Figura 3a de MS

$$Q_{Portante} := Q_{adm} - Q_{S.C.} - Q_{Piso} - Q_{Relleno} - Q_{zapata} = 1.506 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo portante es el que actúa en presencia de carga P y momento M

Para el dimensionamiento se considera la combinación de estado límite de servicio, donde: Ps y Ms son obtenidos del resultado del análisis del pórtico:



$$P_s = (1.077 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_s = (1.55 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

El valor de la excentricidad es: $e := \frac{M_s}{P_s} = 1.439 \text{ cm}$

Utilizando esta ecuación de Qa, se obtiene las dimensiones de la zapata:

$$L_y := 2.5 \text{ m}$$

$$L_x := 3 \text{ m}$$

$$Q_a := \frac{P_s}{L_y \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) = 1.478 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 4a de MS

Esta ecuación se obtiene del análisis de presiones que se forman en la Figura 4b de MS.

Donde: Qa, es el esfuerzo actuante, y debe ser menor al esfuerzo portante:

Debe cumplir la siguiente condición: $Q_{portante} > Q_a$

$$Q_{Portante} = 1.506 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } Q_a = 1.478 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la siguiente condición de $e \leq L_x/6$, para que la zapata este sometida a compresión:

$$e = 1.439 \text{ cm} \text{ es menor a } \frac{L_x}{6} = 50 \text{ cm}$$

Consideraciones del análisis de esfuerzos en la zapata considerando la estructura y el suelo:

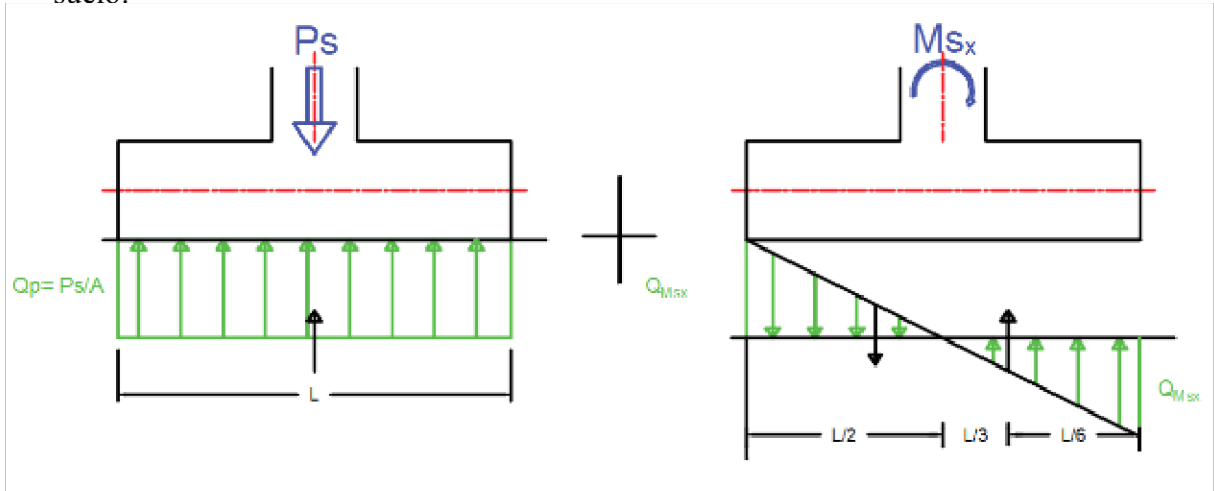


Figura 4b de MS

Esfuerzo Qp_0 , actuante por carga P:

$$Qp_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly}$$

Esfuerzo Qm , actuante por momento M:

$$S := \frac{Lx^2 \cdot Ly}{6} \quad QM := \frac{Ms}{S}$$

Donde S: es el módulo de sección

De la figura 4b de MS se observa las presiones actuantes por efecto de fuerza y momento, donde G2 es la presión máxima en el lado derecho y G1 es la presión mínima en el lado izquierdo, y se calcula de la siguiente forma:

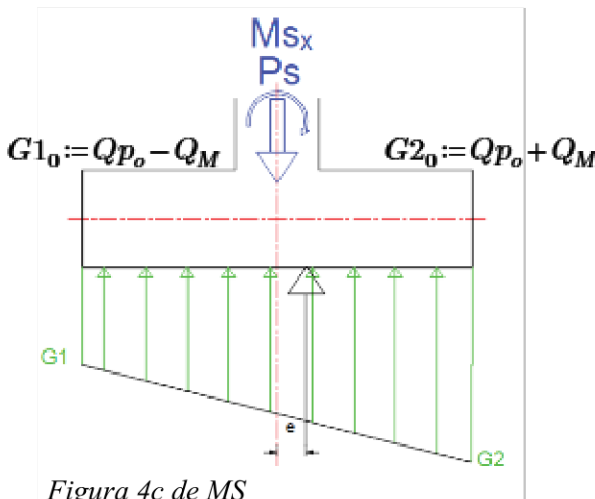


Figura 4c de MS

$$\text{Lado derecho: } G2_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} + \frac{Ms}{S}$$

$$G2_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Lx} \right)$$

$$\text{Lado izquierdo: } G1_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} - \frac{Ms}{S}$$

$$G1_0 := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Lx} \right)$$

Cálculo de presiones actuantes considerando las presiones de sobrecarga, piso de relleno, piso del concreto y la presión que ejerce el peso de la zapata:

$$Qp := \frac{Ps}{Lx \cdot Ly} + Q_{S.C} + Q_{Relleno} + Q_{Piso} + Q_{zapata}$$

$$QM := \frac{Ms}{S}$$

Análisis por Punzonamiento o corte en dos direcciones, consideramos la siguiente figura 7 de MS:

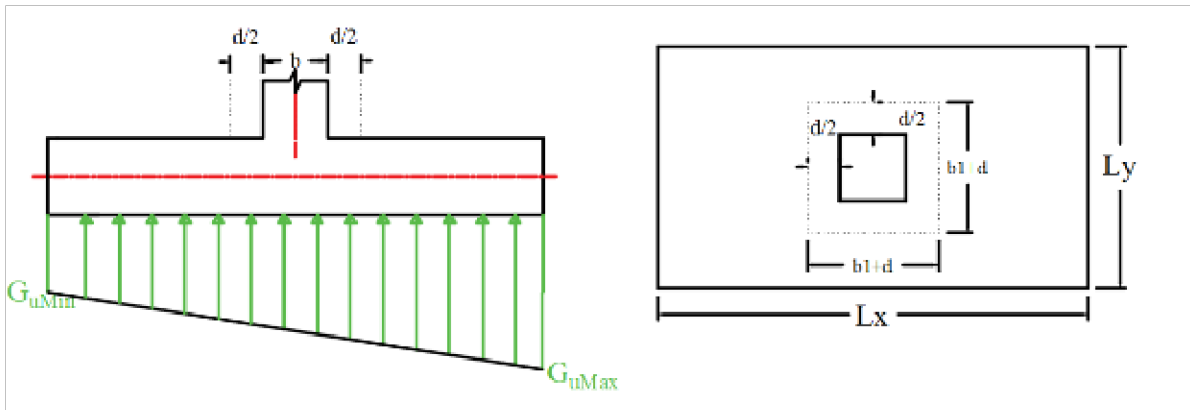


Figura 7 de MS

$$A_p := (b_1 + d) \cdot (b_2 + d) = (8.226 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$F_m := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_p = (1.745 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

CLACULO DE LAS FUERZA TOTAL ACTUANTES P_{umax}, el área de contacto de las presiones actuante: $A := (L_x \cdot L_y) - (b_1 \cdot b_2) = 7.25 \text{ m}^2$

$$\text{Fuerza de sobre-Carga de: } F_{s.c} := A \cdot Q_{S.C} = (2.9 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de concreto: } F_p := A \cdot h_1 \cdot \gamma_p = (1.74 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de Relleno: } F_R := A \cdot h_2 \cdot \gamma_R = (4.35 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Concreto de zapata: } F_z := A \cdot H \cdot \gamma_z = (8.7 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza actuante: } P_u = (1.359 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$P_{umax} := F_{s.c} + F_p + F_R + F_z + P_u = (1.536 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza de Punzonamiento de la columna en la losa de cimient. $V_{up} := P_{umax} - F_m = (1.362 \cdot 10^5) \text{ kgf}$

El esfuerzo cortante por Punzonamiento G_{up}, donde:

$$b_p := 2(b_1 + d) + 2(b_2 + d) = 362.8 \text{ cm}$$

b_p = Perímetro de la zona de punzonamiento

$$G_{up} := \frac{V_{up}}{b_p \cdot d} = 9.221 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del cortante en dos direcciones que va a resistir el concreto, se utiliza el ACI318S-19 que establece en su apartado 22.6.5.1 establece la tabla 22.6.5.2 para calcular la resistencia del concreto V_c, estipula tres literales:

$$d := \frac{d}{\text{mm}}$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} = 0.872$$

$\beta := 1$ Relación de lado largo y lado corto de la columna

$a_s := 40$ El valor se adopta de 40 por ser columna interior

$$V_{c1} := \left(1.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 13.906 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{c2} := \left(0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 20.101 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{c3} := \left(0.27 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_p} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 22.143 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se adopta V_c , el menor de los 3; y se compara con $G_{up} \cdot V_c := V_{c1}$

A este valor V_c le aplicamos un factor de reducción según el ACI 318 en la tabla

21.2.1 $\phi = 0.75$, quedando como resultado: $0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Debe cumplir la siguiente condición: $\phi V_c > G_{up}$:

$$0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } G_{up} = 9.221 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8a de MS, dirección 2-3:

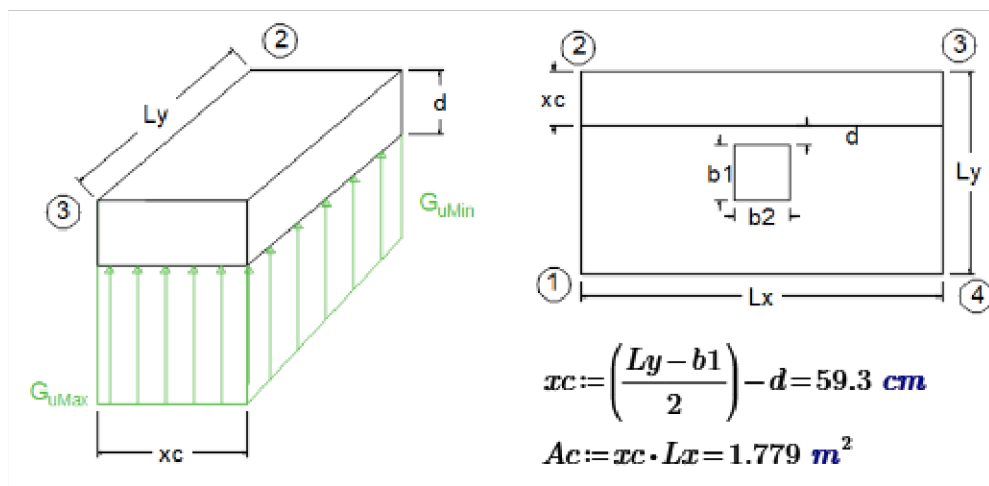


Figura 8a de MS

$$F_c := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_c = (3.773 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_c , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_c := \frac{F_c}{d \cdot L_x} = 3.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_c , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_c = 3.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8b de MS, dirección 3-4:

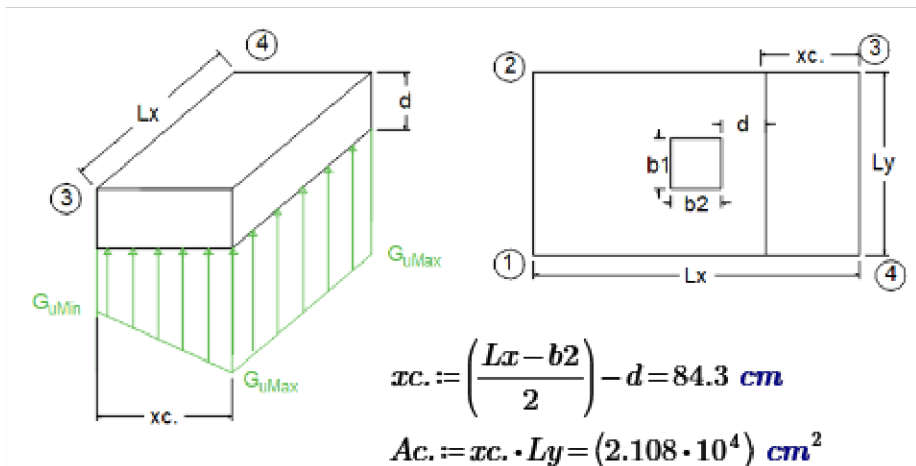


Figura 8b de MS

$$GF_c := G_{uMax} - \left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{L_x} \right) \cdot x_c = 2.159 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza vertical en sentido 3-4, F_t :

$$F_t := \frac{GF_c + G_{uMax}}{2} \cdot A_c = (4.601 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante GF , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$GF := \frac{F_t}{d \cdot L_y} = 4.522 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a GF , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad GF = 4.522 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diseño a flexión de sección crítica de la cara del pedestal:

Refuerzo en sentido longitudinal Lx:

$$d_x := \frac{Lx - b2}{2} = 125 \text{ cm}$$

$$Guf := G_{uMax} - \left(\left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{Lx} \right) \cdot d_x \right) = 2.135 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu_{Lx} := \left(\left(\frac{G_{uMax} - Guf}{2} \right) \left(\frac{2 \cdot d_x^2}{3} \right) + Guf \cdot \frac{d_x^2}{2} \right) \cdot Ly = (4.265 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Ly} := Ly = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.1

$$As_{Lx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot Mu_{Lx}}{\phi \cdot fy^2}} = 28.671 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en sentido corto Ly:

$$d_y := \frac{Ly - b1}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Mu_{Ly} := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \cdot \frac{d_y^2}{2} \right) \cdot Lx = (3.181 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Lx} := Lx = 300 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.2

$$As_{Ly} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot Mu_{Ly}}{\phi \cdot fy^2}} = 21.108 \text{ cm}^2$$

ANEXO 2A SUELO INTERMEDIO

Interacción Suelo-Estructura para análisis en una zapata aislada MODELO DINÁMICO de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Las dimensiones de la zapata son obtenidas del análisis por el método convencional en el Anexo 1A para suelos intermedios:

$$Lx := 2.5 \text{ m}$$

$$Ly := 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Espesor: } H := 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Columna cuadrada de: } b1 := 50 \text{ cm}$$

$$b2 := 50 \text{ cm}$$

$$I_x := \frac{Lx \cdot Ly^3}{12}$$

$$I_y := \frac{Lx^3 \cdot Ly}{12}$$

Cargas actuantes para la zapata obtenidos del análisis del pórtico con empotramiento perfecto, Considerando la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico:

$$Ps := 107740 \text{ kgf}$$

$$Ms := 1550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Presiones actuantes en la zapata:

$$\text{Sobre-Carga de: } Q_{s.c} := 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso de Relleno: } \gamma_R := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Piso de concreto: } \gamma_p := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Espesor del piso de relleno: } h2 := 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del piso de concreto: } h1 := 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Concreto de zapata: } \gamma_z := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

EL momento actuante lo convertimos en fuerzas equivalentes:

$$PMs := \frac{Ms}{b1} = (3.1 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del sobre-carga: } P_{s.c} := Q_{s.c} \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (2.4 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Piso: } P_p := \gamma_p \cdot h1 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (1.44 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Relleno: } P_R := \gamma_R \cdot h2 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (3.6 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Se considera las siguientes cargas:

$$Pt := Ps + PMs + P_{s.c} + P_p + P_R = (1.183 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Coefficientes de rigidez por el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Utilizando el libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro, Capítulo 2. (Castro P. G., 2006)

Es una Arcilla Limosa con las siguientes características:

$$\text{Coeficiente de Poisson: } \mu_{s1} := 0.36$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_{01} := 863.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión estática actuante en el suelo ρ :

$$\rho := \frac{Pt + \gamma_z \cdot Lx \cdot Ly \cdot H}{Lx \cdot Ly} = 2.012 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Determinación de coeficiente C_0 para el modelo de D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

$$C_{01} := 1.7 \cdot \frac{E_{01}}{1 - \mu_{s1}^2} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{cm} = 1.687 \frac{kgf}{cm^3}$$

$$D_{01} := \frac{1 - \mu_{s1}}{1 - 0.5 \cdot \mu_{s1}} \cdot C_{01} = 1.316 \frac{kgf}{cm^3}$$

C_0 y D_0 , Son coeficientes determinados a través de experimentos realizados. En tabla de MEF-MD-cálculo se adopta el valor de C_0

Ahora, se calcula los coeficientes C_x , C_y , C_z , $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$, tomando en cuenta el área de la zapata:

$\rho_0 := 0.2 \frac{kgf}{cm^2}$ El autor del modelo adopta ρ_0 este valor como una constante para el calculo

$\Delta := 1 m^{-1}$ Coeficiente empírico (constante)

$$C_x := D_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 10.856 \frac{kgf}{cm^3} \quad C_y := C_x$$

$$C_z := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 13.91 \frac{kgf}{cm^3}$$

$$C_{\varphi x} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (3 Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 22.469 \frac{kgf}{cm^3}$$

$$C_{\varphi y} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + 3 Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 22.469 \frac{kgf}{cm^3}$$

Se determina los coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z , K_x , K_y , estos valores son para el área absoluta de la zapata, para el Método de elementos finitos se debe tomar en cuenta la discretización del área absoluta:

$$K_x := C_x \cdot Lx \cdot Ly = (6.785 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm}$$

$$K_{\varphi x} := C_{\varphi x} \cdot I_x = (7.314 \cdot 10^9) \frac{kgf \cdot cm}{cm}$$

$$K_y := K_x$$

$$K_z := C_z \cdot Lx \cdot Ly = (8.694 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm}$$

$$K_{\varphi y} := C_{\varphi y} \cdot I_y = (7.314 \cdot 10^9) \frac{kgf \cdot cm}{cm}$$

ANEXO 2B SUELO BLANDO

Interacción Suelo-Estructura para análisis en una zapata aislada MODELO DINÁMICO de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Las dimensiones de la zapata son obtenidas del análisis por el método convencional en el Anexo 1B para suelos Blandos:

$$Lx := 3 \text{ m}$$

$$Ly := 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Espesor: } H := 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Columna cuadrada de: } b1 := 50 \text{ cm}$$

$$b2 := 50 \text{ cm}$$

$$I_x := \frac{Lx \cdot Ly^3}{12}$$

$$I_y := \frac{Lx^3 \cdot Ly}{12}$$

Cargas actuantes para la zapata obtenidos del análisis del pórtico con empotramiento perfecto, Considerando la combinación de estado límite de servicio para diseño geotécnico:

$$Ps := 107740 \text{ kgf} \quad Ms := 1550 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Presiones actuantes en la zapata:

$$\text{Sobre-Carga de: } Q_{s.c} := 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso de Relleno: } \gamma_R := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Piso de concreto: } \gamma_p := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Espesor del piso de relleno: } h2 := 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del piso de concreto: } h1 := 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Concreto de zapata: } \gamma_z := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

EL momento actuante lo convertimos en fuerzas equivalentes:

$$PMs := \frac{Ms}{b1} = (3.1 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del sobre-carga: } P_{s.c} := Q_{s.c} \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (2.9 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Piso: } P_P := \gamma_p \cdot h1 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (1.74 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Relleno: } P_R := \gamma_R \cdot h2 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (4.35 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Se considera las siguientes cargas:

$$Pt := Ps + PMs + P_{s.c} + P_P + P_R = (1.198 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Coefficientes de rigidez por el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Utilizando el libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro, Capítulo 2. (Castro P. G., 2006)

Es un Limo con arena con las siguientes características:

$$\text{Coeficiente de Poisson: } \mu_{s1} := 0.51$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_{01} := 114.13 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión estática actuante en el suelo ρ :

$$\rho := \frac{Pt + \gamma_z \cdot Lx \cdot Ly \cdot H}{Lx \cdot Ly} = 1.718 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Determinación de coeficiente C_0 para el modelo de D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

$$C_{01} := 1.7 \cdot \frac{E_{01}}{1 - \mu_{s1}^2} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{cm}} = 0.262 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$D_{01} := \frac{1 - \mu_{s1}}{1 - 0.5 \cdot \mu_{s1}} \cdot C_{01} = 0.172 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

C_0 y D_0 , Son coeficientes determinados a través de experimentos realizados. En tabla1 de MEF-MD-cálculo se adopta el valor de C_0

Ahora, se calcula los coeficientes $C_x, C_y, C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$, tomando en cuenta el área de la zapata:

$$\rho_0 := 0.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{El autor del modelo adopta } \rho_0 \text{ este valor como una constante para el calculo}$$

$$\Delta := 1 \text{ m}^{-1} \text{ Coeficiente empírico (constante)}$$

$$C_x := D_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1.247 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} \quad C_y := C_x$$

$$C_z := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1.896 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi x} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (3 Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 2.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi y} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + 3 Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 3.125 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

Se determina los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$, estos valores son para el área absoluta de la zapata, para el Método de elementos finitos se debe tomar en cuenta la discretización del área absoluta:

$$K_x := C_x \cdot Lx \cdot Ly = (9.351 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$K_{\varphi x} := C_{\varphi x} \cdot I_x = (1.141 \cdot 10^9) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$K_y := K_x$$

$$K_z := C_z \cdot Lx \cdot Ly = (1.422 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$K_{\varphi y} := C_{\varphi y} \cdot I_y = (1.758 \cdot 10^9) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$. Se recuerda, que en el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A. se debe de restringir la rotación en Z, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez $K_{\varphi z}$.

ANEXO 3A SUELO INTERMEDIO

Método convencional:

Se realizará el diseño de una zapata aislada de hormigón armado. Se Utilizará el código ACI318S-19 “Requisitos de reglamento para concreto estructural” como guía y respaldo, se considera los siguientes datos:

Columna cuadrada de: $b_1 = 50 \text{ cm}$

$b_2 = 50 \text{ cm}$

Diámetro del acero de refuerzo de columna: $d_b = 18 \text{ mm}$

Resistencia del hormigón: $f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero de refuerzo: $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Cargas actuantes obtenidas del análisis del pórtico considerando la interacción suelo estructura en estado límite de servicio:

$P_s := 107310 \text{ kgf}$

$M_s := 1460 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Presiones actuantes:

Sobre-Carga de: $Q_{s.c} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Piso de concreto: $\gamma_p = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de concreto: $h_1 = 0.1 \text{ m}$

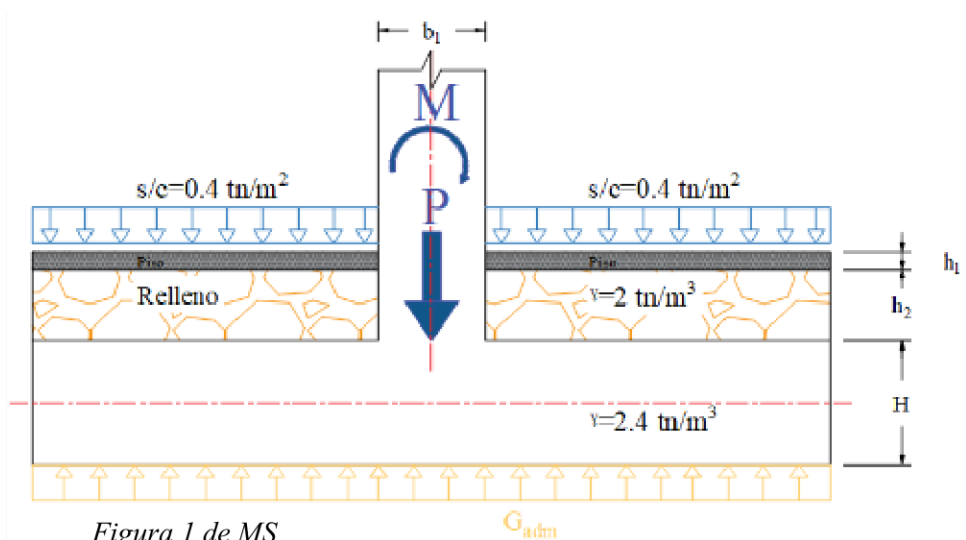
Piso de Relleno: $\gamma_R = 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de relleno: $h_2 = 0.3 \text{ m}$

Concreto de zapata: $\gamma_z = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Capacidad admisible de un suelo intermedio: **$Q_{adm} = 21000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$**

El siguiente grafico 1 de MS se observa los datos mencionados:



Para iniciar el análisis de cálculo es necesario proponer dimensión del espesor de la zapata H, para ello se utiliza la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la columna tomando la consideración en el ACI318s-19 en el apartado 25.4.9.2 para su cálculo, en donde exponen dos fórmulas y el valor a adoptar debe ser el mayor:

$\lambda := 1$ coeficiente de acuerdo a la tabla 25.4.9.3 y en consideración de la tabla 19.2.4.1(b)

$\psi_r := 1$ de acuerdo a la tabla 25.4.9.3

$d_b = 18 \text{ mm}$

$f_y = 411.879 \text{ MPa}$

$f'_c = 20.594 \text{ MPa}$

$$H_{1a} := \left(\frac{0.24 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}}} \right) d_b = 392.088 \text{ mm} \quad H_{1b} := \left(0.043 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r \cdot d_b \right) = 318.795 \text{ mm}$$

De los resultados se adopta el mayor: $H_{1a} = 39.209 \text{ cm}$

El recubrimiento r_e , se adopta en el apartado 20.5.1.3.5 del ACI318S-19, para concreto constituido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser 75mm como mínimo: $r_e := 7.5 \text{ cm}$

El Peralte efectivo d , debemos considerar según el código ACI318S-19 en el apartado 13.3.1.2 la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm, la longitud de medida es desde la cara superior hasta el centro de la varilla de refuerzo.

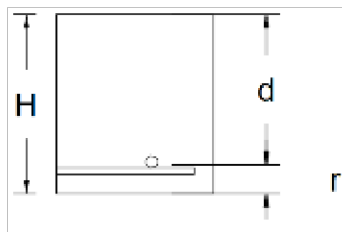


Figura 2 de MS.

$$r := r_e + d_b = 9.3 \text{ cm}$$

Estimamos una altura H1 de la zapata:

$$H1 := H_{1a} + r = 48.509 \text{ cm}$$

Adoptamos el espesor o altura de zapata H:

$$H := 50 \text{ cm}$$

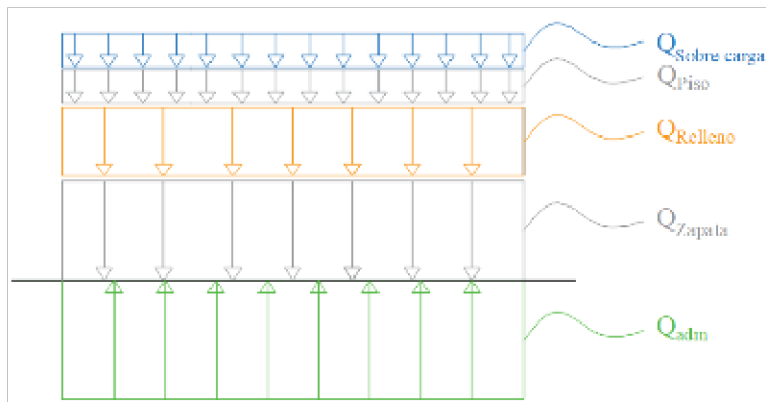
la altura o peralte efectivo de la zapata d:

$$d := H - r = 40.7 \text{ cm}$$

Nota 1: Este espesor adoptado debe cumplir los análisis de cortante.

Para las dimensiones de la zapata, el código ACI 318S-19 en el apartado 13.3.1.1 el área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por fuerzas y momentos aplicados en la cimentación considerando el estado límite de servicio.

Considerando la figura 1 de MS, encontramos los siguientes esfuerzos actuantes según la figura 3a de MS:



$$Q_{S.C.} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{Piso} := \gamma_p \cdot h1 = 240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{Relleno} := \gamma_R \cdot h2 = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{zapata} := \gamma_z \cdot H = (1.2 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

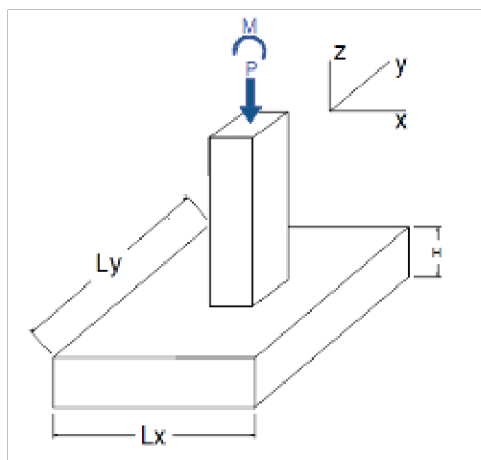
$$Q_{adm} = (2.1 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Figura 3a de MS

$$Q_{Portante} := Q_{adm} - Q_{S.C.} - Q_{Piso} - Q_{Relleno} - Q_{zapata} = 1.856 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo portante es el que actúa en presencia de carga P y momento M

Para el dimensionamiento se considera la combinación de estado límite de servicio, donde: Ps y Ms son obtenidos del resultado del análisis del pórtico:



$$P_s = (1.073 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_s = (1.46 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

El valor de la excentricidad es: $e := \frac{M_s}{P_s} = 1.361 \text{ cm}$

Utilizando esta ecuación de Qa, se obtiene las dimensiones de la zapata:

$$L_y := 2.5 \text{ m}$$

$$L_x := 2.5 \text{ m}$$

$$Q_a := \frac{P_s}{L_y \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) = 1.773 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 4a de MS

Esta ecuación se obtiene del análisis de presiones que se forman en la Figura 4b de MS.

Donde: Qa, es el esfuerzo actuante, y debe ser menor al esfuerzo portante:

Debe cumplir la siguiente condición: $Q_{portante} > Q_a$

$$Q_{Portante} = 1.856 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } Q_a = 1.773 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la siguiente condición de $e \leq L_x/6$, para que la zapata este sometida a compresión:

$$e = 1.361 \text{ cm} \text{ es menor a } \frac{L_x}{6} = 41.667 \text{ cm}$$

Consideraciones del análisis de esfuerzos en la zapata considerando la estructura y el suelo:

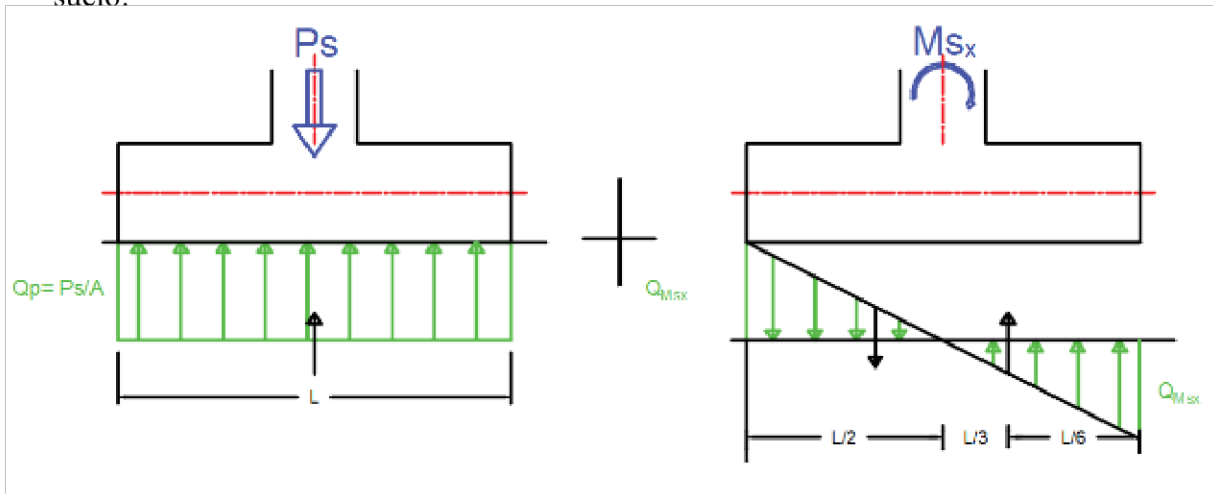


Figura 4b de MS

Esfuerzo Q_p , actuante por carga P :

$$Q_{p_o} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y}$$

Esfuerzo Q_m , actuante por momento M :

$$S := \frac{L_x^2 \cdot L_y}{6} \quad Q_M := \frac{M_s}{S}$$

Donde S : es el módulo de sección

De la figura 4b de MS se observa las presiones actuantes por efecto de fuerza y momento, donde G_2 es la presión máxima en el lado derecho y G_1 es la presión mínima en el lado izquierdo, y se calcula de la siguiente forma:

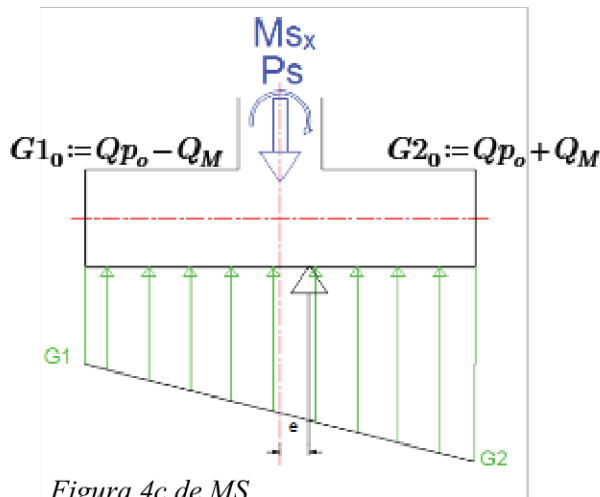


Figura 4c de MS

$$\text{Lado derecho: } G_{2_0} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} + \frac{M_s}{S}$$

$$G_{2_0} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right)$$

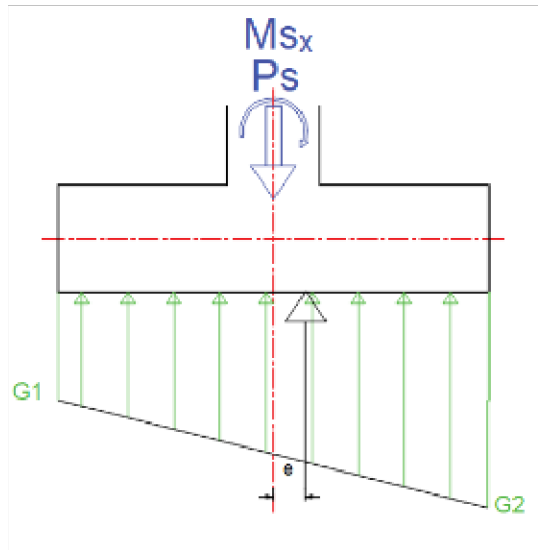
$$\text{Lado izquierdo: } G_{1_0} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} - \frac{M_s}{S}$$

$$G_{1_0} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L_x} \right)$$

Cálculo de presiones actuantes considerando las presiones de sobrecarga, piso de relleno, piso del concreto y la presión que ejerce el peso de la zapata:

$$Q_p := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} + Q_{S.C} + Q_{Relleno} + Q_{Piso} + Q_{zapata}$$

$$Q_M := \frac{M_s}{S}$$



$$G1 := Qp - Q_M = 1.905 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G2 := Qp + Q_M = 2.017 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la condición: $Q_{adm} > G2$

$$Q_{adm} = 2.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } G2 = 2.017 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 5 de MS

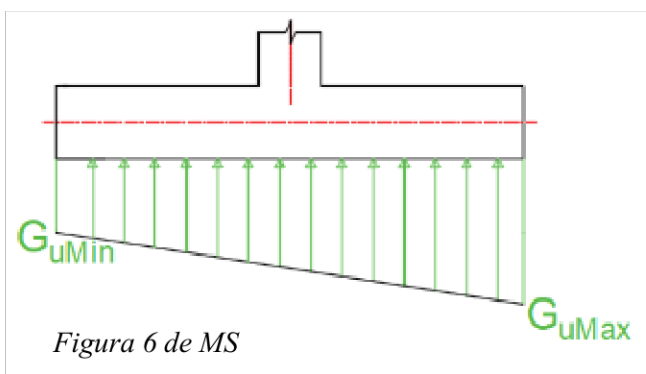
Se procede al cálculo del esfuerzo ultimo actuante Q_u , se considera la carga axial y momento considerando la combinación de estado limite ultimo para diseño estructural, según el código ACI 318S-19 en la tabla 5.3.1 establece las combinaciones de carga para diseños previos. Los datos de P_u y M_u son obtenidos del análisis de pórtico considerando la combinación mencionada.

$$P_u := 135350 \text{ kgf}$$

$$M_u := 3100 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$Q_{Mu} := \frac{M_u}{S} = 0.119 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{pu} := \frac{P_u}{Lx \cdot Ly} + 1.6 Q_{S.C} + 1.2 Q_{Relleno} + 1.2 Q_{Piso} + 1.2 Q_{zapata} = 2.474 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



$$G_{uMin} := Q_{pu} - Q_{Mu} = 2.355 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G_{uMax} := Q_{pu} + Q_{Mu} = 2.593 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis por Punzonamiento o corte en dos direcciones, consideramos la siguiente figura 7 de MS:

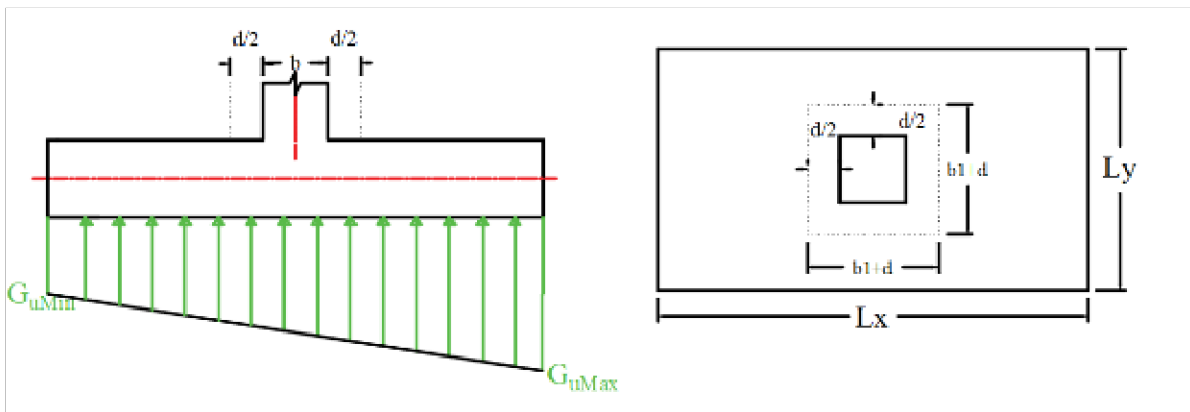


Figura 7 de MS

$$A_p := (b_1 + d) \cdot (b_2 + d) = (8.226 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$F_m := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_p = (2.036 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

CLACULO DE LAS FUERZA TOTAL ACTUANTES Pumax, el área de contacto de las presiones actuante: $A := (L_x \cdot L_y) - (b_1 \cdot b_2) = 6 \text{ m}^2$

$$\text{Fuerza de sobre-Carga de: } F_{s.c} := A \cdot Q_{S.C} = (2.4 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de concreto: } F_p := A \cdot h_1 \cdot \gamma_p = (1.44 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de Relleno: } F_R := A \cdot h_2 \cdot \gamma_R = (3.6 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Concreto de zapata: } F_z := A \cdot H \cdot \gamma_z = (7.2 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza actuante: } P_u = (1.354 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$P_{umax} := F_{s.c} + F_p + F_R + F_z + P_u = (1.5 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Fuerza de Punzonamiento de la columna en la losa de cimient. $V_{up} := P_{umax} - F_m = (1.296 \cdot 10^5) \text{ kgf}$

El esfuerzo cortante por Punzonamiento Gup, donde:

$$b_p := 2(b_1 + d) + 2(b_2 + d) = 362.8 \text{ cm}$$

b_p = Perímetro de la zona de punzonamiento

$$G_{up} := \frac{V_{up}}{b_p \cdot d} = 8.779 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del cortante en dos direcciones que va a resistir el concreto, se utiliza el ACI318S-19 que establece en su apartado 22.6.5.1 establece la tabla 22.6.5.2 para calcular la resistencia del concreto V_c , estipula tres literales:

$$d := \frac{d}{mm}$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} = 0.872$$

$\beta := 1$ Relación de lado largo y lado corto de la columna

$a_s := 40$ El valor se adopta de 40 por ser columna interior

$$V_{c1} := \left[1.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \frac{kgf}{cm^2} = 13.906 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_{c2} := \left[0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \frac{kgf}{cm^2} = 20.101 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_{c3} := \left[0.27 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_p} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \frac{kgf}{cm^2} = 22.143 \frac{kgf}{cm^2}$$

Se adopta V_c , el menor de los 3; y se compara con $G_{up} : V_c := V_{c1}$

A este valor V_c le aplicamos un factor de reducción según el ACI 318 en la tabla

21.2.1 $\phi = 0.75$, quedando como resultado: $0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{kgf}{cm^2}$

Debe cumplir la siguiente condición: $\phi V_c > G_{up}$:

$$0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{kgf}{cm^2} \text{ es mayor a } G_{up} = 8.779 \frac{kgf}{cm^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8a de MS, dirección 2-3:

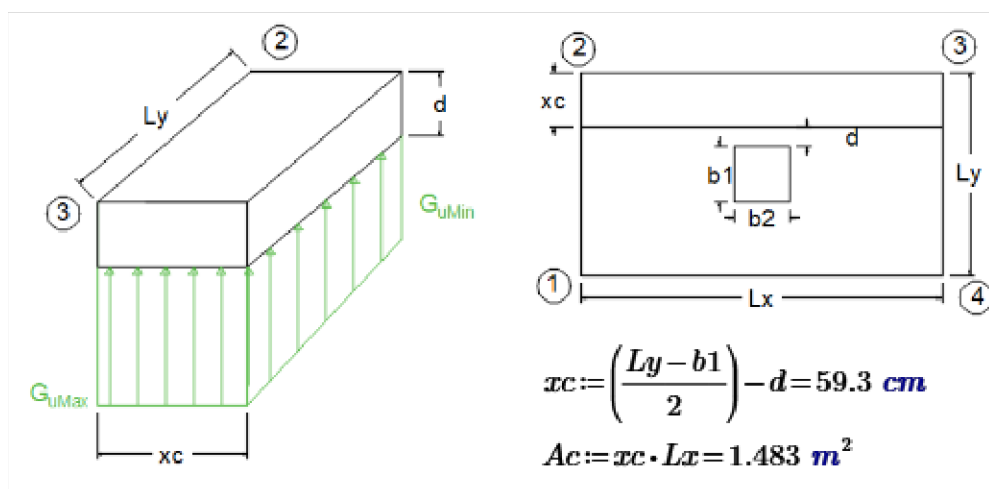


Figura 8a de MS

$$F_c := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_c = (3.668 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_c , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_c := \frac{F_c}{d \cdot L_x} = 3.605 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_c , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_c = 3.605 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8b de MS, dirección 3-4:

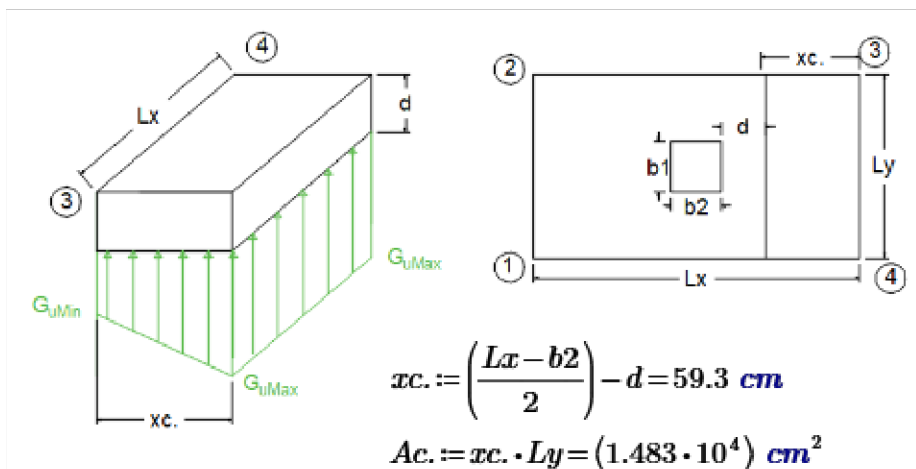


Figura 8b de MS

$$GF_c := G_{uMax} - \left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{L_x} \right) \cdot x_c = 2.537 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza vertical en sentido 3-4, Ft:

$$F_t := \frac{GF_c + G_{uMax}}{2} \cdot A_c = (3.803 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_F , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_F := \frac{F_t}{d \cdot L_y} = 3.738 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_F , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_F = 3.738 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diseño a flexión de sección crítica de la cara del pedestal:

Refuerzo en sentido longitudinal Lx:

$$d_x := \frac{Lx - b2}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Guf := G_{uMax} - \left(\left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{Lx} \right) \cdot d_x \right) = 2.498 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu_{Lx} := \left(\left(\frac{G_{uMax} - Guf}{2} \right) \left(\frac{2 d_x^2}{3} \right) + Guf \cdot \frac{d_x^2}{2} \right) \cdot Ly = (3.202 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Ly} := Ly = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.1

$$As_{Lx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot Mu_{Lx}}{\phi \cdot fy^2}} = 21.34 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en sentido corto Ly:

$$d_y := \frac{Ly - b1}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Mu_{Ly} := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \cdot \frac{d_y^2}{2} \right) \cdot Lx = (3.093 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Lx} := Lx = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.2

$$As_{Ly} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot Mu_{Ly}}{\phi \cdot fy^2}} = 20.595 \text{ cm}^2$$

ANEXO 3B SUELO BLANDO

Método convencional:

Se realizará el diseño de una zapata aislada de hormigón armado. Se Utilizará el código ACI318S-19 “Requisitos de reglamento para concreto estructural” como guía y respaldo, se considera los siguientes datos:

Columna cuadrada de: $b_1 = 50 \text{ cm}$

$b_2 = 50 \text{ cm}$

Diámetro del acero de refuerzo de columna: $d_b = 18 \text{ mm}$

Resistencia del hormigón: $f'_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia del acero de refuerzo: $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Cargas actuantes obtenidas del análisis del pórtico considerando la interacción suelo estructura en estado límite de servicio:

$P_s := 105320 \text{ kgf}$

$M_s := 1180 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Presiones actuantes:

Sobre-Carga de: $Q_{s.c} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Piso de concreto: $\gamma_p = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de concreto: $h_1 = 0.1 \text{ m}$

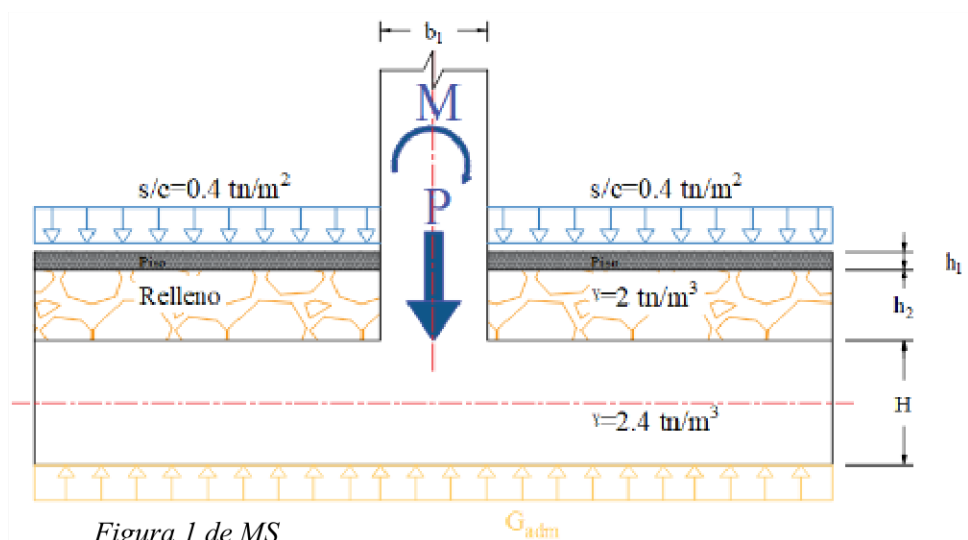
Piso de Relleno: $\gamma_R = 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Espesor del piso de relleno: $h_2 = 0.3 \text{ m}$

Concreto de zapata: $\gamma_z = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Capacidad admisible de un suelo Blando: **$Q_{adm} = 17500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$**

El siguiente grafico 1 de MS se observa los datos mencionados:



Para iniciar el análisis de cálculo es necesario proponer dimensión del espesor de la zapata H, para ello se utiliza la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la columna tomando la consideración en el ACI318s-19 en el apartado 25.4.9.2 para su cálculo, en donde exponen dos fórmulas y el valor a adoptar debe ser el mayor:

$\lambda := 1$ coeficiente de acuerdo a la tabla 25.4.9.3 y en consideración de la tabla 19.2.4.1(b)
 $\psi_r := 1$ de acuerdo a la tabla 25.4.9.3
 $d_b = 18 \text{ mm}$
 $f_y = 411.879 \text{ MPa}$
 $f'_c = 20.594 \text{ MPa}$

$$H_{1a} := \left(\frac{0.24 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}}} \right) d_b = 392.088 \text{ mm} \quad H_{1b} := \left(0.043 \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}} \cdot \psi_r \cdot d_b \right) = 318.795 \text{ mm}$$

De los resultados se adopta el mayor: $H_{1a} = 39.209 \text{ cm}$

El recubrimiento re, se adopta en el apartado 20.5.1.3.5 del ACI318S-19, para concreto constituido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento de concreto especificado debe ser 75mm como mínimo: $r_e := 7.5 \text{ cm}$

El Peralte efectivo d, debemos considerar según el código ACI318S-19 en el apartado 13.3.1.2 la altura total de la cimentación debe seleccionarse de manera tal que la altura efectiva del refuerzo inferior sea al menos 150 mm, la longitud de medida es desde la cara superior hasta el centro de la varilla de refuerzo.

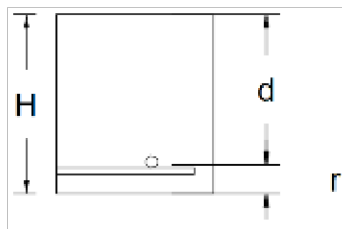


Figura 2 de MS.

$$r := r_e + d_b = 9.3 \text{ cm}$$

Estimamos una altura H1 de la zapata:

$$H1 := H_{1a} + r = 48.509 \text{ cm}$$

Adoptamos el espesor o altura de zapata H:

$$H := 50 \text{ cm}$$

la altura o peralte efectivo de la zapata d:

$$d := H - r = 40.7 \text{ cm}$$

Nota 1: Este espesor adoptado debe cumplir los análisis de cortante.

Para las dimensiones de la zapata, el código ACI 318S-19 en el apartado 13.3.1.1 el área mínima de la base de la cimentación debe dimensionarse para que no exceda la capacidad portante admisible cuando se vea afectada por fuerzas y momentos aplicados en la cimentación considerando el estado límite de servicio.

Considerando la figura 1 de MS, encontramos los siguientes esfuerzos actuantes según la figura 3a de MS:

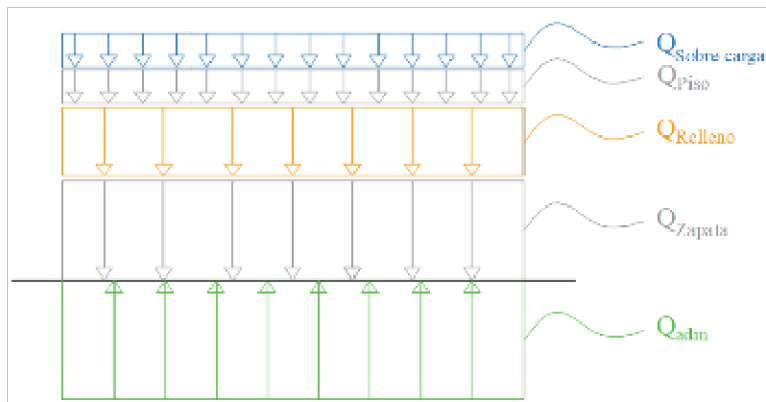


Figura 3a de MS

$$Q_{S.C} = 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{Piso} := \gamma_p \cdot h_1 = 240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{Relleno} := \gamma_R \cdot h_2 = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{zapata} := \gamma_z \cdot H = (1.2 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{adm} = (1.75 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{Portante} := Q_{adm} - Q_{S.C} - Q_{Piso} - Q_{Relleno} - Q_{zapata} = 1.506 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo portante es el que actúa en presencia de carga P y momento M

Para el dimensionamiento se considera la combinación de estado límite de servicio, donde: Ps y Ms son obtenidos del resultado del análisis del pórtico:

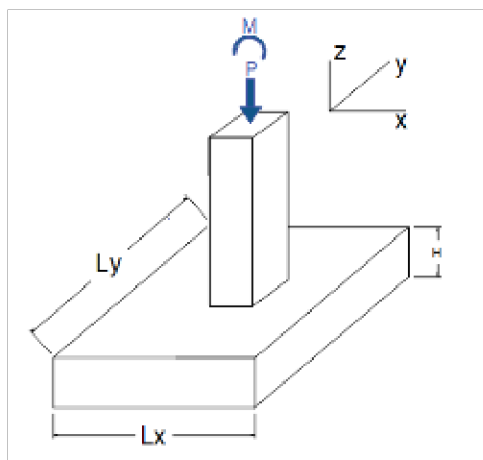


Figura 4a de MS

$$P_s = (1.053 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$M_s = (1.18 \cdot 10^3) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

El valor de la excentricidad es: $e := \frac{M_s}{P_s} = 1.12 \text{ cm}$

Utilizando esta ecuación de Qa, se obtiene las dimensiones de la zapata:

$$L_y := 2.5 \text{ m}$$

$$L_x := 3 \text{ m}$$

$$Q_a := \frac{P_s}{L_y \cdot L_x} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) = 1.436 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esta ecuación se obtiene del análisis de presiones que se forman en la Figura 4b de MS.

Donde: Qa, es el esfuerzo actuante, y debe ser menor al esfuerzo portante:

Debe cumplir la siguiente condición: $Q_{portante} > Q_a$

$$Q_{Portante} = 1.506 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } Q_a = 1.436 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la siguiente condición de $e \leq L_x/6$, para que la zapata este sometida a compresión:

$$e = 1.12 \text{ cm} \text{ es menor a } \frac{L_x}{6} = 50 \text{ cm}$$

Consideraciones del análisis de esfuerzos en la zapata considerando la estructura y el suelo:

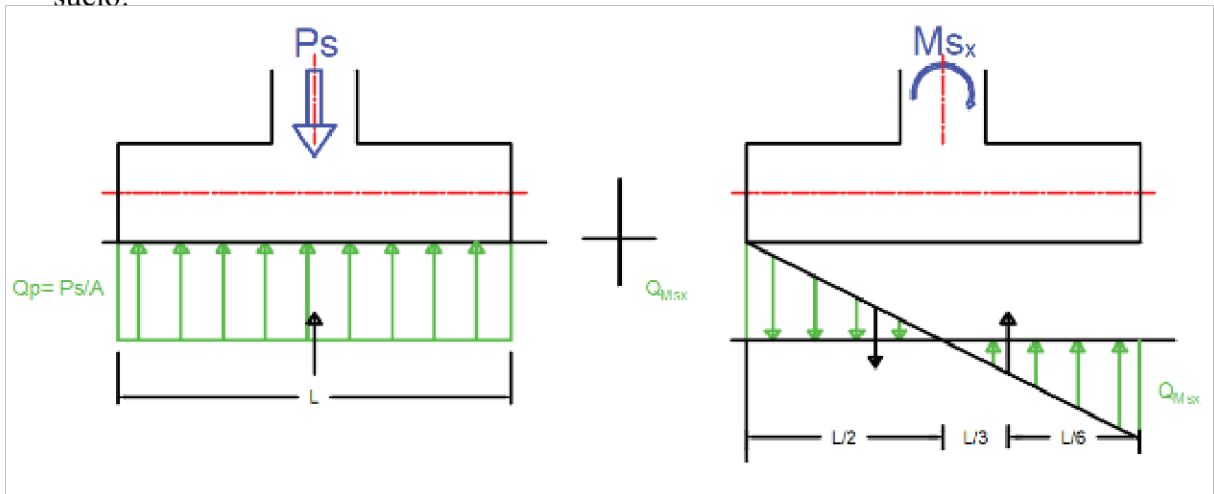


Figura 4b de MS

Esfuerzo Q_p , actuante por carga P :

$$Q_{p_o} := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y}$$

Esfuerzo Q_m , actuante por momento M :

$$S := \frac{L_x^2 \cdot L_y}{6} \quad Q_M := \frac{M_s}{S}$$

Donde S : es el módulo de sección

De la figura 4b de MS se observa las presiones actuantes por efecto de fuerza y momento, donde G_2 es la presión máxima en el lado derecho y G_1 es la presión mínima en el lado izquierdo, y se calcula de la siguiente forma:

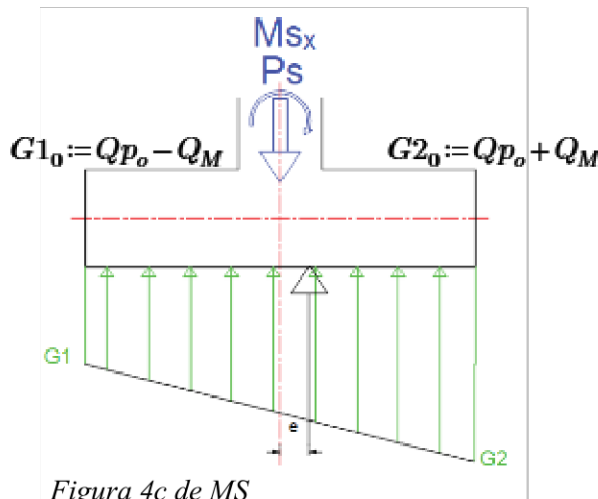


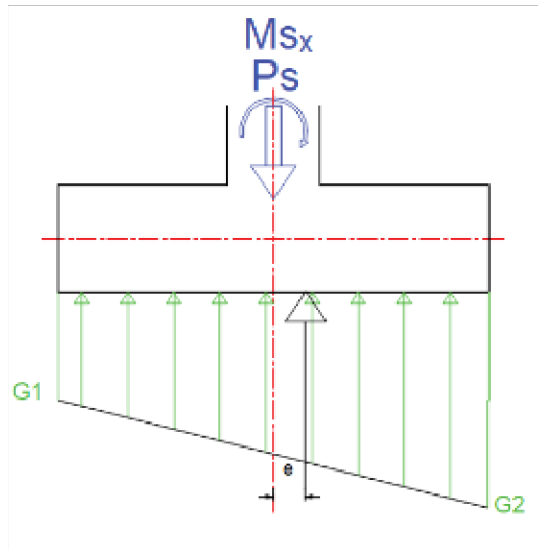
Figura 4c de MS

$$\begin{aligned} \text{Lado derecho: } G_{2_0} &:= \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} + \frac{M_s}{S} \\ G_{2_0} &:= \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lado izquierdo: } G_{1_0} &:= \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} - \frac{M_s}{S} \\ G_{1_0} &:= \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L_x} \right) \end{aligned}$$

Cálculo de presiones actuantes considerando las presiones de sobrecarga, piso de relleno, piso del concreto y la presión que ejerce el peso de la zapata:

$$Q_p := \frac{P_s}{L_x \cdot L_y} + Q_{S.C} + Q_{Relleno} + Q_{Piso} + Q_{zapata} \quad Q_M := \frac{M_s}{S}$$



$$G1 := Qp - Q_M = 1.617 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G2 := Qp + Q_M = 1.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Debe cumplir la condición: $Q_{adm} > G2$

$$Q_{adm} = 1.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ es mayor a } G2 = 1.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 5 de MS

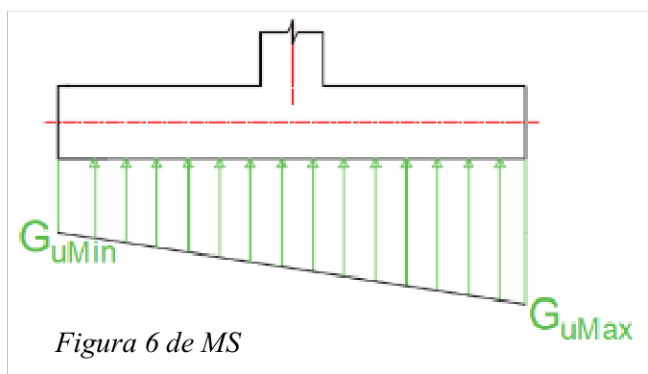
Se procede al cálculo del esfuerzo ultimo actuante Q_u , se considera la carga axial y momento considerando la combinación de estado limite ultimo para diseño estructural, según el código ACI 318S-19 en la tabla 5.3.1 establece las combinaciones de carga para diseños previos. Los datos de P_u y M_u son obtenidos del análisis de pórtico considerando la combinación mencionada.

$$P_u := 132770 \text{ kgf}$$

$$M_u := 2670 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$Q_{Mu} := \frac{M_u}{S} = 0.071 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{pu} := \frac{P_u}{Lx \cdot Ly} + 1.6 Q_{S.C} + 1.2 Q_{Relleno} + 1.2 Q_{Piso} + 1.2 Q_{zapata} = 2.079 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



$$G_{uMin} := Q_{pu} - Q_{Mu} = 2.008 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G_{uMax} := Q_{pu} + Q_{Mu} = 2.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Figura 6 de MS

Análisis por Punzonamiento o corte en dos direcciones, consideramos la siguiente figura 7 de MS:

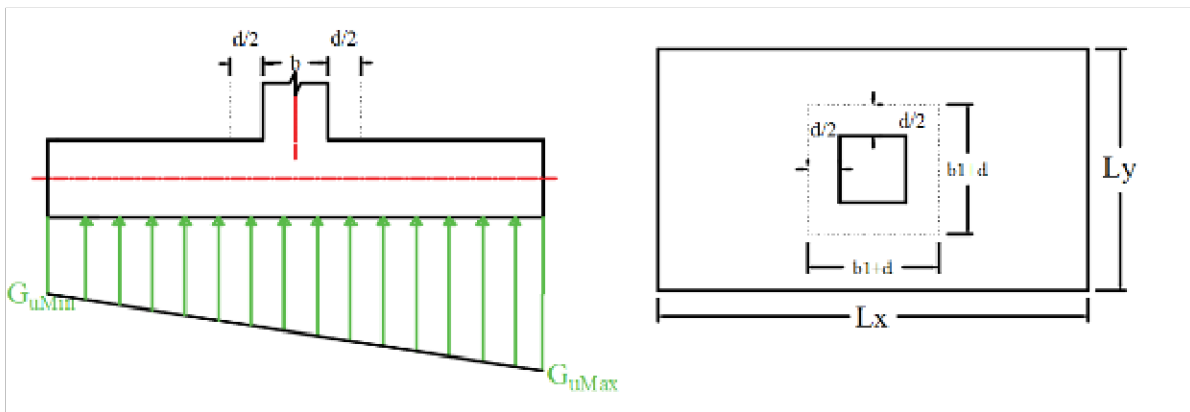


Figura 7 de MS

$$A_p := (b_1 + d) \cdot (b_2 + d) = (8.226 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$F_m := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_p = (1.71 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

CLACULO DE LAS FUERZA TOTAL ACTUANTES Pumax, el área de contacto de las presiones actuante: $A := (L_x \cdot L_y) - (b_1 \cdot b_2) = 7.25 \text{ m}^2$

$$\text{Fuerza de sobre-Carga de: } F_{s.c} := A \cdot Q_{S.C} = (2.9 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de concreto: } F_p := A \cdot h_1 \cdot \gamma_p = (1.74 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Piso de Relleno: } F_R := A \cdot h_2 \cdot \gamma_R = (4.35 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Concreto de zapata: } F_z := A \cdot H \cdot \gamma_z = (8.7 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza actuante: } P_u = (1.328 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$P_{umax} := F_{s.c} + F_p + F_R + F_z + P_u = (1.505 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza de Punzonamiento de la columna en la losa de cimient. } V_{up} := P_{umax} - F_m = (1.334 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante por Punzonamiento Gup, donde:

$$b_p := 2(b_1 + d) + 2(b_2 + d) = 362.8 \text{ cm}$$

b_p = Perímetro de la zona de punzonamiento

$$G_{up} := \frac{V_{up}}{b_p \cdot d} = 9.031 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del cortante en dos direcciones que va a resistir el concreto, se utiliza el ACI318S-19 que establece en su apartado 22.6.5.1 establece la tabla 22.6.5.2 para calcular la resistencia del concreto V_c , estipula tres literales:

$$d := \frac{d}{mm}$$

$$\lambda_s := \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} = 0.872$$

$\beta := 1$ Relación de lado largo y lado corto de la columna

$a_s := 40$ El valor se adopta de 40 por ser columna interior

$$V_{c1} := \left[1.1 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \frac{kgf}{cm^2} = 13.906 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_{c2} := \left[0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 20.101 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$V_{c3} := \left[0.27 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_p} \right) \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \right] \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 22.143 \frac{kgf}{cm^2}$$

Se adopta V_c , el menor de los 3; y se compara con $G_{up} : V_c := V_{c1}$

A este valor V_c le aplicamos un factor de reducción según el ACI 318 en la tabla

21.2.1 $\phi = 0.75$, quedando como resultado: $0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{kgf}{cm^2}$

Debe cumplir la siguiente condición: $\phi V_c > G_{up}$:

$$0.75 \cdot V_c = 10.43 \frac{kgf}{cm^2} \text{ es mayor a } G_{up} = 9.031 \frac{kgf}{cm^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8a de MS, dirección 2-3:

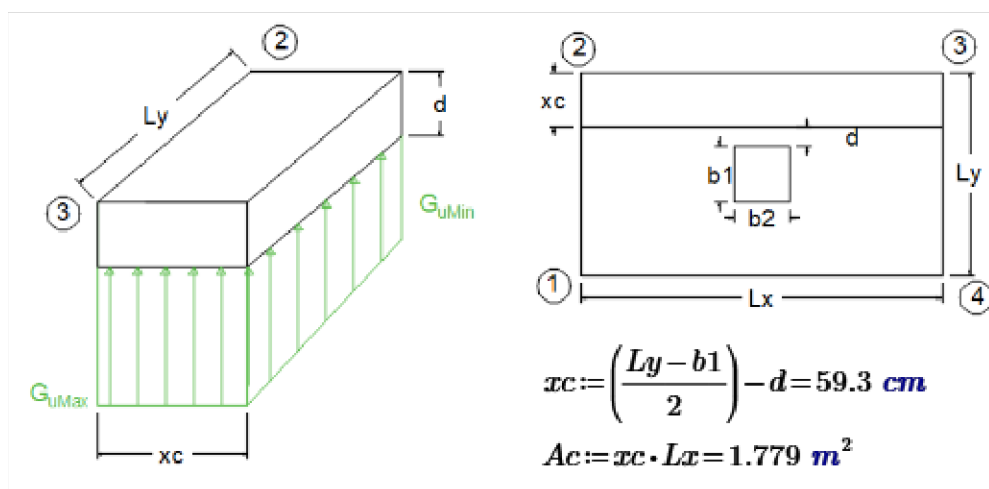


Figura 8a de MS

$$F_c := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \right) \cdot A_c = (3.699 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_c , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_c := \frac{F_c}{d \cdot L_x} = 3.029 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_c , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_c = 3.029 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Análisis cortante en una dirección (cortante unidireccional), se considera la siguiente figura 8b de MS, dirección 3-4:

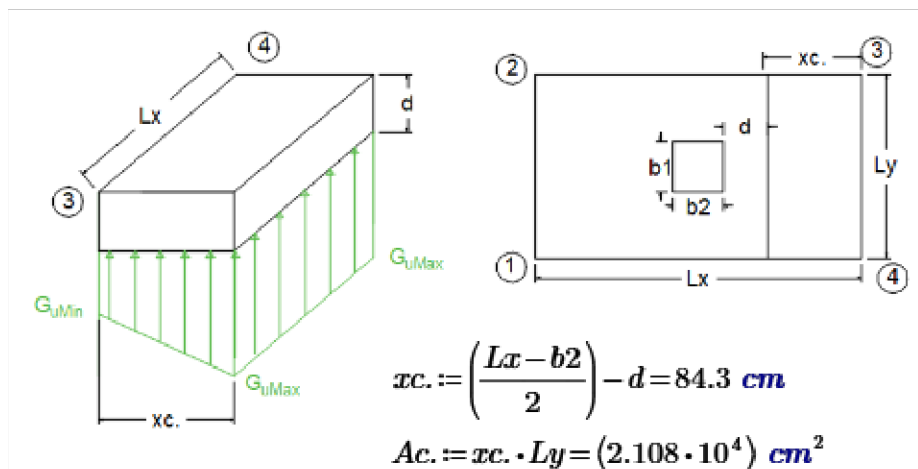


Figura 8b de MS

$$GF_c := G_{uMax} - \left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{L_x} \right) \cdot x_c = 2.11 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La fuerza vertical en sentido 3-4, Ft:

$$F_t := \frac{GF_c + G_{uMax}}{2} \cdot A_c = (4.49 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

El esfuerzo cortante G_F , producido por el efecto de presiones actuantes, donde:

$$G_F := \frac{F_t}{d \cdot L_y} = 4.412 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Este esfuerzo cortante ϕV_{cn} debe ser mayor a G_F , donde:

$$V_{cn} := \left(0.53 \cdot \lambda \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0.75 \cdot V_{cn} = 5.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{es mayor a} \quad G_F = 4.412 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Diseño a flexión de sección crítica de la cara del pedestal:

Refuerzo en sentido longitudinal Lx:

$$d_x := \frac{Lx - b2}{2} = 125 \text{ cm}$$

$$Guf := G_{uMax} - \left(\left(\frac{G_{uMax} - G_{uMin}}{Lx} \right) \cdot d_x \right) = 2.091 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu_{Lx} := \left(\left(\frac{G_{uMax} - Guf}{2} \right) \left(\frac{2 d_x^2}{3} \right) + Guf \cdot \frac{d_x^2}{2} \right) \cdot Ly = (4.161 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Ly} := Ly = 250 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.1

$$As_{Lx} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Ly} \cdot Mu_{Lx}}{\phi \cdot fy^2}} = 27.951 \text{ cm}^2$$

Refuerzo en sentido corto Ly:

$$d_y := \frac{Ly - b1}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$Mu_{Ly} := \left(\frac{G_{uMax} + G_{uMin}}{2} \cdot \frac{d_y^2}{2} \right) \cdot Lx = (3.119 \cdot 10^4) \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Área de acero de refuerzo a flexión:

$$b_{Lx} := Lx = 300 \text{ cm}$$

$$d. := d = 40.7 \text{ cm}$$

$\phi := 0.9$ del ACI318S-19 en
la tabla 21.2.2

$$As_{Ly} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} - \sqrt{\left(\frac{0.85 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot d.}{fy} \right)^2 - \frac{1.70 \cdot f'c \cdot b_{Lx} \cdot Mu_{Ly}}{\phi \cdot fy^2}} = 20.683 \text{ cm}^2$$

ANEXO 4A SUELO INTERMEDIO

Interacción Suelo-Estructura para análisis en una zapata aislada MODELO DINÁMICO de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Dimensiones de la zapata:

$$Lx := 2.5 \text{ m}$$

$$Ly := 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Espesor: } H := 0.5 \text{ m}$$

Columna cuadrada de: $b1 := 50 \text{ cm}$

$$b2 := 50 \text{ cm}$$

$$I_x := \frac{Lx \cdot Ly^3}{12}$$

$$I_y := \frac{Lx^3 \cdot Ly}{12}$$

Cargas actuantes para la zapata obtenidos del análisis del pórtico con empotramiento perfecto:

$$Ps := 107310 \text{ kgf} \quad Ms := 1460 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Presiones actuantes en la zapata:

$$\text{Sobre-Carga de: } Q_{S.C} := 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso de Relleno: } \gamma_R := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Piso de concreto: } \gamma_p := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Espesor del piso de relleno: } h2 := 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del piso de concreto: } h1 := 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Concreto de zapata: } \gamma_z := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

EL momento actuante lo convertimos en fuerzas equivalentes:

$$PMs := \frac{Ms}{b1} = (2.92 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del sobre-carga: } P_{SC} := Q_{S.C} \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (2.4 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Piso: } P_P := \gamma_p \cdot h1 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (1.44 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Relleno: } P_R := \gamma_R \cdot h2 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (3.6 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Se considera las siguientes cargas:

$$Pt := Ps + PMs + P_{SC} + P_P + P_R = (1.177 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Coefficientes de rigidez por el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Utilizando el libro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas” del Ph.D. Genner Villarreal Castro, Capítulo 2. (Castro P. G., 2006)

Es una Arcilla Limosa con las siguientes características:

$$\text{Coeficiente de Poisson: } \mu_{s1} := 0.36$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_{01} := 863.5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión estática actuante en el suelo ρ :

$$\rho := \frac{Pt + \gamma_z \cdot Lx \cdot Ly \cdot H}{Lx \cdot Ly} = 2.003 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Determinación de coeficiente C_0 para el modelo de D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

$$C_{01} := 1.7 \cdot \frac{E_{01}}{1 - \mu_{s1}^2} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{cm}} = 1.687 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$D_{01} := \frac{1 - \mu_{s1}}{1 - 0.5 \cdot \mu_{s1}} \cdot C_{01} = 1.316 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

C_0 y D_0 , Son coeficientes determinados a través de experimentos realizados. En tabla1 de MEF-MD-cálculo se adopta el valor de C_0

Ahora, se calcula los coeficientes C_x , C_y , C_z , $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$, tomando en cuenta el área de la zapata:

$\rho_0 := 0.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ El autor del modelo adopta ρ_0 este valor como una constante para el calculo

$\Delta := 1 \text{ m}^{-1}$ Coeficiente empírico (constante)

$$C_x := D_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 10.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} \quad C_y := C_x$$

$$C_z := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 13.876 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi x} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (3 Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 22.415 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi y} := C_{01} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + 3 Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 22.415 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

Se determina los coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z , $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$, estos valores son para el área absoluta de la zapata, para el Método de elementos finitos se debe tomar en cuenta la discretización del área absoluta:

$$K_x := C_x \cdot Lx \cdot Ly = (6.769 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$K_{\varphi x} := C_{\varphi x} \cdot I_x = (7.297 \cdot 10^9) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$K_y := K_x$$

$$K_z := C_z \cdot Lx \cdot Ly = (8.672 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$K_{\varphi y} := C_{\varphi y} \cdot I_y = (7.297 \cdot 10^9) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Los coeficientes de rigidez K_x , K_y , K_z , $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$. Se recuerda, que en el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A. se debe de restringir la rotación en Z, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez $K_{\varphi z}$.

Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura para ello se considera el mallado de la zapata de la figura 1 de anexo 4A.

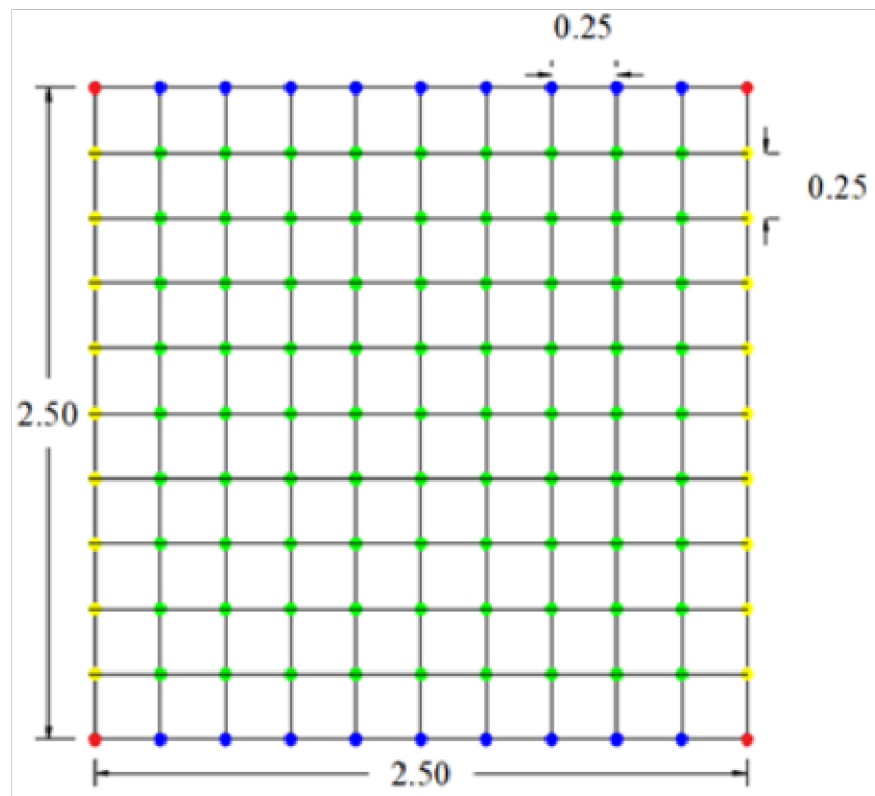


Figura 1 de anexo 4A

Con la referencia del mallado según la dimensión de la zapata se obtiene los coeficientes de rigidez para cada nodo según su área de aportación, esta información se expone en la tabla 1 del anexo 4A

Nodos	# nodos	Lx m	Ly m	Área (m ²)	k _x =k _y (ton/m)	K _z (ton/m)	K _{φ_x} ton/m	K _{φ_y} ton/m
Zapata		2.5	2.5	6.25	67687.5	86687.5	72965.49	72965.49
K-Verde	99	0.25	0.25	0.063	676.875	866.875	7.297	7.297
K-Amarillo	18	0.125	0.25	0.031	338.438	433.438	3.648	0.912
K-Azul	18	0.25	0.125	0.031	338.438	433.438	0.912	3.648
K-Rojo	4	0.125	0.125	0.016	169.219	216.719	0.456	0.456

Tabla 1 del anexo 4A

ANEXO 4B SUELO INTERMEDIO

Interacción Suelo-Estructura para análisis en una zapata aislada MODELO DINÁMICO de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Dimensiones de la zapata:

$$Lx := 3 \text{ m}$$

$$Ly := 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Espesor: } H := 0.5 \text{ m}$$

Columna cuadrada de: $b1 := 50 \text{ cm}$

$$b2 := 50 \text{ cm}$$

$$Ix := \frac{Lx \cdot Ly^3}{12}$$

$$Iy := \frac{Lx^3 \cdot Ly}{12}$$

Cargas actuantes para la zapata obtenidos del análisis del pórtico con empotramiento perfecto:

$$Ps := 105320 \text{ kgf} \quad Ms := 1180 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Presiones actuantes en la zapata:

$$\text{Sobre-Carga de: } Q_{s.c} := 400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso de Relleno: } \gamma_R := 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Piso de concreto: } \gamma_p := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Espesor del piso de relleno: } h2 := 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del piso de concreto: } h1 := 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Concreto de zapata: } \gamma_z := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

EL momento actuante lo convertimos en fuerzas equivalentes:

$$PMs := \frac{Ms}{b1} = (2.36 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del sobre-carga: } P_{SC} := Q_{s.c} \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (2.9 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Piso: } P_P := \gamma_p \cdot h1 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (1.74 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$\text{Peso del Relleno: } P_R := \gamma_R \cdot h2 \cdot ((Lx \cdot Ly) - (b1 \cdot b2)) = (4.35 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Se considera las siguientes cargas:

$$Pt := Ps + PMs + P_{SC} + P_P + P_R = (1.167 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

Coefficientes de rigidez por el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A.

Es una Arcilla Limosa con arena con las siguientes características:

$$\text{Coeficiente de Poisson: } \mu_{s2} := 0.51$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_{02} := 114.13 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Presión estática actuante en el suelo ρ :

$$\rho := \frac{Pt + \gamma_z \cdot Lx \cdot Ly \cdot H}{Lx \cdot Ly} = 1.676 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Determinación de coeficiente C_0 para el modelo de D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV:

$$C_{02} := 1.7 \cdot \frac{E_{02}}{1 - \mu_{s2}^2} \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{cm}} = 0.262 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$D_{02} := \frac{1 - \mu_{s2}}{1 - 0.5 \cdot \mu_{s2}} \cdot C_{02} = 0.172 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

C_0 y D_0 , Son coeficientes determinados a través de experimentos realizados. En tabla1 de MEF-MD-cálculo se adopta el valor de C_0

Ahora, se calcula los coeficientes $C_x, C_y, C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$, tomando en cuenta el área de la zapata:

$$C_x := D_{02} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1.231 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} \quad C_y := C_x$$

$$C_z := C_{02} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 1.872 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi x} := C_{02} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (3 Ly + Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 2.884 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

$$C_{\varphi y} := C_{02} \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot (Ly + 3 Lx)}{\Delta \cdot Ly \cdot Lx} \right) \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 3.087 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3}$$

Se determina los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$, estos valores son para el área absoluta de la zapata, para el Método de elementos finitos se debe tomar en cuenta la discretización del área absoluta:

$$K_x := C_x \cdot Lx \cdot Ly = (9.235 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad K_{\varphi x} := C_{\varphi x} \cdot I_x = (1.127 \cdot 10^9) \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$K_y := K_x \quad K_{\varphi y} := C_{\varphi y} \cdot I_y = (1.736 \cdot 10^9) \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$K_z := C_z \cdot Lx \cdot Ly = (1.404 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Los coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$. Se recuerda, que en el modelo de Barkan D.D. – Savinov O.A. se debe de restringir la rotación en Z, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez $K_{\varphi z}$.

Obtención de parámetros para la Interacción Suelo-Estructura para ello se considera el mallado de la zapata de la figura 1 de anexo 4B.

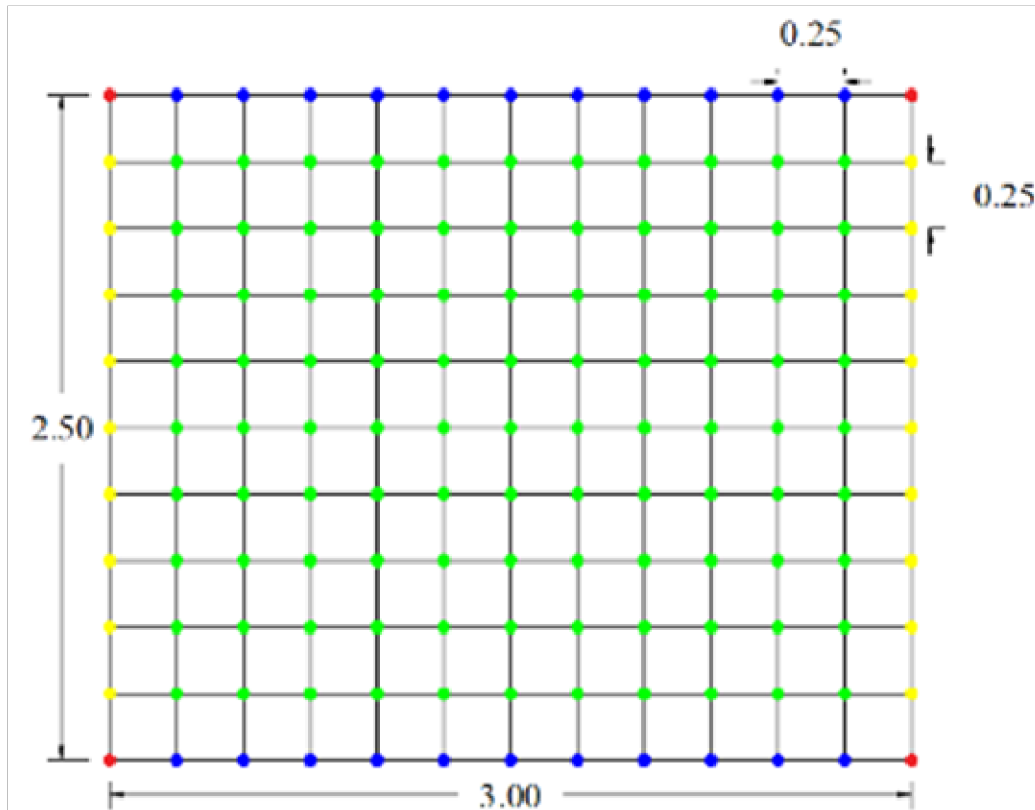


Figura 1 de anexo 4B.

Con la referencia del mallado según la dimensión de la zapata se obtiene los coeficientes de rigidez para cada nodo según su área de aportación, esta información se expone en la tabla 1 del anexo 4B

Nodos	# nodos	b-x m	h-y m	Área (m ²)	k _x =k _y (ton/m)	K _z (ton/m)	K _{φ_x} ton/m	K _{φ_y} ton/m
Zapata		3	2.5	7.5	9232.5	14040	11265.625	17364.375
K-Verde	99	0.25	0.25	0.063	76.938	117.000	0.939	1.005
K-Amarillo	18	0.125	0.25	0.031	38.469	58.500	0.469	0.126
K-Azul	22	0.25	0.125	0.031	38.469	58.500	0.117	0.502
K-Rojo	4	0.125	0.125	0.016	19.234	29.250	0.059	0.063

Tabla 1 del anexo 4B



JONNATHAN ROLANDO MOROCHO PUGO portador(a) de la cédula de ciudadanía N° **0106158371**. En calidad de autor/a y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “**MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y VENTAJAS PARA EL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos y no comerciales. Autorizo además a la Universidad Católica de Cuenca, para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 28 de septiembre de 2021

Jonathan Morocho
F:

JONNATHAN ROLANDO MOROCHO PUGO

C.I. 0106158371