

IMPORTANCIA Y JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

1. INTRODUCCION

El análisis a desarrollarse en este estudio irá orientado a contribuir en la búsqueda de ejecución de obras estructurales que respondan a las necesidades y exigencias técnico-económicas dentro de un marco racional a bajo costo.

El paso preliminar esencial para el diseño y la construcción de un proyecto de ingeniería civil es la investigación detallada del lugar seleccionado. El tamaño y el tipo de proyecto afectará a los alcances de una investigación, pero siempre existe la necesidad de llevarla a cabo, aun la obra mas pequeña amerita algún tipo de investigación de campo. Las investigaciones del terreno y las de laboratorio son necesarias para obtener una información esencial en la construcción de edificios.

Eficiencia y economía son metas que constantemente se pretenden alcanzar en todos los campos de la ingeniería; sin embargo el gran número de factores que intervienen en un determinado problema, dificultan la obtención de una solución única, óptima, eficiente y económica a la vez.

Actualmente son pocas las estructuras en la región, que se diseñan tomando en cuenta el factor (suelo vs cimiento), talvez debido al tiempo y costo que implica el mencionado análisis, además de la incertidumbre en la cuantificación de los mismos.

La mala o poca información que se tiene con referencia del tipo de suelo, hace que los constructores no consideren en sus diseños el mejor apoyo con relación al tipo de terreno que se tiene a construir, teniendo como resultado edificios con apoyos económicamente caros o peor aun cimientos que no satisfacen los esfuerzos producidos por la estructura.

Todas estas consecuencias llevan a tener edificios que en su vida útil se asientan, ocasionando en ellas rajaduras o grietas, que a la larga pueden ser un problema ya que se presentaran riesgos en su utilización y consecuentemente disminuirían la vida útil del edificio, o de lo contrario tener construcciones demasiado caras.

El propósito de este tema de grado es el de elaborar el Análisis y Diseño de un edificio tipo, suponiéndolo fundado en diferentes esfuerzos admisibles del suelo (considerando para esto valores de esfuerzos admisibles del terreno asumido) con dos diferentes tipos de cimentación: zapatas aisladas y losas de cimentación, sujeto a cargas gravitatorias, de las cuales se obtendrán valores de costo vs tipo de suelo, para ello se seguirán las Normas y Reglamentos vigentes, utilizando para el análisis un software. El edificio estará constituido por pórticos de Hormigón Armado. La finalidad de este estudio es definir a partir de que valores del esfuerzo admisible del suelo es conveniente utilizar fundaciones con zapatas aisladas o losas de cimentación, para un edificio regular con dimensiones típicas empleadas en nuestro medio.

2. JUSTIFICACION

Puesto que una de las principales metas de la Facultad de Ciencias y Tecnología y particularmente de la Carrera de Ingeniería Civil, es la de encaminar a nuestra región hacia un contexto de modernización y aplicación de nuevas técnicas, este proyecto se constituirá en un aporte para la concretización de estas metas, ya que el diseño y construcción de estructuras mediante un programa de software hoy en día se convirtió en una importante herramienta para la construcción en diferentes países que cuentan con un importante desarrollo tecnológico.

El Ingeniero como un profesional competente, deberá tener una clara visión de lo que se va a proyectar en un futuro en el caso de diseñar y construir estructuras fundadas en diferentes comportamientos del suelo y saber escoger la fundación técnico-económica mas favorable.

La principal falla en el diseño y la construcción de una estructura es que no se le da la suficiente importancia a la hora de fundar las cimentaciones, en algunos casos al ignorar o tener poco conocimiento del esfuerzo del terreno optan por sobredimensionar la fundación con el objeto de asegurar un posible asentamiento, lo que nos lleva a tener una fundación de mucho volumen, mayor peso y un costo adicional injustificado.

Otra falla en la construcción es la de economizar la estructura que optamos por reducir algunos de sus miembros como la cimentación, teniendo como resultado una estructura con cimentaciones débiles debido a la confianza equivocada de que se ha obrado bien.

Con la elaboración de este proyecto se obtendrán resultados que podrán ser aplicados a futuras estructuras en la realización de nuestro trabajo, con la confianza de que se a escogido el mejor tipo de fundación, y sobre todo, económicamente la más factible.

Se podrá obtener un procedimiento secuencial, con el objeto de obtener parámetros, que nos permita tener una referencia del costo vs tipo de suelo, a través del cálculo de la estructura con los diferentes valores del terreno que se tiene en campo, con el fin de poder determinar que para ciertos valores del esfuerzo admisible del suelo, es aconsejable diseñar con zapatas aisladas o losas de cimentación.

Esta solución óptimamente satisfactoria desde el punto de vista económico, técnico y estético, garantizando además la seguridad y rapidez en su ejecución nos dará una seguridad al momento de diseñar y construir edificios en terreno donde su resistencia nos ponga en duda.

3. OBJETIVOS

Los objetivos que se plantean en el presente proyecto de grado son de carácter general y específico.

3.1. OBJETIVO GENERAL

Comparar técnica y económicamente, la fundación tipo zapata aislada con la fundación tipo losa de cimentación, de acuerdo a las características del terreno, utilizando un modelo de edificio, calculado estructuralmente con el CYPE CAD.

3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Analizar y diseñar el edificio tipo para la ciudad de Tarija con dos diferentes fundaciones y diferentes valores del esfuerzo admisible del terreno, 0,5 - 1,0 - 1,5 - 2,0 kg/cm².
- Analizar y determinar el costo de la estructura en nuestra región, para el caso analizado tanto en zapatas aisladas como losas de cimentación.
- Estudiar y analizar el software de CYPE CAD para cada uno de los casos indicados en la elaboración de este proyecto usado en nuestra región.
- Proporcionar a los ingenieros estructurales la información sobre el tipo de cimentación con el que se debe trabajar, ante un determinado tipo de suelo y sus características, que permita diseñar de manera confiable, coherente y organizada.
- Hacer del proyecto a ejecutar un aporte de información: Recopilación de conceptos fundamentales, hipótesis, criterios básicos, factores de seguridad, métodos de diseño, normativas existentes sobre el tema en estudio; puesto que en nuestro medio no se cuenta con gran bibliografía al respecto.

- Mediante el análisis a desarrollar, demostrar que el diseño estructural de un edificio con este tipo de estudio, proporciona a los edificios las condiciones indispensables de toda construcción civil: Seguridad y economía.

- Aportar como una base para posteriores estudios sobre el cálculo y diseño de fundaciones, lo que todo ingeniero civil debe tener tanto la parte geotecnia como la parte estructural, para que toda obra civil no tenga problemas a lo largo de su vida útil.

4. ALCANCE

Se planteará un modelo de la estructura de un edificio tipo, con cargas y características constantes, que permita estudiar el efecto de las fundaciones sin presentar mayores complicaciones y que se asemeje a los edificios comúnmente construidos en nuestra ciudad.

No se tiene para esta tesis, referencias específicas sobre el análisis y estudio del suelo, por lo que los valores del esfuerzo admisible del terreno serán sacados de ensayos de laboratorio de la carrera, que nos permita ser utilizarlos como parámetros para construcciones de edificios en los suelos existentes en la región de Tarija, debido a que en nuestro medio son pocas las instituciones que puedan efectuar los análisis y ensayos correspondientes. La elaboración de este proyecto tendrá un aporte importante, porque se tendrá una información adecuada para posteriores análisis y diseños.

Se analizará el comportamiento de la fundación del edificio tipo, con los valores del esfuerzo admisible del terreno para los diferentes tipos de suelos y las dos clases de apoyos de fundación mencionados anteriormente, que se calcularán en este proyecto

de grado y así poder comparar los resultados e indicar cual es mas factible tanto económica como técnicamente dependiendo el valor del terreno en el que se va a construir.

El presente trabajo, abriga el propósito de contribuir en algo al conocimiento del tipo de cimentación en edificios de acuerdo al tipo de suelo y su capacidad portante, tema de por si interesante y relativamente nuevo, cuya aplicación en las técnicas de la construcción tomará gran impulso en los próximos años y una base importante para posteriores estudios sobre este tema.

Estudiando el efecto producido por el cálculo, analizado el costo de la estructura, se compararan todos los datos obtenidos en el análisis y se realizara un cálculo manual para comparar con los datos arrojados por el programa CYPE CAD, que corresponde a las cimentaciones, tanto zapatas como losa de cimentación, donde se podrá comparar las dimensiones, la armadura y el diámetro de acero.

Se detallara lo que es el paquete estructural CYPE CAD, se explicara el uso y modo de introducción de datos, se mostrara los resultados arrojados por el programa en todos los casos, también se mostrara la elaboración de los planos estructurales, replanteo, de detalle y la enferradura que arroja el programa CYPE CAD, hecho el cálculo satisfactoriamente de ambas clases de cimentación.

Se elaboraran las conclusiones y recomendaciones en base a los criterios obtenidos durante la ejecución y elaboración del proyecto de grado, donde se realizaran las comparaciones tanto económica como técnicamente, el cual lo representaremos mediante una grafica, que pueda indicarnos el tipo de fundación mas favorable de acuerdo al tipo de terreno.

CAPITULO I BASE TEORICA

1.1. IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE SUELOS

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la mecánica de suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente.

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes tales como la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son (1) el sistema AASHTO (*American Association of state Highway and Transportation Officials*) y (2) el *Unified Soil Classification System* (Sistema Unificado de clasificación de suelos ASTM). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carretera. No se usa en la construcción de cimentaciones por lo que para este proyecto de grado usaremos el Sistema Unificado.

1.1.1. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el cuerpo de ingenieros del Ejército durante la segunda guerra mundial. En cooperación con la oficina de restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla N° 200. Las partículas gruesas son mayores que dicha malla, y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas en peso son finas.

En el sistema unificado de clasificación de suelos, los siguientes símbolos se usan como identificación.

Símbolo	Descripción
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limos orgánicos y arcilla
Pt	Turba y suelos altamente orgánicos
H	Alta Plasticidad
L	Baja plasticidad
W	Bien graduados
P	Mal graduados

Los símbolos de grupo para suelos de tipo grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Similarmente, los símbolos de grupos para suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML, y Pt.

1.1.2. IDENTIFICACION DE LOS SUELOS

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionado dentro del Sistema Unificado de clasificación de suelos, obviamente en el grupo que le corresponde según sus características.

En el sistema unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio, estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad. Esta es una de las ventajas del sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación eficaz.

Identificación de campo de suelos gruesos:

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca de suelo sobre una superficie plana, puede juzgarse, en forma aproximada de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 0.5 cm. como equivalente a la malla N° 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las mas pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

Identificación de campo de suelos finos:

Una de las grandes ventajas del sistema unificado, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea, en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

Dilatancia:

En esta prueba, una muestra con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino no plástico adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie mientras se le agita, en tanto que al ser apretada entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que finalmente empieza a desmoronarse como un material frágil al aumentar la presión.

La velocidad con que la muestra cambia su consistencia y con la que el agua desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica de arenas finas uniformes no plásticas y en algunos limos inorgánicos, particularmente del tipo polvo de roca. Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta, esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos, en arcillas muy limosas y en arcillas de tipo caolín. Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

Tenacidad:

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Se enrolla hasta formar un rollito de unos 3 mm. De diámetro aproximado, que se amasa y se vuelve a enrollar varias veces. Se observa como aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico.

Cuanta más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A, es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rápida también se nota la muestra al romperse entre los dedos. En suelos ligeramente sobre la línea A, los rollitos son de media

tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A, producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico.

Resistencia en estado seco:

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal. Los limos exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A.

Color:

En exploraciones de campo el color del suelo suelen ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes, son propios de suelos inorgánicos.

Olor:

Los suelos orgánicos (OH y OL) tiene por lo general un olor instintivo, que puede usarse para identificación, el olor es particularmente intenso si el suelo esta húmedo, y disminuye con la exposición al aire.

1.2. CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales.

1. la cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que lo soporta.
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir, un asentamiento excesivo.

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama capacidad de carga última.

Capacidad de carga ultima

Considere una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 1.1, con un ancho igual a B . ahora si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementara. La variación de la carga por unidad de área q , sobre la cimentación, se muestra también en la figura 2.1 junto con el asentamiento.

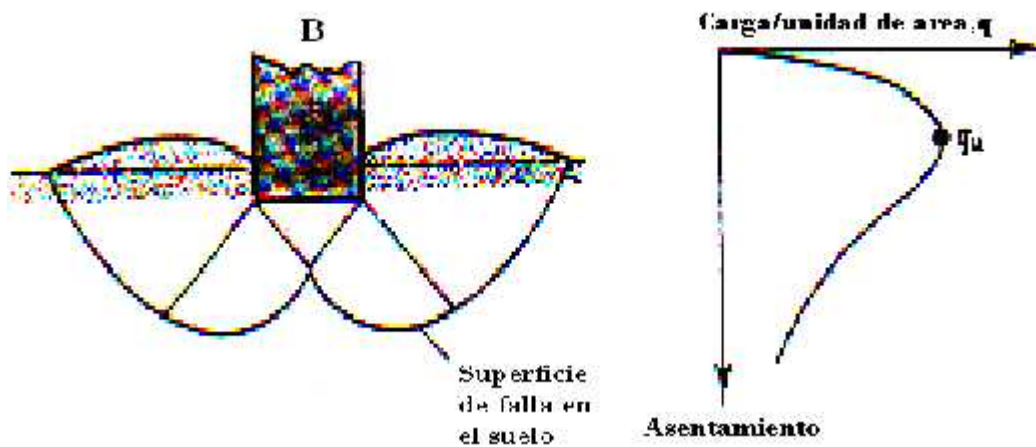


Figura 1.1

En cierto punto cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria q_u , se denomina generalmente *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina *falla general por corte*.

Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad D_f (figura 1.2), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

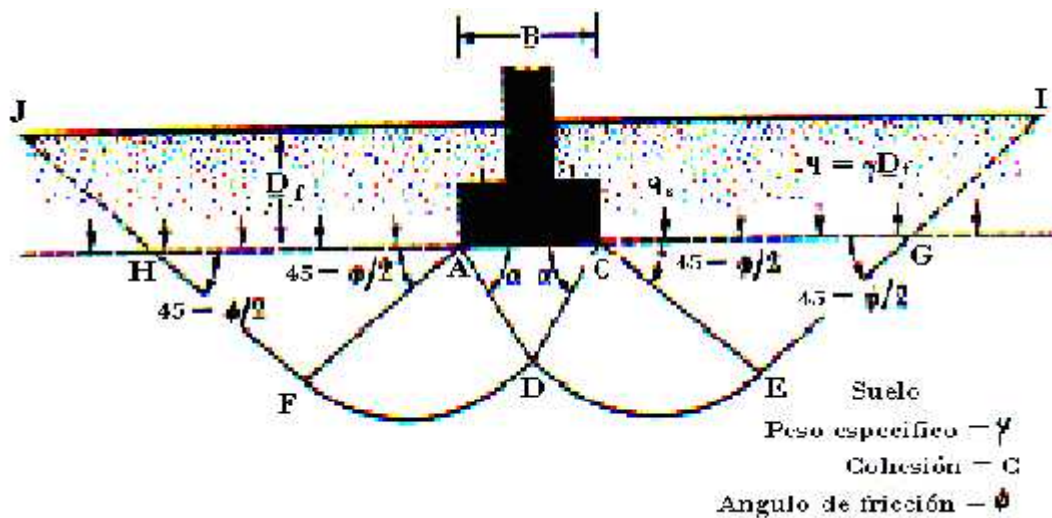


Figura 1.2

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes según la figura 1.2.

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. La zona de cortes radiales, ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG

Toda la teoría expuesta se refiere únicamente a cimentaciones corridas, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o redondos que son tan frecuentes en la práctica, no existe ninguna teoría. Las siguientes formulas han sido propuestas por Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales.

Zapata cuadrada

$$q_u = 1,3 cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad [\text{Ec. 1.1}]$$

Zapata circular

$$q_u = 1,3 cN_c + qN_q + 0,3\gamma RN_\gamma \quad [\text{Ec. 1.2}]$$

donde: R es el radio del cimiento

Capacidad de carga última neta:

La capacidad de carga última neta se define como la expresión ultima por área unitaria de la cimentación soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado el la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a esta se supone despreciable, entonces la capacidad de carga ultima $q_{\text{neta}(u)}$ será:

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \quad [\text{Ec. 1.3}]$$

Capacidad de carga admisible y factor de seguridad:

Todas las capacidades de carga que hasta ahora se han mencionado corresponden a valores de falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos se comunicaran al material, este quedaría en estado de falla incipiente. Es decir que estos valores no son los que en la práctica se asignan a las cimentaciones reales.

Nace así el concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo, que es con la que se diseñara una cimentación. La capacidad de carga admisible en un caso dado será siempre menor que la de la falla y deberá estar suficientemente lejos de esta, como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes.

Existe muchas teorías de cómo usar este factor de seguridad pero las mas usadas son dos ecuaciones, para suelos friccionantes y para suelos cohesivos.

Suelo friccionante, que es la más usada:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} \quad [\text{Ec. 1.4}]$$

Suelo cohesivo:

$$q_{adm} = \frac{q_u - q}{F_s} \quad [\text{Ec. 1.5}]$$

El valor del factor de seguridad que se usa normalmente es 3, pero en regiones donde se consideran efectos de sismos, este valor puede estar entre 3,5 a 5,5.

1.3. COEFICIENTE DE BALASTO

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “y”.

$$k = \frac{q}{y} \quad [\text{Ec. 1.6}]$$

Este módulo, se obtiene mediante un simple ensayo de carga sobre el terreno, que se realiza utilizando una placa metálica rígida de sección cuadrada de 30,5 cm. de lado ó de sección circular con un diámetro de 30,5 cm., que se monta como se muestra en el esquema de la figura 1.3

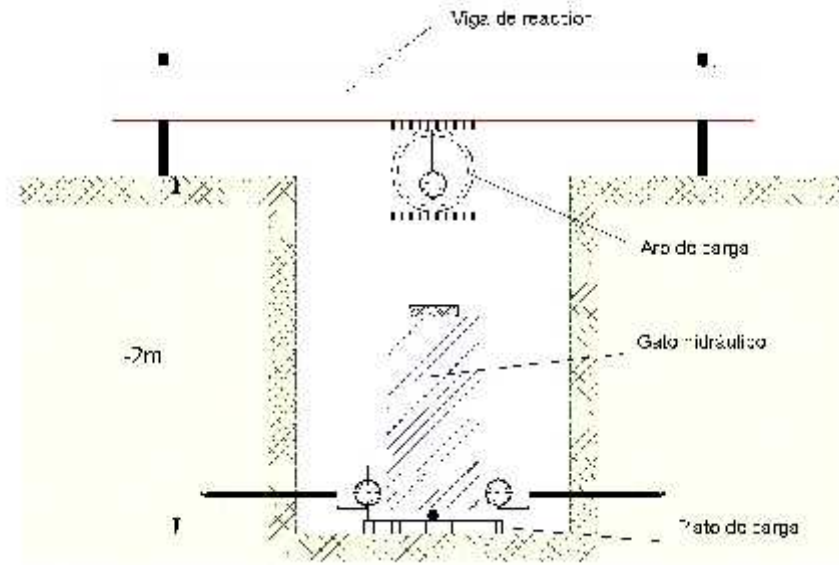


Figura 1.3

Definición del coeficiente de Balasto

El Coeficiente de Balasto o “Módulo de Reacción del Suelo” también conocido como “Coeficiente de Sulzberger”, se define como: La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm., es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm., como se aprecia en la figura 1.4.

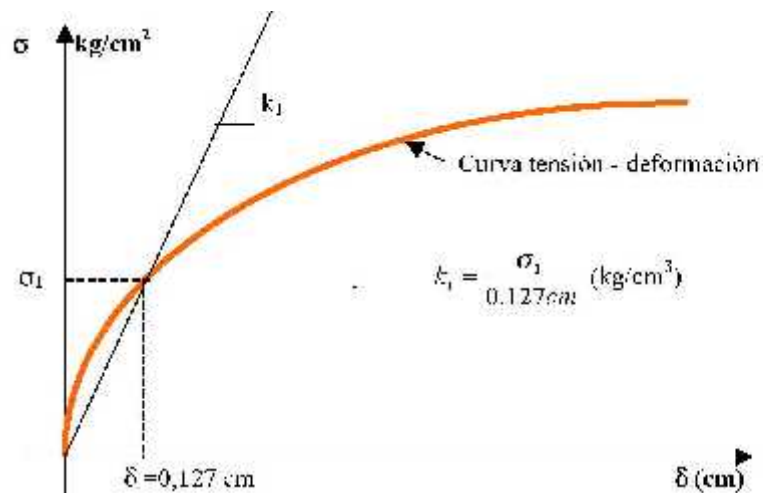


Figura 1.4

Valores del coeficiente

El valor del coeficiente de balasto “K” depende del tamaño de la placa empleada y la presión de ensayo, también dependen de la velocidad de aplicación y de la intensidad de las cargas. En los anexos 2a y 2b nos muestra valores del coeficiente de balasto en función al estudio y clasificación del terreno de acuerdo al SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S).

La tabla del anexo 2c, es una tabla con diferentes valores del coeficiente de balasto ó modulo de reacción del suelo ó modulo de Winkler en función de la resistencia admisible del terreno, en cuestión los valores de esta tabla no necesitan ninguna transformación para la introducción de datos en el programa CYPE CAD.

Esta tabla se extrajo de la tesis de maestría “Interacción Suelo – Estructura: Semi-espacio de Winkler”, en La Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona-España. 1993 (autor Nelson Morrison).

1.4. COMPORTAMIENTO Y CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS REGIONALES

En Tarija se tiene una diversidad de tipos de suelos, en los distintos barrios de la ciudad, que en la actualidad esta en pleno crecimiento en las áreas marginales. La Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”, mediante el laboratorio de suelos de la carrera de ingeniería civil, presenta en su base de datos, un amplio e importante registro de ensayos en los suelos en el Departamento, lo cual nos fue proporcionado.

Mediante esta base de datos, podemos respaldar el cálculo de las fundaciones de acuerdo al tipo de suelo ya sea para zapatas aisladas o losas de fundación, porque estamos trabajando con datos reales.

Los ensayos de suelos de la región lo detallamos en el Anexo 1.

1.5. CIMENTACIÓN EN LA ESTRUCTURA

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga.

Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen habitualmente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$), ya que no resulta económicamente interesante, el empleo de hormigones de resistencia mayores, pero teniendo en cuenta que una baja exigencia en cuanto a resistencia, no conduzca a un bajo contenido de cemento que ponga en riesgo la durabilidad.

La interacción suelo-cimiento es importante para el cálculo de la cimentación y a su vez depende fuertemente de las deformaciones relativas del suelo y del cimiento respectivamente. Desgraciadamente nuestros conocimientos sobre el cálculo de esas deformaciones son escasos todavía.

Con frecuencia las estructuras de cimentación son altamente hiperestáticas y su cálculo preciso resulta muy complejo y raras veces posible. El ordenador ha venido a suministrar una gran ayuda para bastantes casos, pero no debe olvidarse que el conocimiento todavía imperfecto de las características del suelo, de las del material hormigón y de las piezas de hormigón armado, hacen ilusorio el pretender una gran ilusión en los resultados.

Por todo ello el proyectista de cimientos ha de ser especialmente cuidadoso con los métodos de cálculo que elija y especialmente prudente al aplicarlos. En este sentido el proyectista no debe olvidar que las cimentaciones usualmente están ocultas y

formadas por piezas generalmente muy rígidas comparadas con las de la estructura. Por tanto el fenómeno de la figuración, que es un excelente síntoma de aviso, propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos. Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan importantes como para constituir un síntoma visible. Todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado tanto en la concepción como en los detalles al proyectar y construir cimentaciones.

1.5.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denomina superficial o directa. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas, muros y placas, o por combinación de estos elementos, figura 1.5.

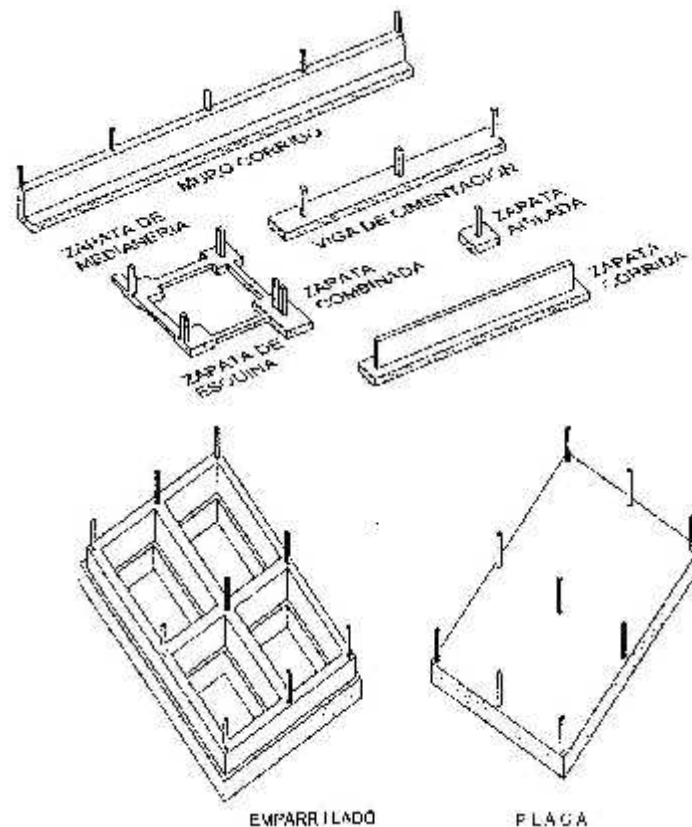


Figura 1.5

Si el nivel apto para cimentar está muy por debajo de la zona inferior de la estructura, la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy costosa y se recurre a una cimentación profunda, constituida por pilotes o pozos de cimentación figura 1.6.

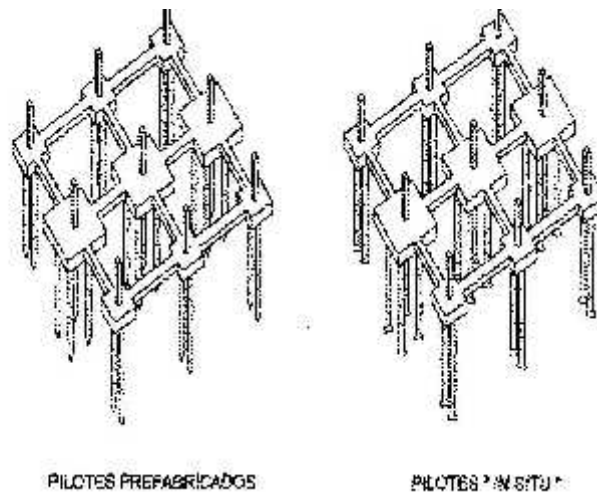


Figura 1.6

1.6. ZAPATAS AISLADAS

Se entiende por zapata aislada aquella sobre la que carga un solo pilar (figuras 1.7 a) y 1.7 b)). Como excepción, se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo «diapasón» figura 1.7 c). A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares se consideran como un pilar único con perímetro el circunscrito.

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporte una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente.

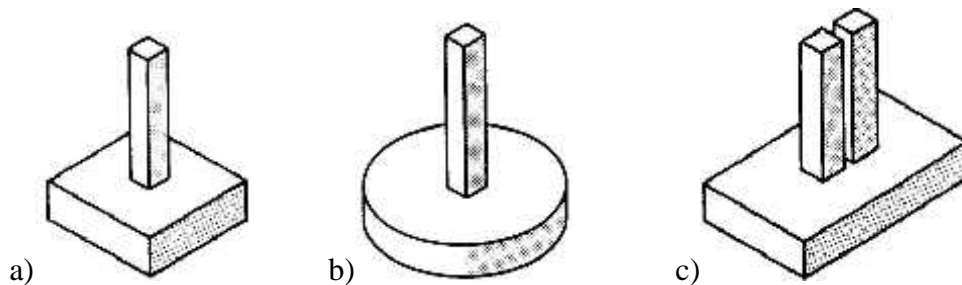


Figura 1.7

Dentro de los principales tipos de zapatas aisladas que se tiene, mencionamos las cuadradas, rectangulares y trapezoidales, no debemos olvidar que tenemos zapatas de acuerdo a la ubicación del pilar donde cada uno tiene su forma de resolución, las cuales mencionaremos y detallaremos a continuación en la figura 1.8.

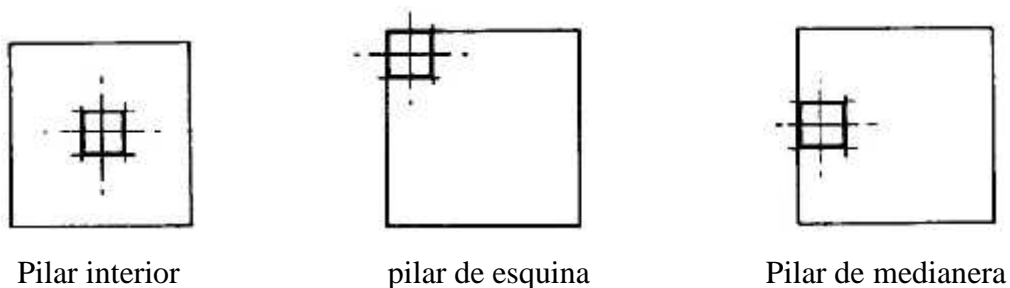


Figura 1.8

1.6.1. ZAPATAS DE PILAR INTERIOR

El objetivo en este calculo es el de determinar las dimensiones de este tipo de zapata, armaduras y detalles constructivos. Dentro de este tipo de zapatas céntricas están subdivididas en zapatas aisladas y zapatas combinadas, esta ultima se presentan, continuas, con vigas centradoras, etc.

Dentro de los requisitos de estabilidad de una zapata aislada, tenemos:

Comprobación al vuelco:

$$(N+P) * a_2/2 \geq (M+V*h) * \gamma_1 \quad [\text{Ec. 1.7}]$$

Donde:

N, M, V = solicitaciones en la cara superior de la zapata

P = peso propio de la zapata

a_2 = ancho de la zapata

h = altura total de la zapata

γ_1 = coeficiente de seguridad al vuelco ($\gamma_1=1.5$)

Nota: no se considera el peso del terreno encima de la zapata, porque no existe absoluta certeza de su acción permanente.

Comprobación al deslizamiento:

Solo a realizar en zapatas no arriostradas horizontalmente

En el caso de terrenos arenosos (sin cohesión)

$$(N+P) * \text{tg}(\phi) \geq V * \gamma_2 \quad [\text{Ec. 1.8}]$$

En el caso de terrenos cohesivos

$$A * c_d \geq V * \gamma_2 \quad [\text{Ec. 1.9}]$$

Donde:

$\phi d = \phi$ y ϕ es el ángulo de rozamiento interno del terreno

γ_2 = coeficiente de seguridad al deslizamiento ($\gamma_2= 1.5$)

A = área de la base del elemento de cimentación

$c_d = \frac{1}{2} c$ y c es el valor de la cohesión del terreno

Comprobación a hundimiento:

La distribución de tensiones bajo una zapata no es uniforme ni igual según la rigidez de la zapata y la naturaleza del suelo, tal y como se puede ver en la figura de abajo.

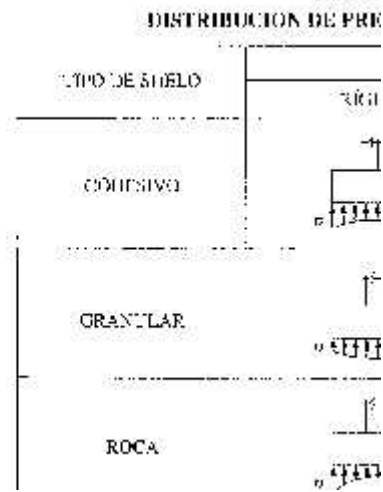


Figura 1.9

En la práctica, para evitar cálculos complejos, se adoptan distribuciones uniformes o lineales.

Pueden presentarse los siguientes casos:

$$a). e = \frac{M + V * h}{N + P} = 0 \quad [\text{Ec. 1.10}]$$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con $\dagger = \frac{N + P}{a_2 * b_2}$

$$b). e = \frac{M + V * h}{N + P} \leq \frac{a_2}{6} \quad [\text{Ec. 1.11}]$$

Corresponde a una distribución trapezoidal de tensiones

$$\begin{aligned} \max &= \frac{N + P}{a_2 * b_2} * \left(1 + \frac{6 * e}{a_2} \right) \\ \min &= \frac{N + P}{a_2 * b_2} * \left(1 - \frac{6 * e}{a_2} \right) \end{aligned}$$

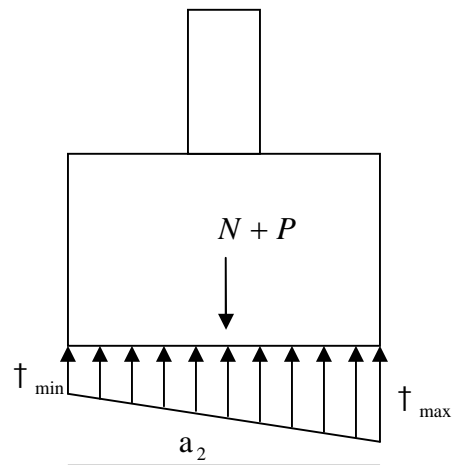


Figura 1.10

$$c). e = \frac{M + v * h}{N + P} > \frac{a_2}{6} \quad [\text{Ec. 1.12}]$$

Correspondería una distribución triangular con una zona comprimida y una traccionada. Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos, ver figura 1.12.

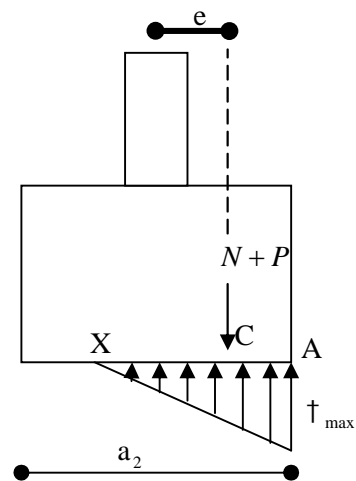


Figura 1.11

$$N + P = \frac{\dagger_{\max} * \overline{AX}}{2} * b_2$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{a_2}{2} - e \quad ; \quad \overline{AX} = \frac{3 * a_2}{2} - 3 * e$$

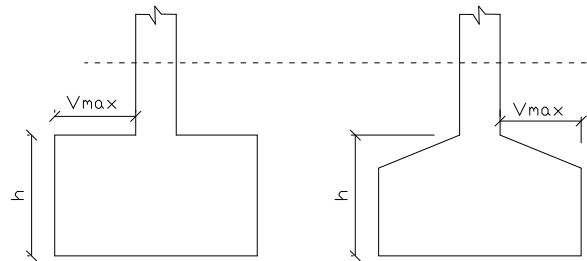
$$\dagger_{\max} = \frac{4 * (N + P)}{3 * (a_2 - 2 * e) * b_2} \quad [\text{Ec. 1.13}]$$

En todos los casos deberá cumplirse $\sigma_{\max} \leq 1.25 \sigma_{\text{adm}}$, y en el caso de distribución

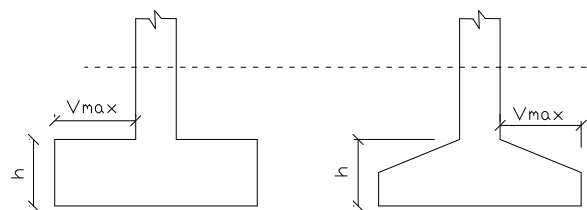
trapezoidal además $\frac{\dagger_{\max} + \dagger_{\min}}{2} \leq \dagger_{\text{adm}}$.

CALCULO DE LA ZAPATA:

Clasificación de la zapata para su cálculo:



ZAPATAS RIGIDAS: $0.5 = V_{\max} = 2h$



ZAPATAS FLEXIBLE: $V_{\max} > 2h$

Figura 1.12

El vuelo de la zapata viene dado por:

$$\epsilon = \frac{a_2 - a_1}{2}$$

[Ec. 1.14]

Calculo a realizar para cada tipo de zapata:

Tabla 1.1

CONPROVACIONES EN ZAPATAS AISLADAS	
TIPO	COMPROBACIONES
ZAPATAS RIGIDAS	FLEXION ESFUERZO CORTANTE FISURACION
ZAPATAS FLEXIBLES	FLEXION ESFUERZO CORTANTE PUNZONAMIENTO FISURACION

Calculo a flexión:

Este cálculo se realiza en cada dirección de cada lado de la zapata, retrasada a la cara del soporte una distancia e_1 , siendo:

$e_1 = 0.15 a_1$, si el soporte es de hormigón

$e_1 =$ la mitad de la distancia entre la cara del soporte y el borde de la cara de apoyo, si el soporte es metálico.

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cimiento ni el de las tierras o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

$$M_d = \frac{1}{2} * \chi_f * \frac{N}{a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e_1 \right)^2 \quad [\text{Ec. 1.15}]$$

$$\frac{M_d}{\frac{f_{ck} * b_2 * d^2}{\chi_c}} \quad [\text{Ec. 1.16}]$$

Con el resultado de esta última fórmula buscamos en el ábaco del Anexo 2d ó 2e, para encontrar su capacidad mecánica:

$$\frac{U_s}{\frac{f_{CK} * b_2 * d}{\chi_c}} \quad [\text{Ec. 1.17}]$$

Despejando la capacidad mecánica (U_s), determinamos la armadura en cada dirección con las tablas de Jiménez Montoya en el anexo 2h.

Si la zapata es rectangular, la armadura paralela al lado mayor se distribuye uniformemente en el ancho b_2 , una fracción de la armadura total A_s paralela al lado menor igual a:

$$\frac{2 * A_s * b_2}{a_2 + b_2} \quad [\text{Ec. 1.18}]$$

Se distribuye en un ancho b_2 centrado con el soporte, pero este ancho no se tomara inferior a $(a_1 + 2h)$.

Calculo a corte:

Consideraremos separadamente la zapatas rígidas y las flexibles con el fin de respetar las especificaciones de la norma EH-91.

Zapatas flexibles $> 2h$

La sección de referencia es la situada a un canto útil d de la cara del soporte, si este es de hormigón, o de la mitad del vuelo de la placa de anclaje, si el soporte es metálico.

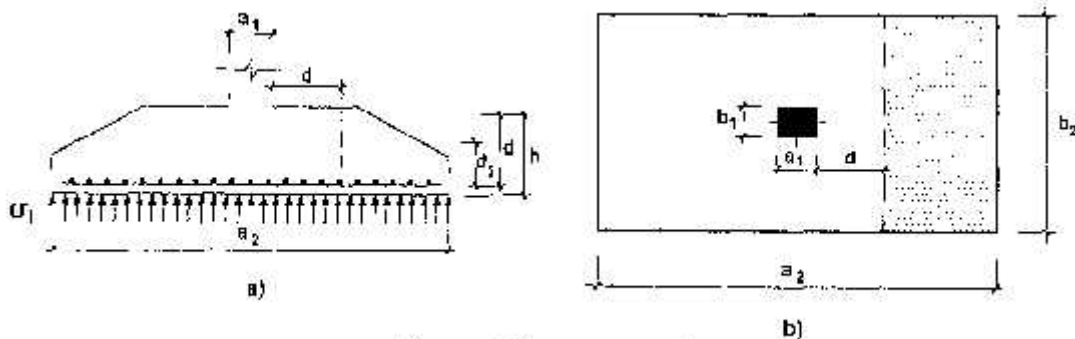


Figura 1.13

El esfuerzo cortante de cálculo resulta para presión uniforme τ en la dirección a_2 será:

$$Vd = \chi_s \cdot \tau \cdot b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [\text{Ec. 1.19}]$$

Siendo d el canto útil en cara del soporte, igualmente se calcula en la dirección b_2 .

El esfuerzo cortante de agotamiento será:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_2 \cdot d \quad [\text{Ec. 1.20}]$$

Se verifica que:

$$Vd \leq V_{cu} \quad [\text{Ec. 1.21}]$$

Donde $f_{cv} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ y donde $f_{cd} = \frac{f_{CK}}{\chi_c}$ f_{cv} y f_{cd} en kp/cm^2

Si no cumple la verificación, puede disponerse de armadura transversal en cada dirección. Es una solución antieconómica y casi segura ilógica, en estos casos es preferible aumentar el canto si es posible.

Zapatas rígidas $2h$

Para este tipo de zapatas se contemplan dos casos adicionales:

1) Si $a_1 > 1,5b_2$ (se supone $a_2 = b_2$), la comprobación se hace asignando a cada cara, una comprobación a esfuerzo cortante, la reacción τ del suelo actuante desde el plano de la cara hacia el exterior de la zapata en las zonas trapeziales.

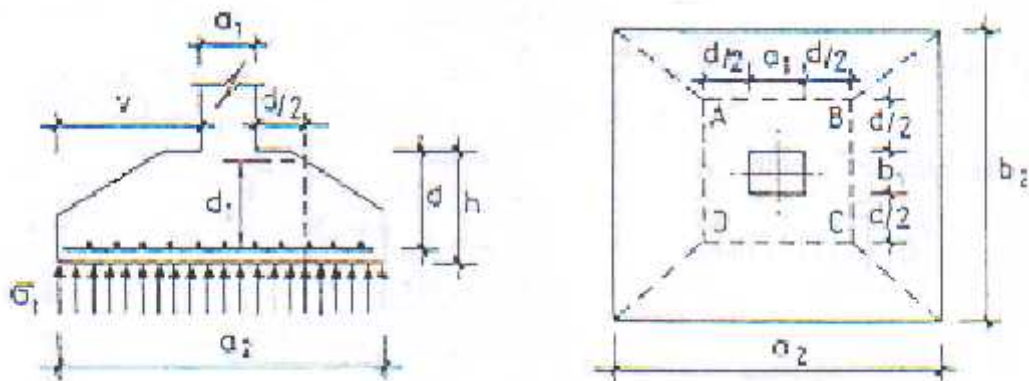


Figura 1.14

Por ejemplo, para la cara BC, el esfuerzo cortante de cálculo será:

$$V_d = \chi_f * \tau_t * \frac{(b_1 + b_2 + d)(a_2 - a_1 - d)}{4} \quad [\text{Ec. 1.22}]$$

El esfuerzo cortante último es únicamente el correspondiente a la zona BC de la sección de referencia, o sea:

$$V_{cu} = 2 * f_{cv} * d_1 * (b_1 + d) \quad [\text{Ec. 1.23}]$$

Donde $b_1 + d \leq b_2$ donde d_1 es el canto útil en la sección de referencia y se a de cumplir $V_d \leq V_{cu}$ para cada cara de S_p .

2) si $v > 1,5b_2$. la zapata en esa dirección funciona ya sensiblemente igual a una viga ancha, por tanto el cortante V_d viene dado en la dirección de a_2 :

$$V_d = \chi_s * \tau_t * b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [\text{Ec. 1.24}]$$

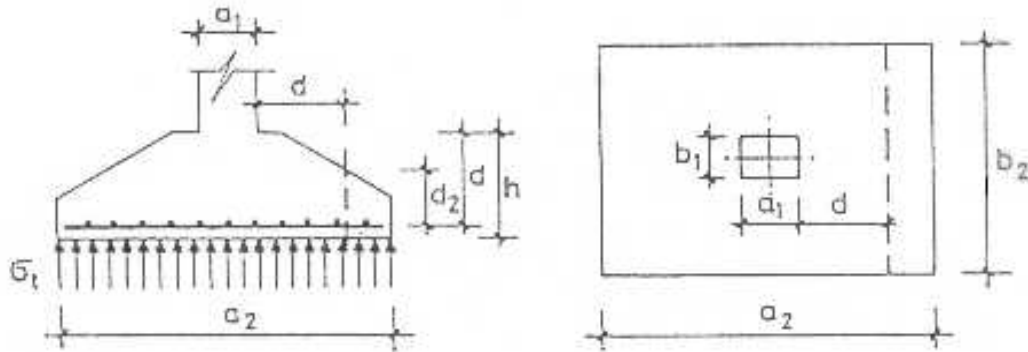


Figura 1.15

Donde el esfuerzo cortante ultimo es:

$$V_{cu} = f_{cv} * d_2 * b_2 \quad [\text{Ec. 2.25}]$$

Calculo a punzonamiento:

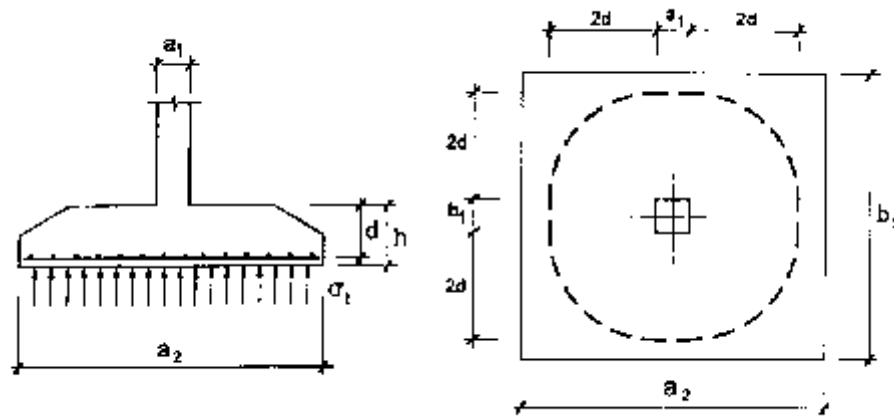


Figura 1.16

Se admite que la resistencia a punzonamiento, es equivalente a la de una superficie S_p de referencia, y cuyo contorno en planta esta formado de acuerdo a la siguiente figura, siendo S_p el perímetro crítico en el cálculo a punzonamiento distantes de sus caras $2d$, siendo “ d ” el canto útil de la zapata en cara de soporte.

La fuerza de punzonamiento será:

$$V_{pd} = \chi_f * \tau_t * (a_2 * b_2 - (a_1 + d) * (b_1 + d)) \quad [\text{Ec. 1.26}]$$

La fuerza de punzonamiento al agotamiento es:

$$V_{pu} = S_p * 2 * f_{cv} \quad [\text{Ec. 1.27}]$$

La superficie de punzonamiento:

$$S_p = d * (2 * a_1 + 2 * b_1 + 4 * d) \quad [\text{Ec. 1.28}]$$

Donde deberá cumplirse que:

$$V_{pd} \leq V_{pu} \quad [\text{Ec. 1.29}]$$

Calculo a fisuración:

En general la comprobación a fisuración debe realizarse en clase de exposición húmeda. Por ello el ancho de fisura máximo será $W_{\text{máx}} = 0.3 \text{ mm}$. Si las zapatas están

permanentemente sumergidas en agua no es necesaria la comprobación, pues no existe peligro de corrosión en las armaduras.

Se aconseja unos recubrimientos mínimos de 30 mm para la armadura principal, sobre el hormigón de limpieza.

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE en los Anexos 2f y 2g, que son tablas basadas en el Eurocódigo EC-2, que son perfectamente útiles a nivel de proyecto.

Aparte de los cálculos vistos tanto para zapatas rígidas como flexibles es importante hacer las siguientes comprobaciones:

Comprobación a las condiciones de adherencia:

Se comprueban en ambas direcciones, pero con algunas diferencias en la comprobación entre zapata flexible y rígida, para la sección de referencia y área de carga se tiene, para barras de alta adherencia:

$$V_d = \alpha_f * \frac{N}{a_2} * (\epsilon + e_1) = [\text{kp}] \quad [\text{Ec. 1.30}]$$

Análogamente se calcula para la dirección en b_2 .

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * u} = [\text{kp/cm}^2] \quad [\text{Ec. 1.31}]$$

Donde:

N = número de barras

U = perímetro de la barra ($\pi * \phi$) cm

Se tiene que verificar que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad [\text{Ec. 1.32}]$$

Para zapatas rígidas ($v_{\max} \leq 2h$)

$$\dagger_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad [\text{Ec. 1.33}]$$

Para zapatas flexibles ($v_{\max} \geq 2h$)

$$\dagger_{bd} = \frac{\dagger_{bu}}{1.6} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2} \quad [\text{Ec. 1.34}]$$

Este valor lo obtenemos del gráfico en el Anexo 2j

Comprobación a las condiciones de anclaje:

$$l_b = m * w^2 > \frac{f_{yk}}{200} * w \quad [\text{Ec. 1.35}]$$

Donde:

m = se obtiene de la tabla en el anexo 2k

w = diámetro en cm.

Puede conducir en teoría a grandes esfuerzos en las extremidades de las barras, aunque ya allí hicimos algunas consideraciones que moderan esa hipótesis. De todas formas, EH-91 establece que si v es menor o igual que h, el anclaje se contará a partir del punto A lineal de la parte recta de la barra. De acuerdo con EH-91, en sentido estricto basta doblar con el radio correspondiente y llevar a partir de ese punto una longitud tal que se tenga $\frac{1}{3}l_b$, $10w$ ó 15 cm, lo que sea mayor, siendo l_b la longitud teórica de anclaje.

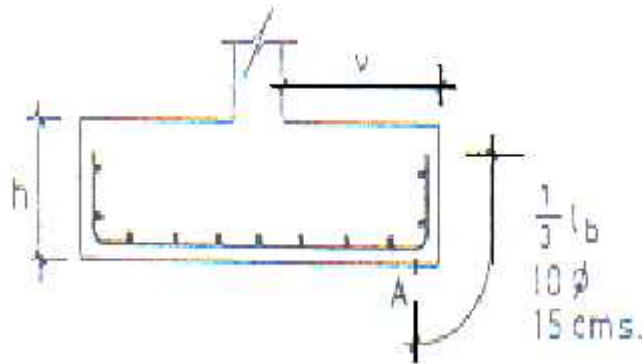


Figura 1.17

Si $v > h$, EH-91 establece que el anclaje se cuente desde una longitud igual a un canto de la cara de la zapata, dicho de otra forma no llevara el doblado de la barra en ninguna de las dos caras laterales de la zapata, sino un anclaje en piezas lineales, siempre que el vuelo v cumpla:

$$\epsilon \geq d + l_b + r \quad [\text{Ec. 1.36}]$$

Donde r es el recubrimiento lateral

En cualquiera de los dos casos, la armadura se llevara entera, como mínimo, de lado a lado de la zapata.

1.6.2. ZAPATA MEDIANERA

La necesidad de su uso aparece en cuanto se disponen soportes junto a las lindes de propiedad del terreno en que se va a construir el edificio. Las zapatas de medianería son de uso muy frecuente en la práctica. Existen diferentes sistemas para solucionar el problema, que en definitiva es apoyar un soporte de medianera, como se puede apreciar en la figura 1.18.

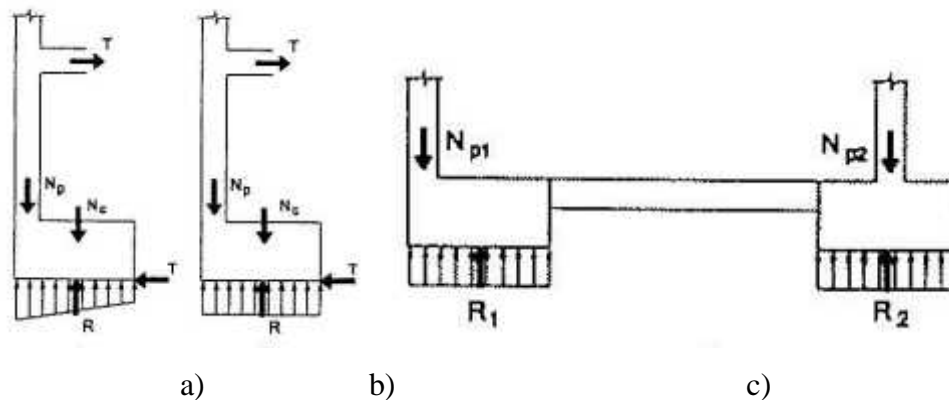


Figura 1.18

En la solución a) se trata de un sistema en que la resultante R es excéntrica respecto al cimiento, provocando por tanto un diagrama no uniforme de presiones de respuesta del terreno, la diferencia de tensiones σ'_t a lo largo del cimiento provoca a traves de

asientos diferenciales de un borde al otro, el giro del cimiento. Como el soporte se supone elásticamente empotrado en el cimiento, sufre un giro y aparece un par de fuerzas T , una a nivel del forjado o vigas de techo y otra en la superficie de contacto entre zapata y terreno.

La solución b) corresponde a una simplificación de la a) en la que se supone que el par formado por las dos fuerzas T es capaz de centrar exactamente la resultante, con lo que la zapata recibe una respuesta uniforme del terreno. Esta hipótesis debe ser verificada, pero se cumple casi siempre de forma aceptable.

La solución c) consiste de disponer una viga centradora que une la zapata de pilar medianero con una zapata de pilar interior, con ello se consigue centrar la reacción R_1

Solución a)

Se supone que el equilibrio se alcanza mediante una distribución lineal de tensiones bajo la zapata, con valores extremos σ'_{11} y σ'_{12} y resultante R . La excentricidad de R produce un par de fuerzas horizontales T , una a nivel del piso superior y otra a nivel del plano de cimentación, como indica la figura.

Figura 1.19

Hecho el estudio y cálculo, obtenemos el valor de T mediante la ecuación

$$T = \frac{N_p \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)}{L + h + \frac{K \lambda L^2}{36 EI} a_2^3 b_2} \quad [\text{Ec. 1.37}]$$

Donde:

K = coef. de balasto para las dimensiones de la zapata

λ = coef. del grado de empotramiento del soporte (1 para articulación, 0,75 para empotramiento).

E = modulo de deformación del material $21000 \sqrt{f_{ck}}$

I = momento de inercia con respecto a la sección del soporte

El signo positivo de T es el correspondiente a la figura. En este caso el valor de K puede ser conocido, ya que como es sabido depende de las dimensiones en planta de la zapata con la tabla del anexo 1.

Se supone que todo el terreno bajo la zapata está comprimido, y que la presión máxima σ'_{t1} guarda una cierta relación con la presión media o admisible σ'_t .

$$\sigma'_{t1} \leq \beta \sigma'_t \quad [\text{Ec. 1.38}]$$

Donde el valor habitual de β es 1.33

Si llamamos "e" a la excentricidad de la resultante R de las presiones σ'_t , y viene dada por la formula generalizada de flexión compuesta.

$$e = \frac{K \lambda L^2 b_2 a_2^3 T}{36 EI (N_p + N_c)} \quad [\text{Ec. 1.39}]$$

Solución b)

Será tomado esta solución como primera opción, para el cálculo de nuestras zapatas en este proyecto. Se supone que las fuerzas T centran la carga bajo la zapata de forma que la presión sobre el suelo vale.

$$t'_t = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [\text{Ec. 1.40}]$$

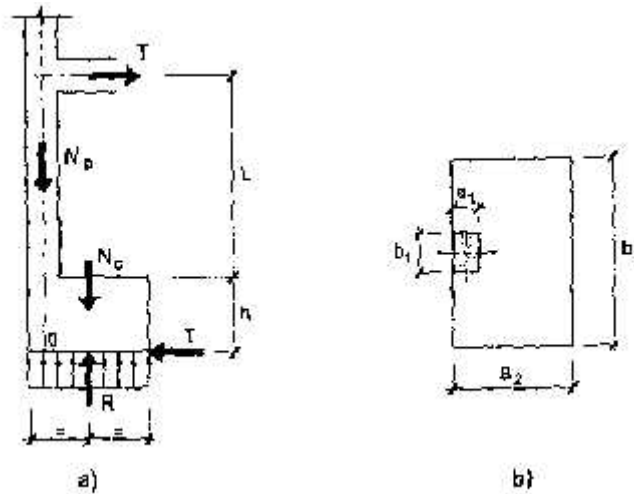


Figura 1.20

El valor de \$T\$ lo calculamos con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{N_p(a_2 - a_1)}{2(L + h)} \quad [\text{Ec. 1.41}]$$

Es de destacar la extraordinaria sencillez del método, sobre todo comparando con el anterior, teniendo el mismo un inconveniente de producir un incremento de momento en el soporte. En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación de este método, basta comprobar la siguiente condición.

$$\frac{K \} L^2 b_2 a_2^2 T}{6EI(N_p + N_c)} \leq -1 \quad [\text{Ec. 1.42}]$$

CALCULO DE LA ZAPATA

Cálculo a flexión:

Se considera una viga virtual en voladizo ABCD, empotrada en el soporte y con

vuelo $\epsilon = a_2 - \frac{a_1}{2}$, y ancho el del soporte b_1 mas medio canto a cada lado ($b_1 + d$).

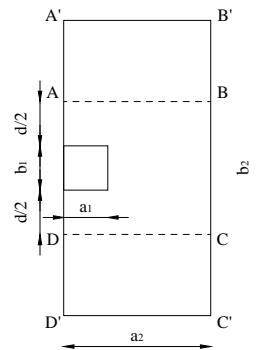


Figura 1.21

Sobre esta viga apoya la losa A'B'C'D', compuesta de dos losas en voladizo de ancho a_2 y vuelo $b_2/2$, sometidas a la correspondiente distribución de presiones σ_t . sobre la viga actúa el par de fuerzas T, que debe considerarse en el dimensionamiento.

En la losa:

$$Md = \chi_s \uparrow_t a_2 \frac{b_2^2}{8} \quad [\text{Ec. 1.43}]$$

En la viga virtual:

$$Md = \chi_s \uparrow_t b_2 \frac{\left(a_2 - \frac{a_1}{2}\right)^2}{2} \quad [\text{Ec. 1.44}]$$

En las zonas no cubiertas por la armadura de la viga, se dispone en la losa una armadura de reparto que resista un momento igual al 20 % del que resiste la armadura de la losa paralela a la dirección b_2 , y que cumpla la condición de separación máxima 30 cm.

Cálculo a esfuerzo cortante:

Se realiza de acuerdo con el método general visto en zapatas de pilar interior, correspondiente según la zapata sea rígida o flexible, figura 1.22.

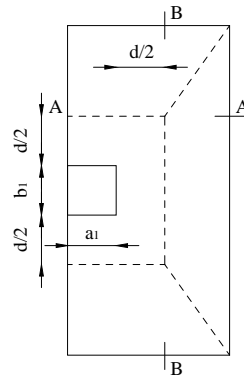


Figura 1.22

En la sección BB el ancho viene dado por:

$$b_B = b_1 + d$$

$$Vd = \chi_s \uparrow_t \left(\frac{b_2 + b_B}{2} \right) \left(a_2 - a_1 - \frac{d}{2} \right) \quad [\text{Ec. 2.45}]$$

Donde se debe cumplir:

$$Vd \leq 2 f_{CV} b_B d \quad [\text{Ec. 2.46}]$$

En la sección AA el ancho viene dado por:

$$b_A = a_1 + d/2$$

$$Vd = \chi_s \uparrow_t \left(\frac{a_2 + b_A}{2} \right) \left(\frac{b_2 - b_B}{2} \right) \quad [\text{Ec. 2.47}]$$

Donde se debe cumplir:

$$Vd \leq 2 f_{CV} b_A d \quad [\text{Ec. 1.48}]$$

Si la zapata es rígida, esta comprobación engloba, como ya vimos, la de punzonamiento.

Cálculo a punzonamiento:

De acuerdo con el análisis, el perímetro crítico es el indicado por la figura 2.23:

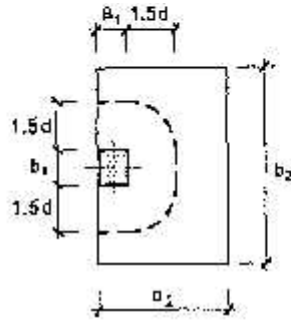


Figura 1.23

La comprobación a punzonamiento en zapatas flexibles se realiza como se ha explicado en zapatas aisladas, con las siguientes variables:

$$V_{pd} = \chi_f \tau_t (a_2 b_2 - a_1 b_1 - 4a_1 d - 2b_1 d - 2f d^2) \quad [\text{Ec. 1.49}]$$

Donde el área crítica es:

$$S_p = 2\left(a_1 + \frac{b_1}{2} + f d\right) d \quad [\text{Ec. 1.50}]$$

Cálculo a fisuración:

Las comprobaciones a fisuración de la losa pueden realizarse mediante los gráficos de los Anexos 2f y 2g, de acuerdo a lo que se hizo con la zapata de pilar interior.

Comprobación a las condiciones de adherencia:

Esta comprobación en zapatas medianeras es suficiente hacerla para la losa, la cual es parecida al de la zapata aislada.

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{b_2} * (\epsilon + e_1) = [\text{kp}] \quad [\text{Ec. 1.51}]$$

Posteriormente

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * u} = [\text{kp/cm}^2] \quad [\text{Ec. 1.52}]$$

Se tiene que verificar que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad [\text{Ec. 1.53}]$$

Para zapatas rígidas ($v_{\max} \leq 2h$)

$$\dagger_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad [\text{Ec. 1.54}]$$

Para zapatas flexibles ($v_{\max} \geq 2h$)

$$\dagger_{bd} = \frac{\dagger_{bu}}{1.6} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2} \quad [\text{Ec. 1.55}]$$

Este valor lo obtenemos del gráfico en el Anexo 2j

Comprobación a las condiciones de anclaje:

La comprobación en la losa es idéntica al de una zapata aislada.

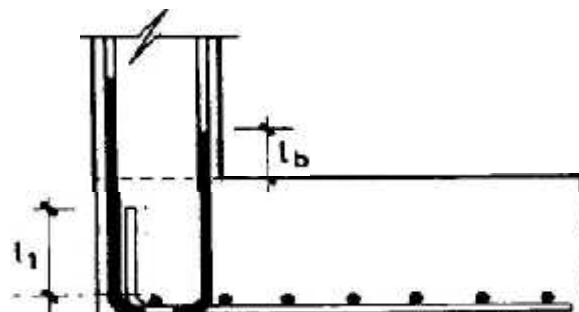


Figura 1.24

Es especialmente importante el estudio del anclaje de la armadura en la viga virtual, en la extremidad A vale lo dicho en zapatas aisladas. En la extremidad B, la armadura de la viga virtual debe solaparse con la armadura de espera, una longitud l_1 igual a la de solape de la más gruesa de las armaduras. Existe la necesidad de situar la armadura de la viga agrupada cerca de la armadura de espera, a una distancia entre ejes no mayor de 5ϕ , siendo ϕ el diámetro de la armadura más fina, con el objeto de conseguir una buena transmisión de esfuerzos.

Como excepción en zapatas medianeras, la armadura de espera necesita estribos con el mismo diámetro y separación que en el soporte, ya que las barras próximas a la cara de la zapata presentan sensiblemente el mismo riesgo de pandeo que las del soporte.

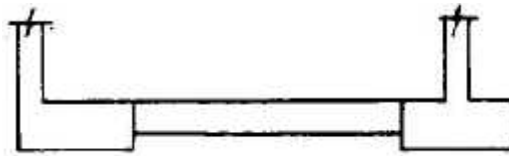
Solución c)

Figura 1.25

El método consiste en enlazar la zapata medianera a otra zapata interior, mediante una viga que recibe el nombre de centradora, figura 1.25. Porque efectivamente desempeña la función de centrar la fuerza de reacción del suelo bajo la zapata medianera

Figura 1.26

El esquema de calculo que se indica en la figura 2.26, donde dada la gran rigidez del conjunto zapatas-viga centradora, frente a los soportes, los momentos adicionales producidos en estos, pueden despreciarse, el esquema estructural es el de la figura b) es decir, el de una viga simplemente apoyada sometida a la carga R'_1 , a la que aplicamos las condiciones de equilibrio.

$$Np_1 + Nc_1 + Np_2 + Nc_2 - R'_1 - R'_2 = 0 \quad [\text{Ec. 1.56}]$$

$$Np_1 * l - (R'_1 - Nc_1) * c = 0 \quad [\text{Ec. 1.57}]$$

Sistema que resuelto conduce a:

$$R'_1 = Np_1 * l/c + Nc_1 \quad [\text{Ec. 1.58}]$$

$$R'_2 = Np_2 + Nc_2 - Np_1 * \left(\frac{1}{c} - 1\right) \quad [\text{Ec. 1.59}]$$

La primera condición que debe cumplir la solución es que la viga centradora no levante el soporte 2, es decir:

$$Np_2 + Nc_2 - Np_1 * \left(\frac{1}{c} - 1\right) > 0 \quad [\text{Ec. 1.60}]$$

Un criterio simplificado, del lado de la seguridad, es exigir que la ecuación anterior se cumpla actuando en el soporte 1 la carga permanente más la sobrecarga (Np_1) y en el soporte 2 solo la carga permanente (Ng_2).

$$Ng_2 + Nc_2 - Np_1 * \left(\frac{1}{c} - 1\right) > 0 \quad [\text{Ec. 1.61}]$$

Para el cálculo de las zapatas y de la viga centradora, no consideraremos los pesos propios de zapatas y viga, por lo que las cargas correspondientes son:

Con $Nc_1 = 0$

$$R'_1 = Np_1 * \frac{1}{c} \quad [\text{Ec. 1.62}]$$

$$\sigma_{t1} = \frac{Np_1 * 1}{a_2 * b_2 * c} \quad [\text{Ec. 1.63}]$$

Con $Nc_2 = 0$

$$\sigma_{t2} = \frac{Np_2 - Ng_1 * \left(\frac{1}{c} - 1\right)}{a'_2 * b'_2} \quad [\text{Ec. 1.64}]$$

CALCULO DE LA VIGA CENTRADORA

Para el cálculo de la viga centradora, nos basaremos de acuerdo a la figura 1.27, donde detallamos lo siguiente:

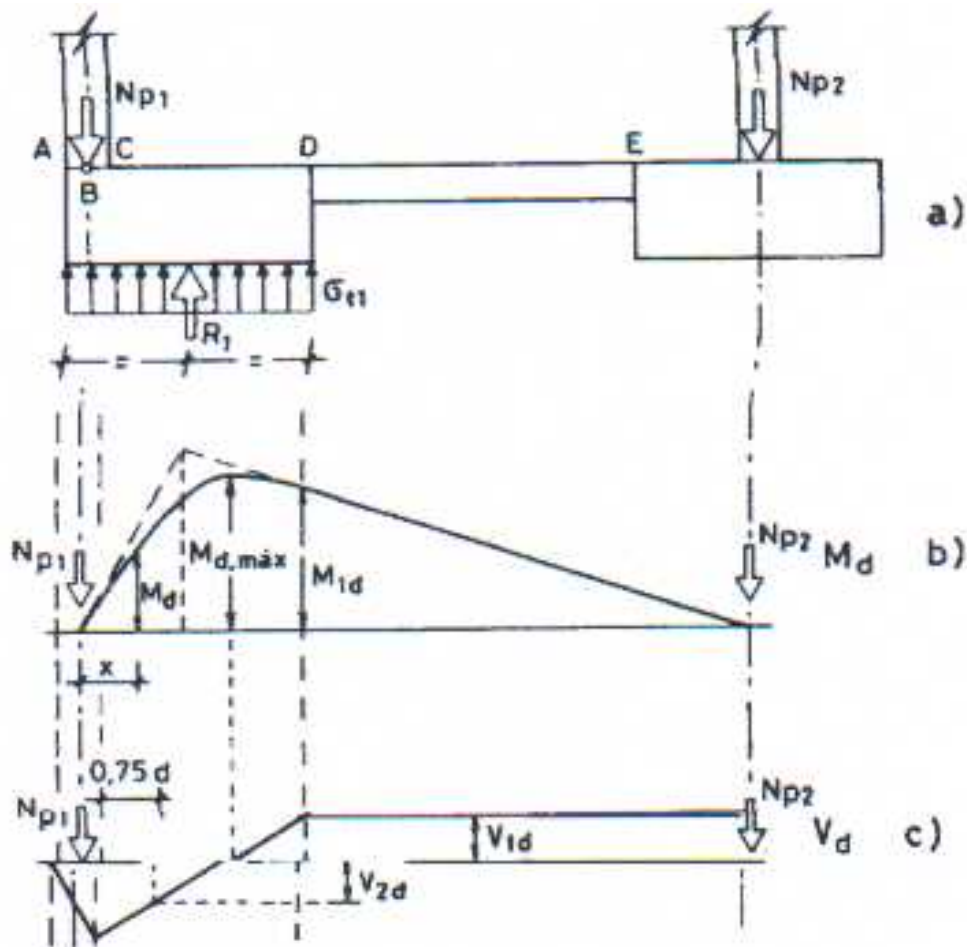


Figura 1.27

El momento máximo en la viga resulta de la ecuación donde, el signo negativo en los momentos indica tracción en la cara superior.

$$M_{1d} = -x_f * \frac{N_{p1}}{2} * \left[a_2 * \left(2 - \frac{1}{c} \right) - a_1 \right] \quad [\text{Ec. 1.65}]$$

El momento máximo absoluto se presenta en el interior de la zapata, de B a D, la ley de momentos flectores, siendo x la distancia al eje del soporte 1, es:

$$M_d = -x_f * N_{p1} * \left[x - \frac{1}{2} * \left(\frac{a_1}{2} + x \right)^2 * \frac{1}{a_2 * c} \right] \quad [\text{Ec. 1.66}]$$

Donde x resulta de:

$$X_{\max.} = a_2 * \frac{c}{1} - \frac{a_1}{2} \quad [\text{Ec. 1.67}]$$

Que sustituyendo en la ecuación anterior:

$$M_{d \max.} = -x_f * \frac{Np_1}{2} * \left(a_2 * \frac{c}{1} - a_1 \right) \quad [\text{Ec. 1.68}]$$

Lo normal es dimensionar la viga para el momento M_{1d} , ya que $M_{d \max.}$ ocurre en el interior de la zapata. La distribución de esfuerzos cortantes se indica en la figura c) y es constante sobre la viga con valor:

$$V_{1d} = x_f * Np_1 * \left(\frac{1}{c} - 1 \right) \quad [\text{Ec. 1.69}]$$

Es necesario prolongar los estribos hasta la fachada y cubriendo el valor de V_{2d} en el interior de la zapata para evitar la comprobación a punzonamiento.

CALCULO DE LA ZAPATA MEDIANERA

Cálculo a flexión:

Dada la existencia de una viga de soporte a soporte, la zapata flecha exclusivamente en sentido perpendicular a la viga (figura 1.28) y su cálculo a flexión, fisuración, adherencia y anclaje es totalmente idéntico al cálculo de zapatas corridas, considerando el ancho b de la viga como el de un muro virtual que apoyase en la zapata.

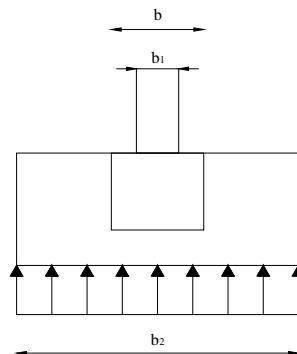


Figura 1.28

Su dimensionamiento puede realizarse directamente mediante tablas para zapatas corrida que figuran en los anexos

Cálculo a esfuerzo cortante:

La comprobación a cortante se hace en el sentido de b_2 , con las correspondientes distinciones según que en ese sentido la zapata sea rígida o flexible.

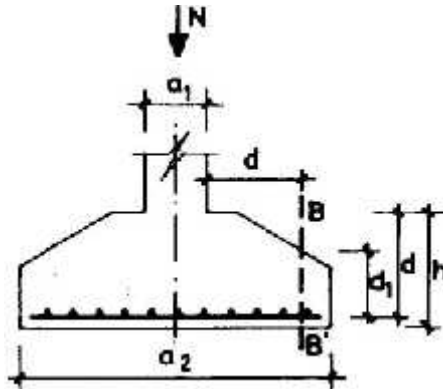


Figura 1.29

Zapata rígida $v \leq 2h$

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1 - d}{2} \right) \quad [\text{Ec. 1.70}]$$

Donde se debe comprobar $V_d < V_{cu}$

$$V_{cu} = 2 * d_1 * f_{cv} \quad [\text{Ec. 1.71}]$$

Zapata flexible $v > 2h$

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [\text{Ec. 1.72}]$$

Donde se debe comprobar $V_d < V_{cu}$

$$V_{cu} = d_1 * f_{cv} \quad [\text{Ec. 1.73}]$$

Comprobación a las condiciones de fisuración:

Se lo realiza como en las demás zapatas, con las tablas de los Anexos 2f y 2g.

Comprobación a las condiciones de adherencia:

Esta comprobación es igual a la de zapata aislada con la diferencia que se comprobara solo en la cara del lado b.

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{b_2} * \left(\frac{b_2 - b_1}{2} - e \right) \quad [\text{Ec. 1.74}]$$

Debe satisfacer las condiciones que en zapatas aisladas, considerando si se trata de zapata rígida o flexible.

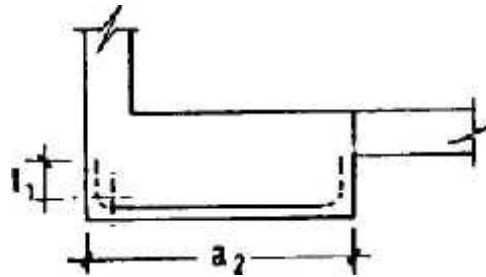
Comprobación a las condiciones de anclaje:

Figura 1.30

La armadura de la zapata paralela a la viga centradora, al ser una armadura de reparto no necesita ser anclada de manera especial, por lo tanto:

Si $a_2 \geq 2l_b + 10$, basta prolongar recta de lado a lado

Si $a_2 \geq 1,4l_b + 10$, es necesario disponer patillas en los extremos

Si $a_2 < 1,4l_b + 10$, es necesario disponer un tramo recto $l_1 = l_b - \frac{a_2 - 10}{1,4}$

Los anclaje restantes se lo realiza igual que una zapata aislada, tomando en cuenta que los estribos de la armadura de espera debe ser igual que el del pilar, ya que las barras próximas a la cara de la zapata presentan sensiblemente el mismo riesgo de pandeo que las del soporte.

CALCULO DE LA ZAPATA AISLADA

Este cálculo corresponde al caso de zapatas aisladas donde, únicamente debe observarse que la presión de reacción del suelo, debida a la reacción ascendente provocada por la viga centradora, se reduce a:

$$\dagger_{12} = \frac{N_{p2} - N_{g1} * \left(\frac{1}{c} - 1\right)}{a'_2 * b'_2} \quad [\text{Ec. 1.75}]$$

1.6.3. ZAPATA DE ESQUINA

Este tipo de zapatas aparece en los edificios, en las esquinas en que concurren dos zapatas medianeras o también en las que concurre una medianera y una fachada en límite de vía pública, figura 1.31.

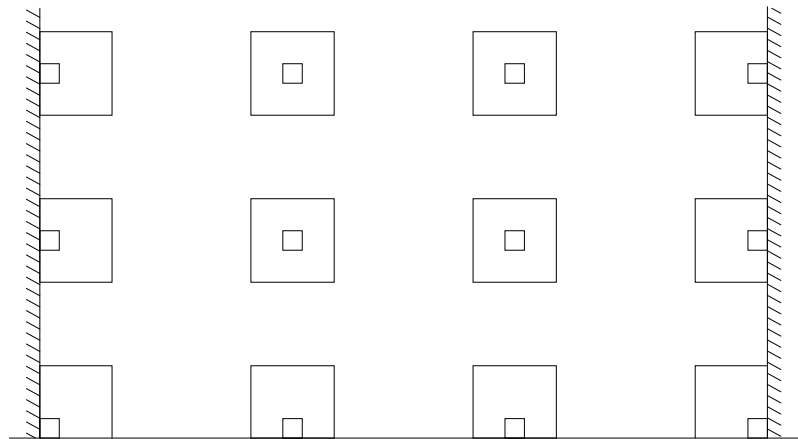


Figura 1.31

Son por tanto de uso muy frecuente en construcción urbana y en ciertos tipos de construcciones industriales.

Como en el caso de zapatas medianeras, explicado anteriormente, analizaremos varios tipos de solución.

a) Distribución variante de presiones, con reacción en la estructura de techo de planta baja.

- b) Distribución uniforme de presiones, con reacción del mismo tipo.
 c) Distribución uniforme de presiones, mediante la disposición de dos vigas centradoras.

Solución a) Zapata de esquina con distribución variable de presiones y reacción en la estructura del piso superior:

El planteamiento para soporte y zapata, es idéntico el efectuado en el tema de zapatas medianeras, pero la solución aquí presenta una complejidad muy grande si el soporte y la zapata no son cuadrados.

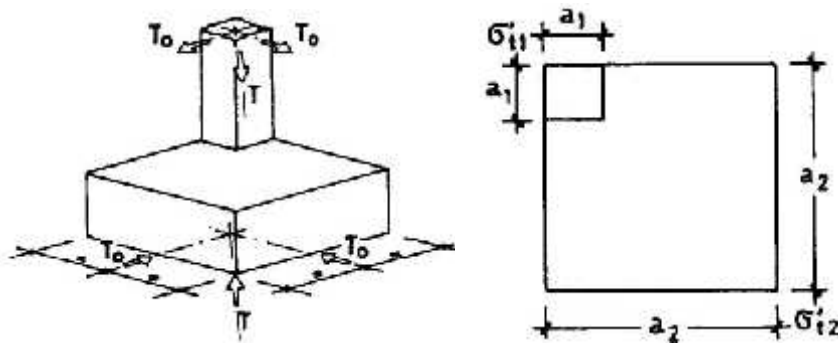


Figura 1.32

En la figura 2.33 se indica el esquema estructural y las fuerza sen equilibrio. Una sección por el plano vertical de simetría del conjunto es indicada en la figura 1.33

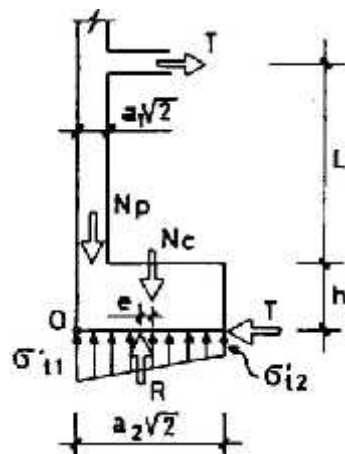


Figura 1.33

Aplicando las fuerzas de equilibrio, se tiene:

$$N_p + N_c = a_2^2 * \frac{\tau'_{t1} + \tau'_{t2}}{2} \quad [\text{Ec. 1.76}]$$

Mediante un análisis se obtiene el valor de la fuerza T, donde I es el momento de inercia de la sección del soporte respecto a una de sus diagonales.

$$T = \frac{N_p * (a_2 - a_1) * \frac{\sqrt{2}}{2}}{L + h + \frac{K a_2^4 L^2}{36 EI}} \quad [\text{Ec. 1.77}]$$

A partir del valor de T se obtiene T_o:

$$T_o = T \frac{\sqrt{2}}{2} \quad [\text{Ec. 1.78}]$$

$$T = \frac{N_p * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)}{L + h + \frac{K a_2^4 L^2}{36 EI}} \quad [\text{Ec. 1.79}]$$

Se supone que todo el terreno bajo la zapata está comprimido y que la presión máxima τ'_{t1} guarda una cierta relación con la tensión admisible τ'_t .

$$\tau'_{t1} \leq s \tau'_t \quad [\text{Ec. 1.80}]$$

Donde s , tiene el valor que para los anteriores casos 1.33, pero además:

$$\tau'_t = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [\text{Ec. 1.81}]$$

Si llamamos e a la excentricidad de la resultante R de las presiones τ'_t , la ley de presiones, para un cuadrado flectando en el sentido de una diagonal, viene dada por:

$$e = \frac{K L^2 a_2^4 T}{36 * (N_p + N_c) EI} \quad [\text{Ec. 1.82}]$$

Solución b) Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones y reacción en la estructura del piso superior:

Se supone que las fuerzas T, centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión sobre el suelo vale, siendo R la resultante de presiones, figura 1.34.

$$\dagger'_t = \frac{R}{a_2^2} \quad [\text{Ec. 1.83}]$$

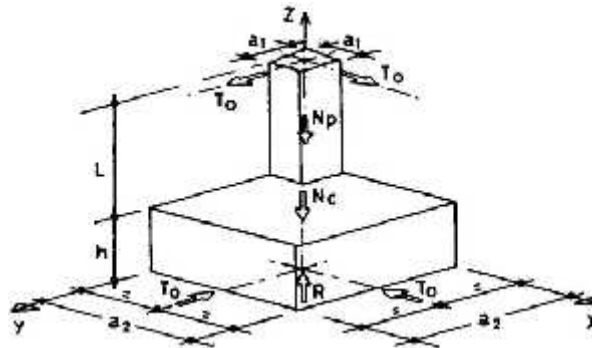


Figura 1.34

Se desarrolla el método, como en el caso anterior, para soporte y zapatas cuadradas, donde escribiendo las seis ecuaciones de equilibrio para el sólido soporte-zapata, según los tres ejes X, Y, Z y momentos respecto a los tres ejes igual a cero, se tiene:

$$\Sigma X = 0 \quad T_o - T_o = 0$$

$$\Sigma Y = 0 \quad T_o - T_o = 0$$

$$\Sigma Z = 0 \quad R - N_p - N_c = 0$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad T_o*(L+h) + N_p*\frac{a_1}{2} + N_c*\frac{a_2}{2} - R*\frac{a_2}{2} = 0 \quad [\text{Ec. 1.84}]$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad -T_o*(L+h) - N_p*\frac{a_1}{2} - N_c*\frac{a_2}{2} + R*\frac{a_2}{2} = 0 \quad [\text{Ec. 1.85}]$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad T_o*\frac{a_1}{2} - T_o*\frac{a_1}{2} + T_o*\frac{a_2}{2} - T_o*\frac{a_2}{2} = 0 \quad [\text{Ec. 1.86}]$$

Sistema cuya ecuación es:

$$R = N_p + N_c \quad [\text{Ec. 1.87}]$$

Luego se tiene:

$$\dagger'_t = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [\text{Ec. 1.88}]$$

$$T_o = Np * \frac{a_2 - a_1}{2 * (L + h)} \quad [\text{Ec. 1.89}]$$

En caso de duda sobre la aplicabilidad de la simplificación que este método presenta, basta comprobar la siguiente condición, caso contrario se deberá resolver con la solución a).

$$\frac{K \} L^2 a_2^3 T}{6EI(Np + Nc)} \leq \frac{S - 1}{\sqrt{2}} \quad [\text{Ec. 1.90}]$$

El valor de T puede calcularse con la ecuación de la solución a), o simplifícadamente, mediante la siguiente ecuación:

$$T = T_o * \sqrt{2} \quad [\text{Ec. 1.91}]$$

CALCULO DE LA ZAPATA

En los dos casos estudiados, la zapata constituye una placa gruesa empotrada en el soporte por una de sus esquinas, por lo que su funcionamiento es complejo.

Cálculo a flexión:

Este calculo es un método simplificado, basado en suponer dos vigas virtuales en voladizo, OA y OB, empotradas en el soporte, y sobre estas vigas se considera apoyada una placa cuadrada de lado a_2 , sometida a la ley de presiones del terreno, figura 1.35.

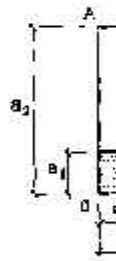


Figura 1.35

En su estudio resultan unos momentos máximos, uno en dirección de la diagonal que pasa por el soporte y produce tracciones en la cara inferior, y otro en dirección ortogonal que produce tracción en la cara superior.

$$M = \frac{t_i * a_2^2}{4,8} \quad [\text{Ec. 1.92}]$$

Como el armado en diagonal complica mucho la ferralla, disponemos la armadura del momento M por metro de ancho en ambas direcciones de la zapata. Para el cálculo de las vigas virtuales, el análisis teórico conduce a un momento en cada voladizo.

$$M_v = \frac{t_i * a_2^3}{3} \quad [\text{Ec. 1.93}]$$

La armadura de la placa se dispone en horquillas como indica la figura 1.36, con lo que se simplifica el anclaje en el extremo A, el anclaje en el extremo B de acuerdo con lo detallado en zapatas interiores.

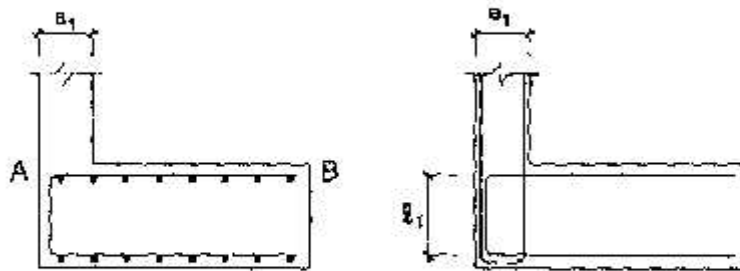


Figura 1.36

Cálculo a figuración:

Se realiza de acuerdo a las tablas de los Anexos 2f y 2g con las indicaciones y detalles que se dio en zapatas aisladas internas.

Calculo a esfuerzo cortante:

Este cálculo se lo realiza de acuerdo al método general detallado en zapatas interiores, con la distinción correspondiente según la zapata sea rígida o flexible.

Figura 1.37

El esfuerzo cortante debe comprobarse en las secciones correspondientes a ambas direcciones AA y BB. Si la zapata es rígida, este cálculo engloba al cálculo de punzonamiento.

Comprobación de adherencia:

De acuerdo con los valores de esfuerzo cortante V_d por unidad de longitud, proporcionado por la fórmula:

$$V_d = f_c * 0,58 * \tau_t * a_2 \quad [\text{Ec. 1.94}]$$

Se calcula las tensiones

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u} \quad [\text{Ec. 1.95}]$$

Donde se tiene que verificar lo expuesto en las anteriores comprobaciones de adherencia.

Comprobación a las condiciones de anclaje:

Se realiza de igual manera que para zapata medianera, que ya se explico anteriormente.

Solución c) Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones, conseguida mediante dos vigas centradoras:

El esquema se indica en la figura 1.38. Llamemos N_{p1} , N_{p2} , N_{p3} los esfuerzos axiales de los tres soportes y N_{c1} , N_{c2} , N_{c3} los pesos de los tres cimientos. Sean R_1 y R_2 las reacciones ascendentes producidas en los soportes 1 y 2 por la reacción R , centrada bajo el cimiento del soporte de esquina 3.

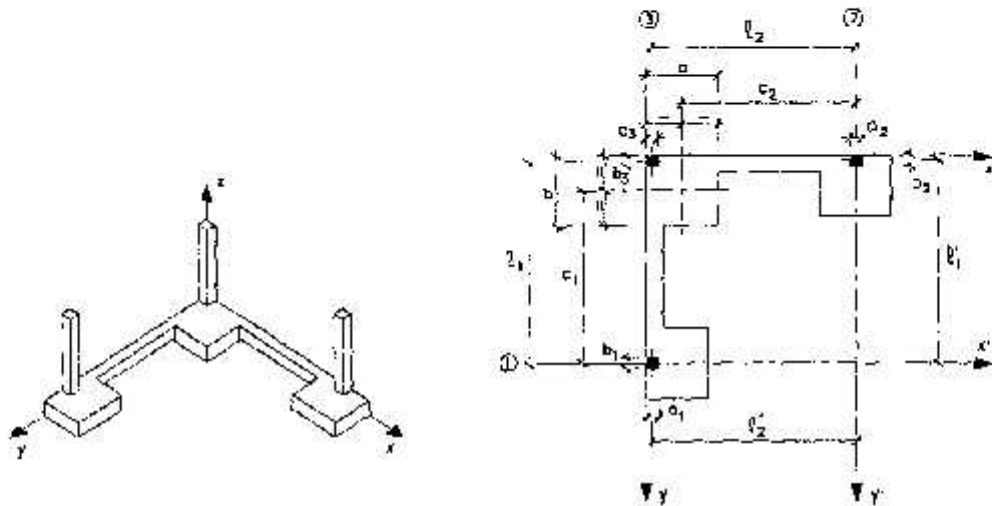


Figura 1.38

Aplicando las ecuaciones de equilibrio al sistema formado por las fuerzas N_{p3} , N_{c3} , R_1 , R_2 , R , respecto a los ejes X , Y , se han sustituido por los ejes paralelos X' , Y' como indica la figura 2.39.

$$\sum Z = 0 \quad N_{p3} + N_{c3} - R_1 - R_2 - R = 0$$

$$\sum M_{x'} = 0 \quad -N_{p3} \cdot l_1 - N_{c3} \cdot c_1 - R_2 \cdot l'_1 + R \cdot c_1 = 0$$

$$\sum M_{y'} = 0 \quad N_{p3} \cdot l_2 + N_{c3} \cdot c_2 + R_1 \cdot l'_2 + R \cdot c_2 = 0$$

Sistema que resuelto y simplificado, conduce a las siguientes ecuaciones para determinar las reacciones:

$$R_1 = N_{p3} \cdot \frac{l_2 \cdot (l_1 - c_1)}{l_1 \cdot c_2 + l_2 \cdot c_1 - l_1 \cdot l_2} \quad [\text{Ec. 1.96}]$$

$$R_2 = N_{p3} \cdot \frac{l_1 \cdot (l_2 - c_2)}{l_1 \cdot c_2 + l_2 \cdot c_1 - l_1 \cdot l_2} \quad [\text{Ec. 1.97}]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \cdot \frac{l_1 \cdot l_2}{l_1 \cdot c_2 + l_2 \cdot c_1 - l_1 \cdot l_2} \quad [\text{Ec. 1.98}]$$

La presión bajo la zapata resulta por tanto:

$$t'_t = \frac{R}{a \cdot b} \quad [\text{Ec. 1.99}]$$

Para el cálculo estructural de la zapata, el valor de t'_t vale:

$$t_t = \frac{R - N_{c3}}{a * b} \quad [\text{Ec. 1.100}]$$

Es necesario asegurarse que las fuerzas R_1 y R_2 no levantan los soportes, por lo tanto adoptaremos la simplificación de que actuando en el soporte 3 la carga permanente más la sobrecarga, no se produzca levantamiento en los soportes 1 y 2, actuando en ellos sólo sus cargas permanentes N_{g1} , N_{g2} , más el peso de sus cimientos, N_{c1} , N_{c2} . Es decir:

$$R_1 = N_{g1} + N_{c1} \quad [\text{Ec. 1.101}]$$

$$R_2 = N_{g2} + N_{c2} \quad [\text{Ec. 1.102}]$$

CALCULO DE LAS VIGAS CENTRADORAS

La viga centradora 2-3 presenta una fuerza axial N_{p3-2} actuante en el soporte 3, y la reacción R_{3-2} tiene análogo resultado figura 1.39.

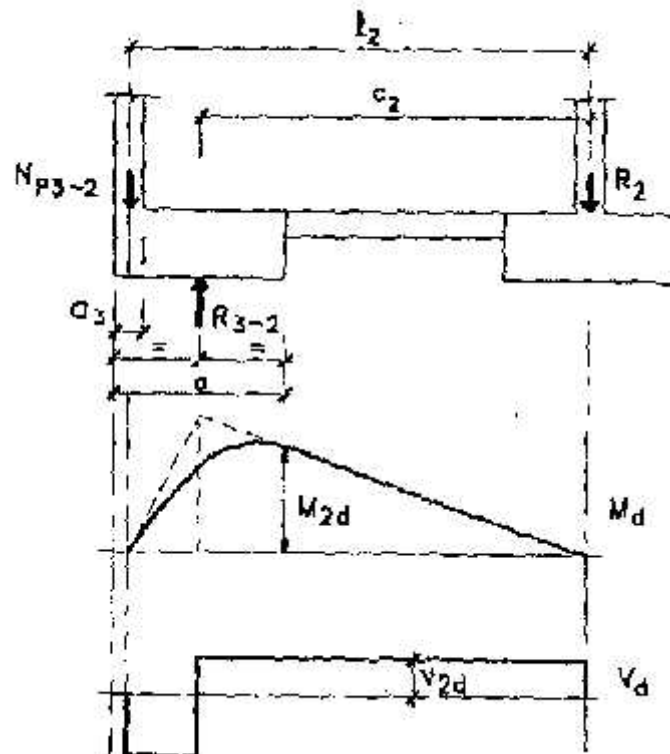


Figura 1.39

Aplicando las ecuaciones de equilibrio podemos determinar sus cargas y reacciones:

$$R_{3-2} = R_2 * \frac{l_2}{l_2 - c_2} \quad [\text{Ec. 1.103}]$$

$$N_{p3-2} = R_2 * \frac{c_2}{l_2 - c_2} \quad [\text{Ec. 1.104}]$$

El diagrama de momentos flectores sobre la viga es linealmente variable, con valor máximo de:

$$M_{2d} = x_f * R_2 * \left(c_2 - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{Ec. 1.105}]$$

El esfuerzo cortante es constante a lo largo de la viga, con valor:

$$V_{2d} = x_f * R_2 \quad [\text{Ec. 1.106}]$$

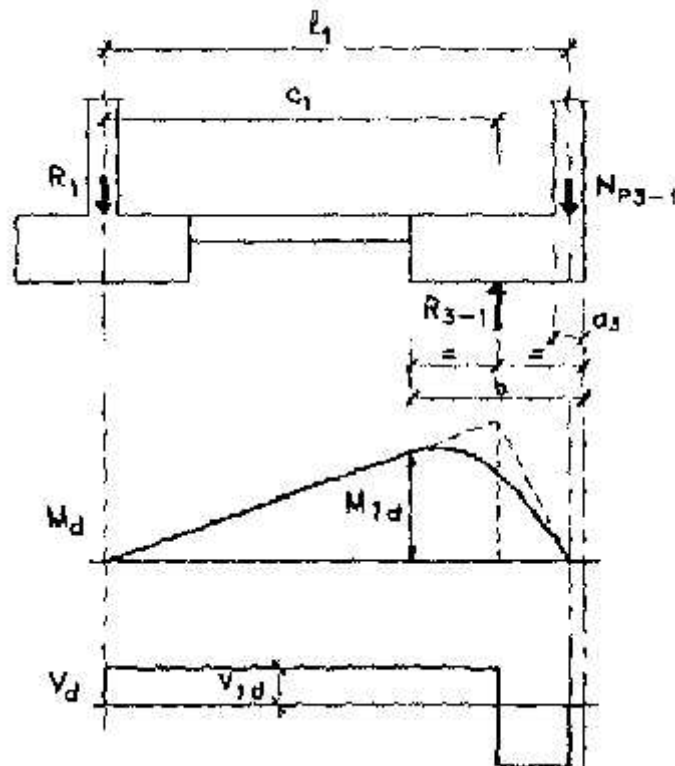


Figura 1.40

Análogamente, para la viga 1-3 que muestra la figura 1.40, se resuelve de igual manera que la anterior.

$$R_{3-1} = R_1 * \frac{l_1}{l_1 - c_1} \quad [\text{Ec. 1.107}]$$

$$N_{p3-1} = R_1 * \frac{c_1}{l_1 - c_1} \quad [\text{Ec. 1.108}]$$

$$M_{1d} = \chi_f * R_1 * \left(c_1 - \frac{b}{2} \right) \quad [\text{Ec. 1.109}]$$

$$V_{1d} = \chi_f * R_1 \quad [\text{Ec. 1.110}]$$

La armadura de las vigas se dispone y distribuye tanto en lo referente a flexión como a corte, en forma idéntica a lo que explicamos en el tema de zapatas medianeras, por lo que allí dijimos, el momento máximo ocurre en el interior de la zapata y es algo mayor que el valor M_d proporcionado por las ecuaciones detalladas, pero el aumento de sección de la zapata sobre la viga hace que pueda ser cubierta con la armadura de ésta.

CALCULO DE LA ZAPATA DE ESQUINA

Se desarrolla de forma idéntica a lo explicado en las soluciones a) y b). la presión para el calculo es:

$$\dagger_t = \frac{R - N_{c3}}{a * b} \quad [\text{Ec. 1.111}]$$

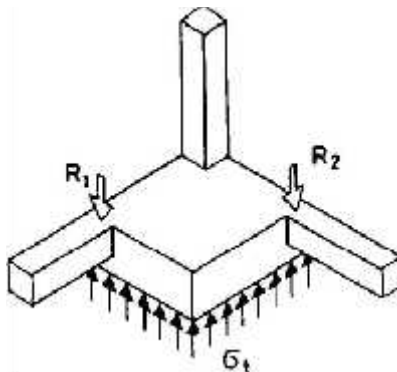


Figura 1.41

Obsérvese la figura 2.41 que al calcular la zapata mediante lo expuesto anteriormente, en el cálculo a corte y punzonamiento, se adopta un criterio que era correcto para zapatas de esquina aisladas, es decir, sin vigas centradoras. Este criterio es conservador para nuestro caso, ya que despreciamos las reacciones R_1 y R_2 de las vigas sobre la zapata, que naturalmente reducen los esfuerzos cortante y punzante. No es posible un cálculo más ajustado, ya que no existe un método de cálculo disponible para estudiar el reparto de las fuerzas R_1 y R_2 hacia el interior de la zapata.

CALCULO DE LAS ZAPATAS CONTIGUAS

Su calculo debe realizarse descontando de su carga vertical los valores de R_1 y R_2 haciendo $N_{p3} = N_{g3}$, donde N_{g3} es el esfuerzo axil debido a la carga permanente.

1.7. LOSA DE CIMENTACION

Las cimentaciones con losas son principalmente de tipo superficial, este tipo de cimentación es una zapata combinada que cubre toda la superficie bajo una estructura, que soporta varias columnas y muros.

Las losas de cimentación se prefieren para suelos de baja capacidad de carga, pero que tienen que soportar grandes cargas de columnas y/o muros, bajo ciertas condiciones, las zapatas corridas tienen que cubrir más de la mitad de la superficie bajo un edificio, y entonces las losas de cimentación resultan más económicas.

1.7.1 TIPOS COMUNES PARA LOSAS DE CIMENTACION

Varios tipos de losas para cimentaciones se usan actualmente, entre los que se encuentra algunos en la figura 1.42.

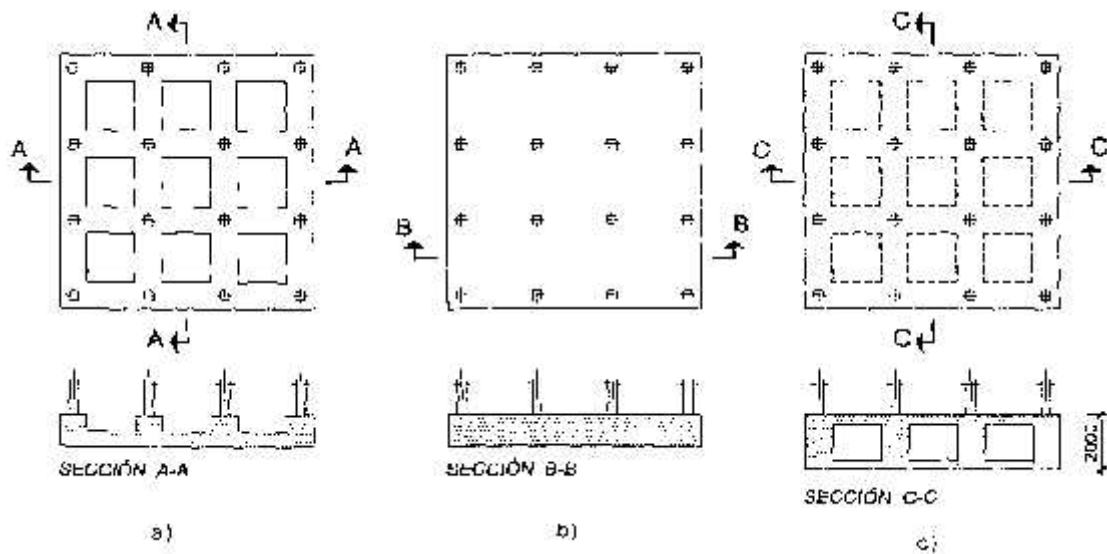


Figura 1.42

En la figura 1.42a) se tiene una placa o losa plana con mayor espesor bajo las columnas, estas pueden ser arriba de la placa o abajo.

La figura 1.42b) es una placa o losa de espesor constante en toda su superficie, el cual usaremos para el desarrollo y calculo de este proyecto de grado por ser uno de los mas conocidos y por su facilidad de encontrar bibliografía y resolución de ejercicios.

La figura 1.42c) es una losa con muros de sótano como parte de la placa, los muros actúan como rigidizadores de la losa, esta solución se utiliza en edificios donde estos sótanos pueden ser utilizados como parqueo de moviidades.

1.7.2 DISEÑO ESTRUCTURAL – METODO RIGIDO CONVENCIONAL

El método rígido convencional para el diseño de losas de cimentación se explica paso a paso con referencia a la figura 1.43.

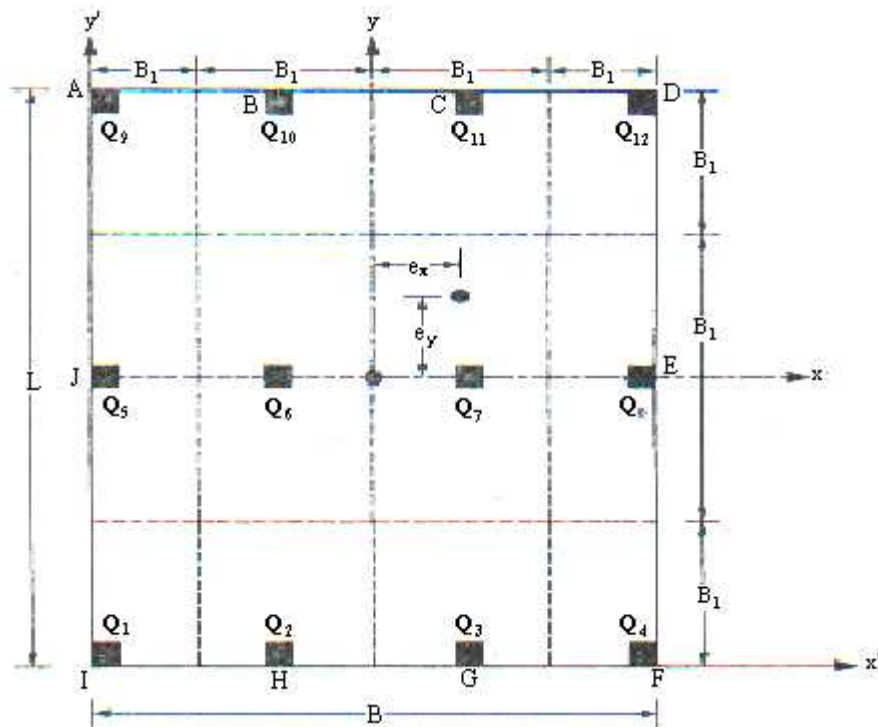


Figura 1.43

1. En la figura muestra la losa de $L \times B$ y las cargas de columnas Q_1, Q_2, Q_3, \dots calcular la carga total de columnas:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$

2. Determinar la presión q sobre el suelo, debajo de los puntos A, B, C, D, ... de la losa usando la ecuación:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \quad [\text{Ec. 1.112}]$$

Donde:

$$A = BL$$

$$I_x = (1/12) BL^3 = \text{momento de inercia respecto al eje } x$$

$$I_y = (1/12) LB^3 = \text{momento de inercia respecto al eje } y$$

$$M_x = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje } x = Qe_y$$

$$M_y = \text{momento de las cargas de las columnas respecto al eje } y = Qe_x$$

Las excentricidades de las cargas, e_x y e_y , en las direcciones “x” y “y”, se determinan usando coordenadas (x' , y'):

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad [\text{Ec. 1.113}]$$

Donde:

$$e_x = x' - B/2$$

Similarmente

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \quad [\text{Ec. 1.114}]$$

Donde:

$$e_y = y' - L/2$$

3. Comparar los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión admisible del suelo para determinar si $q < q_{adm}$.

4. Dividir la losa en varias franjas en las direcciones “x” y “y”. Haga el ancho de cualquier franja igual a B_1 .

5. Dibujar los diagramas de fuerza cortante V, y momento flexionante M, para cada franja individual. Por ejemplo, la presión promedio del suelo en la franja del fondo en la dirección x de la figura 2.43 es:

$$q_{prom} = \frac{q_I + q_F}{2} \quad [\text{Ec. 1.115}]$$

Donde:

q_I y q_F = presiones del suelo en los puntos I y F determinadas en el paso 2.

La reacción total del suelo es igual a $q_{prom} B_1 B$. Ahora se obtiene la carga total en la columna sobre la franja igual a $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$. La suma de las cargas de columna sobre la franja no será igual a $q_{prom} B_1 B$ porque la fuerza cortante no se ha tomado en cuenta. Por esta razón, la reacción del suelo y las cargas de columna necesitan ser ajustadas.

$$\text{Carga promedio} = \frac{q_{\text{prom}} B_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

Ahora la reacción del suelo promedio modificada es

$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}} \left(\frac{\text{carga promedio}}{q_{\text{prom}} B_1 B} \right)$$

y el factor por modificación de la carga de columna es:

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \quad [\text{Ec. 1.116}]$$

Las cargas de columnas modificadas son entonces FQ_1 , FQ_2 , FQ_3 y FQ_4 . Esta carga modificada sobre la franja que se muestra en la figura 1.44. Ahora se dibujan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para esta franja, este procedimiento se repite para todas las franjas en las direcciones “x” y “y”.

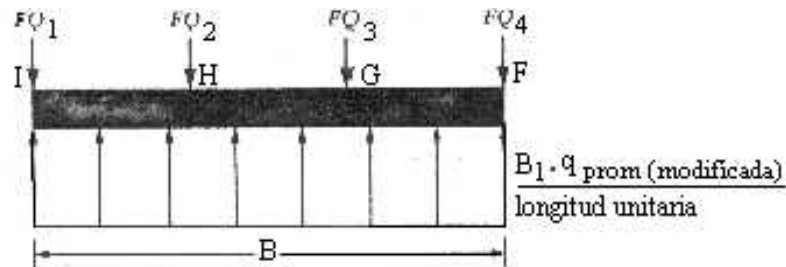


Figura 1.44

6. Determinar la profundidad efectiva “d” de la losa de cimentación, revisando el cortante por tensión diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo al código ACI, para la sección crítica:

$$U = b_o d [\phi(0,34) (f'_c)] \quad [\text{Ec. 1.117}]$$

Donde:

U = carga factorizada de la columna en (MN), o (carga de la columna)x(factor de carga)

ϕ = factor de reducción = 0,85

f'_c = resistencia a compresión del concreto a los 28 días (MN/m²)

Las unidades de b_o y d dada en la ecuación están en metros

La expresión para b_o en términos de “ d ”, depende de la posición de la columna con respecto a la planta de la losa de cimentación, que se muestra en la figura 2.45

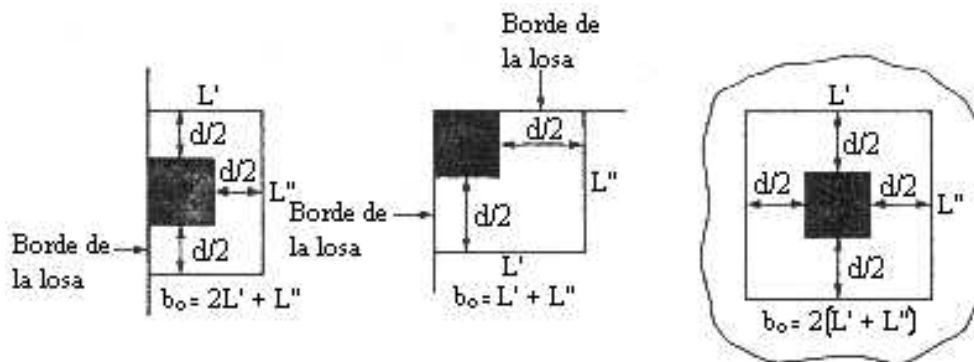


Figura 1.45

7. De los diagramas de momento de todas las franjas en una dirección (x o y), obtenga los momentos máximos positivo y negativo, donde mediante las tablas del Anexo 2 podemos determinar se armadura.

1.8. MATERIALES Y ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Para la realización de una obra de carácter ingenieril es muy importante tener en cuenta los materiales que se va a utilizar dentro de la obra, pues tiene que tener la certeza de que esos materiales son óptimos para el trabajo a los que serán destinados, entre los principales materiales, podremos mencionar los siguientes:

1.8.1. CEMENTO

En general se llaman conglomerantes hidráulicos aquellos productos que, amasados con el agua, fraguan y endurecen tanto expuestos al aire, como sumergidos en agua, por ser estables en ambas condiciones los compuestos resultantes de su hidratación.

Los conglomerantes hidráulicos más importantes son los cementos, que pueden clasificarse en: cemento Pórtland y cementos especiales.

Los cementos Pórtland se obtienen por molturación conjunta de su clinker y de la cantidad adecuada de regulador de fraguado que es, normalmente, piedra de yeso natural. Se llama clinker de cemento Pórtland al producto que se obtiene al calcinar hasta fusión parcial (de 1400° a 1500° C de temperatura) mezclas muy finas, preparadas artificialmente, de calizas y arcillas.

Composición química:

Las características y propiedades del cemento Pórtland están íntimamente ligadas a su composición química y a su constitución potencial. La primera se determina por análisis y viene expresada en forma de óxidos, como detallamos a continuación:

Cal combinada	CaO	62.5 %
Sílice	SiO ₂	21.0 %
Alúmina	Al ₂ O ₃	6.5 %
Hierro	Fe ₂ O ₃	2.5 %
Azufre	So ₃	2.0 %
Magnesia	MgO	2.0 %
Pérdida al fuego	P. F.	2.0 %
Residuo Insoluble	R. I.	1.0 %
Álcalis	Na ₂ O + K ₂ O	0.5 %

Los cuatro primeros componentes son los principales del cemento, de carácter básico la cal, y de carácter ácido los otros tres. Los restantes componentes pueden decirse que son los indeseables del cemento.

Composición potencial:

Los cuatro componentes principales anteriormente citados, no se encuentran libremente en el cemento, sino combinados formando silicatos, aluminatos y ferritos

cálculos, que son los constituyentes hidráulicos del mismo o componentes potenciales.

Silicato tricálcico SC_3	40 a 50 %
Silicato bicálcico SC_2	20 a 30 %
Aluminato tricálcico AC_3	10 a 15 %
Aluminoferrito tetracálcico AFC_4	5 a 10 %

Características físicas y mecánicas:

a) Finura del molido.

Es una característica íntimamente ligada al valor hidráulico del cemento, ya que influye en la velocidad de las reacciones químicas que tienen lugar durante su fraguado. Al entrar en contacto con el agua, los granos de cemento se hidratan solo en una profundidad de 0.01 mm, por lo que, si dichos granos fuesen muy gruesos, su rendimiento sería muy pequeño al quedar en su interior un núcleo prácticamente inerte.

b) Peso específico.

El peso específico real varía muy poco de unos cementos a otros, oscilando entre 3 y 3.15 g/cm³. La limitación establecida por algunas normas se cumple prácticamente siempre.

c) Fraguado.

La velocidad de fraguado de un cemento viene limitada por las normas estableciendo un periodo de tiempo, a partir del amasado, el cual debe producirse el principio y el fin de fraguado. Ambos conceptos se definen de un modo convencional, mediante la aguja de Vicat.

d) Expansión.

La expansión puede medirse por el método de autoclave, normalmente empleado, o el método de las agujas Le Chatelier, que se emplea preferentemente en Europa.

El ensayo de autoclave es un ensayo acelerado que, al combinar presión con temperatura pone de manifiesto a corto plazo el carácter más o menos expansivo que tendrá un cemento a largo plazo debido a la existencia de magnesia o de cal libre en exceso. Si el cemento presenta una expansión en autoclave al 0.8 por 100, puede asegurarse que no será expansivo en obra. En caso contrario podrá presentar expansiones o no, según condiciones y circunstancias imponderables.

e) Resistencias mecánicas:

Como resistencia de un cemento se entiende la de un mortero normalizado, amasado con arena de granulometría determinada y con relación agua-cemento igual a 0.5 en las condiciones que especifica el pliego. La resistencia de un hormigón será tanto mayor cuanto mayor sea el cemento empleado. Pero esta característica no es la única que debe buscarse, pues en ocasiones resulta de signo opuesto a otras necesarias, como las de durabilidad.

1.8.2. AGUA, ARIDOS Y ADITIVOS:

Agua:

El agua de amasado juega un doble papel en el hormigón. Por un lado, participa en las reacciones de hidratación del cemento, por otro, confiere al hormigón la trabajabilidad necesaria para una correcta puesta en obra.

La cantidad de agua de amasado debe limitarse al mínimo estrictamente necesario, ya que el agua en exceso se evapora ocasionando huecos en el hormigón, que disminuye su resistencia. Se dice que de por cada litro de agua amasado añadido demás a un hormigón, equivale a una disminución de 2 kg de cemento.

Aridos:

Como áridos para la confección de hormigones pueden emplearse arena y grava naturales o procedentes de machaqueo, que reúnan en igual o superior grado las características de resistencia y durabilidad que se le exijan al hormigón.

Desde el punto de durabilidad en medios agresivos, deben preferirse los áridos de tipo silíceo, gravas y arenas de río o cantera, y los que provienen de machaqueo, de rocas volcánicas, o de calizas sólidas y densas. No deben emplearse áridos que provengan de calizas blandas, feldespatos, yesos, piritas o rocas porosas.

a) La arena.

Es el árido de mayor responsabilidad, a diferencia de la grava, el agua e incluso el cemento, puede decirse que no es posible hacerse un buen hormigón sin una buena arena. Suele dividirse a partir de los 2 mm, en arena gruesa y arena fina, llamándose polvo o finos de la arena a la fracción inferior a 0.08 mm.

Las mejores arenas son las de río, ya que raras excepciones son cuarzo puro, por lo que hay que tener en cuenta su resistencia y durabilidad, la arena de mina suele tener mucha arcilla, por lo que es necesario lavarla, la arena de mar, si son limpias, pueden emplearse en hormigón previo lavado con agua dulce.

b) Grava.

Se denomina grava o árido grueso a la fracción mayor de 5 mm, además es clásico encontrar en cada país denominaciones diversas, mas específicas en función de las piedras.

La resistencia de la grava viene ligada a su dureza, densidad y modulo de elasticidad, se aprecia en la limpieza y agudeza de los cantos vivos resultantes del machaqueo. Las buenas calizas no se rayan con la navaja, la cual deja tan solo un ligero trazo sobre su superficie.

Aditivos:

Se llaman aditivos aquellos productos que se incorporan al hormigón fresco, con objeto de mejorar algunas de sus características, por su creciente importancia, ha sido llamado el cuarto componente del hormigón.

Existen multitud de aditivos que, con el nombre de aceleradores, retardadores, plastificantes, aireantes, impermeabilizantes, etc., ponen a disposición del técnico un medio útil para la confección de hormigones. Su dosificación, en general a un 5 % del peso del cemento, requiere un cuidado especial.

Los aceleradores son productos que, añadidos al hormigón, adelantan el fraguado o el endurecimiento del mismo, y en general, ambos procesos a la vez.

Los retardadores son productos para retardar el fraguado del hormigón, pueden ser sustancias orgánicas, principalmente lignosulfatos de carbono. En general las resistencias a compresión muy tempranas (1 a 3 días) suelen verse disminuidas, pero no así las de 28 a 90 días, que pueden resultar más elevadas que las del hormigón sin aditivo.

Los plastificantes son aditivos que aumentan la docilidad y trabajabilidad del hormigón, esto permite emplear masas que de otra forma sería difícil colocar en obra, o bien reducir el agua de amasado de los hormigones en beneficio de su resistencia.

Los aireantes ocluyen en la masa del hormigón infinidad de burbujas de aire de 20 a 200 micras de diámetro, uniformemente repartidas y siguiendo una curva granulométrica continua, mejorando así su resistencia a las heladas y a los agentes agresivos.

Los impermeabilizantes son productos que impiden que el agua pueda penetrar en el hormigón, ya sea por presión o capilaridad.

1.8.3. HORMIGON ARMADO

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado *hormigón armado* (H° A°), esta en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de formáceo, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. En la elección final hay que tener en cuenta la facilidad de ejecución, tanto del encofrado como de la colocación de armadura y del hormigón.

El empleo del hormigón armado resulta económico y casi siempre competitivo con el de acero en perfiles, ofreciendo sobre estos la ventaja de su mayor monolitismo y continuidad. Su durabilidad y resistencia al fuego son superiores a las que presentan la madera. Sin embargo, comparado con las estructuras metálicas, tiene el inconveniente de conducir a mayores dimensiones y pesos.

Adherencia entre el hormigón y el acero:

La adherencia hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, dando lugar a la fisuración y a una rotura brusca. Por el contrario gracias a la adherencia, cuando este se fisura, lo hace de forma mas o menos distribuida a lo largo de la pieza, la adherencia permite que el acero tome los

esfuerzos de tracción, manteniendo la unión entre los dos materiales en las zonas entre fisuras.

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el anclaje de las barras y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

El fenómeno de adherencia esta originado por dos tipos de causas, de naturaleza física y naturaleza mecánica: la primera provoca a adhesión del acero con el hormigón, a través de fuerzas capilares y moleculares. La segunda mucho mas importante, están constituidas por la resistencia al deslizamiento debida a la penetración de pasta de cemento en las irregularidades de la superficie de las barras.

Es conveniente mencionar algunas influencias del tipo de hormigón:

- a igualdad de resistencia de los conglomerados, la adherencia acero-hormigón es del orden del doble que la de acero-mortero.
- la cantidad óptima de arena desde el punto de vista de la adherencia se coloca entre el 20 y el 30 por ciento del volumen total de áridos, caso contrario tendríamos una disminución en la adherencia.
- La calidad del cemento también influye en la adherencia, habiéndose observado los mejores resultados con cemento Pórtland.

Con independencia de lo anterior para que la adherencia entre las armaduras y el hormigón sea efectiva no conviene emplear hormigones poco resistentes con aceros de límite elástico elevado. Por ello debe cumplir la relación:

$$f_{ck} > 50 + f_{yk} \quad [\text{Ec. 2.118}]$$

Donde f_{ck} y f_{yk} esta expresado en kp/cm^2 .

Disposiciones de las armaduras:

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las principales las armaduras longitudinales y las transversales.

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsiones), así como para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras longitudinales, de forma que se impida la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones constructivas, para absorber esfuerzos preponderantes. Su trazado puede ser longitudinal o transversal, y se incluye entre ellas; las armaduras de montaje, de piel, para retracción de reparto. Las armaduras secundarias ayudan a impedir una fisuración excesiva y contribuyen al buen atado de los elementos estructurales, facilitando que su trabajo real responda al supuesto en el cálculo.

Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido, así como libres de pintura, grasa, hielo o cualquier otra sustancia perjudicial. Deberán sujetarse al encofrado y entre sí de modo que se mantengan en su posición correcta, durante el vertido y compactación del hormigón. Para conseguirlo, las armaduras se colocan en los encofrados apoyadas en calzos o distanciadores de la rigidez, la separación entre calzos de una misma barra suele ser de un metro, estos calzos pueden ser de mortero o plástico, no aconsejando el empleo de los de madera. Tampoco es conveniente usar calzos metálicos, especialmente en hormigones vistos, por el riesgo de aparición de manchas debidas a su oxidación.

Las distintas barras que constituyen una pieza de hormigón armado deben tener separaciones mínimas, para permitir la colocación y compactación del hormigón y así efectuarse correctamente. Se sugiere de acuerdo a la norma lo siguiente.

- a) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser mayor o igual que el mayor de los tres valores siguientes:

- dos centímetros.
 - el diámetro de la barra más gruesa.
 - 1,2 veces el tamaño máximo del árido.
- b) La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas debe ser mayor o igual que el mayor de los dos valores siguientes:
- dos centímetros.
 - 0,75 veces el diámetro de la barra mas gruesa.
- c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse dos barras de la armadura principal en contacto, una sobre otra, siempre que sean de adherencia mejorada.
- d) En soportes y otros elementos verticales pueden colocarse dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de adherencia mejorada.

Se denomina recubrimiento de una barra a la distancia libre entre su superficie y el paramento mas próximo de la pieza. El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras, tanto de la corrosión como de la posible acción del fuego. Por ello es fundamental la buena compacidad del recubrimiento en el hormigón. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las siguientes recomendaciones:

- a) como norma general, cualquier barra debe quedar por lo menos a un diámetro de distancia libre al paramento mas próximo.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cuatro centímetros. Si es necesario disponer de un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos. A continuación mostraremos una tabla de recubrimientos mínimos.

Tabla 1.2

RECUBRIMIENTOS LIBRES MINIMOS EN mm.			
ELEMENTOS	ESTADO DEL ELEMENTO		
	Protegido	No protegido	Muy expuesto
Forjados	10	15	25
Muros	15	20	30
Vigas	20	25	35
Soportes	25	30	40
Zapatatas	30 a 40	40 a 60	60 a 80

Doblado de las armaduras:

En las piezas de hormigón armado las armaduras deben doblarse con radios amplios, para no provocar concentraciones de tensiones en el hormigón, que serian perjudiciales. La operación de doblado debe efectuarse en frío y a velocidad moderada, admitiéndose solo el doblado en caliente para barras de acero ordinario de diámetro igual o superior a 25mm siempre que no se alcance la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (800°C) y se dejen enfriar las barras lentamente.

Para aquellas barras cuyo recubrimiento lateral es inferior a 5cm ó 3w, es prudente aumentaren 3w el radio de doblado. Los cercos pueden doblarse con radios menores, siempre que no se origine en el acero un principio de fisuración, el enderezamiento de codos no es nunca recomendable.

Anclaje de las armaduras:

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general, se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas

La longitud de anclaje de una armadura esta en función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto al hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma de anclaje. Por ello su calculo es complicado, pero en la practica se sustituye por el empleo de longitudes de anclaje dadas por formulas sencillas, que quedan del lado de la seguridad.

Es aconsejable como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones. Esto conduce en vigas, a llevar las armaduras de momento negativo sobre apoyos intermedios, hasta una distancia de un quinto de la luz; y en apoyos extremos a bajar las armaduras, dobladas a 90° , por la parte mas alejada del soporte o muro.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto al hormigonado. Se distinguen dos posiciones.

Posiciones de barras a efectos de anclaje

Posición I. de buena adherencia: Barras formando ángulo de 90° a 45° con la horizontal; barras menos inclinadas u horizontales situadas en la mitad inferior de la pieza, o al menos 30cm por debajo de la cara superior de una capa de hormigonado.

Posición II. De mala adherencia: Barras no incluidas en el caso anterior.

Al proyectar un anclaje se debe tener en cuenta, de que cuando se trata de barras en contacto, debe aumentarse en un 20 por ciento si son dos barras, y en un 33 por ciento si hay tres barras.

En barras corrugadas, el gancho normal y la patilla normal se forman con diámetros interiores iguales a $7\varnothing$ y prolongaciones rectas de $2\varnothing$. Estos ganchos y patillas son

completamente eficaces solamente si se encuentran recubiertos de un espesor suficiente de hormigón, por lo que es bueno el inclinarlos hacia el interior de la pieza, tal como indica la figura 1.46.

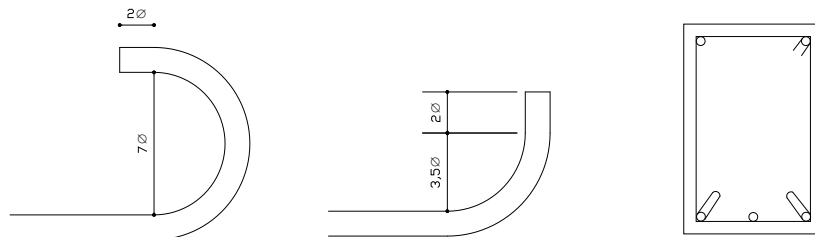


Figura 1.46

Las barras corrugadas trabajando a tracción se anclan preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse la patilla, pero no es recomendable el gancho. La longitud de anclaje por prolongación recta l_b , viene dada por las formulas:

- Barras en posición I:

$$l_b = 15 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} w^2 \geq 20w \quad [\text{Ec. 1.119}]$$

- Barras en posición II:

$$l_b = 20 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} w^2 \geq 30w \quad [\text{Ec. 1.120}]$$

Las barras corrugadas trabajando a compresión se anclan preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse la patilla pero no en gancho. La terminación en patilla normal reduce la longitud de anclaje por prolongación recta en 10ϕ .

Empalmes de las armaduras:

Los empalmes en las barras pueden efectuarse mediante algunas de las disposiciones: por solapo, por soldadura u otros dispositivos. Siempre que sea posible deben evitarse los empalmes de las armaduras, de ser necesarios conviene que queden alejados de las zonas en las que las armaduras trabajen a su máxima carga. También conviene

alejarse entre sí los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras un mínimo de 20 veces el diámetro de la barra más gruesa.

Los empalmes por solapo se efectúan adosando los extremos de las dos barras que se empalman, en la posición que mejor permita el hormigonado, y zunchando el par de barras con alambre en toda la longitud del solapo.

El espesor del hormigón alrededor de los empalmes por solapo debe ser como mínimo de dos diámetros, con el objeto de asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra. La distancia entre ejes de dos barras empalmadas por solapo debe ser comprendido entre $2\varnothing$ y $4\varnothing$.

La longitud del solapo debe ser igual a la correspondiente longitud de anclaje l_b , como norma general. Esta longitud es suficiente cuando se empalma en zonas de tensiones moderadas (inferiores a $0,5 f_{yd}$) y no se concentran en una misma sección los solapos de más de las $\frac{3}{4}$ partes de las barras existentes. Si se concentran en una misma sección más solapos de los indicados, la longitud l_b , debe mayorarse en un 30 por ciento.

Todo lo dicho es válido tanto para barras trabajando en tracción como en compresión, se admite no obstante en el caso de piezas comprimidas, tales como soportes, que la totalidad de las barras comprimidas se empalmen en la misma sección, sin que haya de mayorarse por ello la longitud l_b correspondiente.

CAPITULO II

APLICACIÓN PRÁCTICA

2.1. INTRODUCCION AL CYPECAD

CYPECAD es el software para el proyecto de edificios de hormigón armado y metálico que permite el análisis espacial, el dimensionado de todos los elementos estructurales, la edición de las armaduras y secciones y la obtención de los planos de construcción de la estructura. Realiza el cálculo de estructuras tridimensionales formadas por soportes y forjados, incluida la cimentación, y el dimensionado automático de los elementos de hormigón armado y metálico.

Con CYPECAD, el proyectista tiene en su mano una herramienta precisa y eficaz para resolver todos los aspectos relativos al cálculo de su estructura de hormigón de cualquier tipo. Está adaptado a las últimas normativas españolas y de numerosos países.

2.2. FORMA GENERAL DEL PROGRAMA

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo de esfuerzos y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñadas con forjados unidireccionales de viguetas (genéricos, armados, pretensados, in situ, metálicos de alma llena y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, forjados bidireccionales reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de los forjados pueden ser de hormigón, metálicas y mixtas (acero y hormigón). Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales y muros de fábrica (genéricos y de bloques de hormigón). La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación). Puede calcularse únicamente la cimentación si se introducen sólo arranques de pilares.

Con él se pueden obtener los planos de dimensiones y armado de las plantas, vigas, pilares, pantallas y muros por plotter, impresora y ficheros DXF/DWG, así como los listados de datos y resultados del cálculo.

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad). La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas, y no forjados, en la planta.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

2.3. IDENTIFICACION DEL EDIFICIO TIPO

Para el desarrollo del trabajo de grado, se ha escogido una estructura o edificio con las características similares a las construcciones de nuestra región, tomando en cuenta el área, los ambientes, el número de plantas, etc. Donde nuestro gran objetivo será darle la mejor fundación de acuerdo al tipo de terreno en el que se encuentre el área a construir.

Como se muestra en los planos, el edificio tipo está ubicado entre la intersección de dos calles, con ambientes amplios, y los requerimientos mínimos para cualquier tipo

de negocio en la planta baja, se tiene departamentos en la parte de los pisos superiores con azoteas y balcones, y como cubierta, tenemos una losa tal como podemos apreciar en las edificaciones que tenemos en nuestra región de Tarija.



Figura 2.1



Figura 2.2

El edificio tipo esta construido totalmente de material de construcción como: muros de ladrillo 6 huecos y espesor de 20 cm., pilares de 30*30 cm., vigas de hormigón armado de 20*50 cm., las losas de cada piso serán de losa maciza de 13 cm. de espesor con el objetivo de generar carga a nuestro edificio que nos pueda servir en el análisis para la fundación de cada tipo de suelo, graderías de acceso a los pisos con un ancho de 1.1 m., los revoques correspondientes al igual que el cielo raso, la pintura y obras de carpintería. Con estas dimensiones que detallamos, nos servirán para determinar la carga debido al peso propio y con esta base se corregirán las dimensiones si ese sería el caso.

La disposición y superficie de cada planta al igual que su funcionamiento, la detallaremos una a una de la siguiente manera, la planta baja es como se muestra en la figura 2.3.

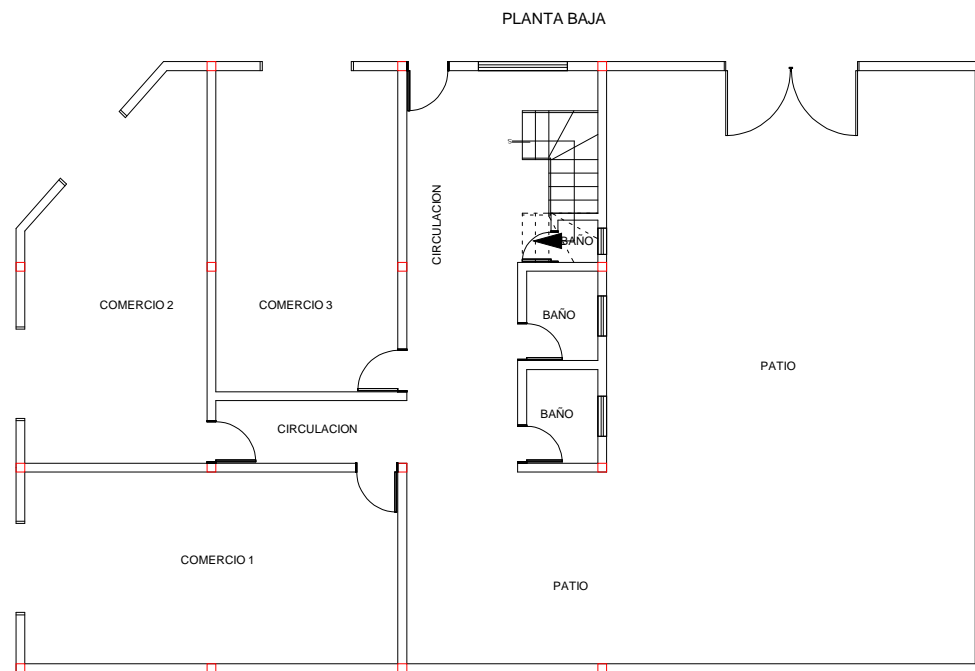


Figura 2.3

En la planta baja tenemos una superficie de 292.5 m^2 , que consta de una losa maciza, donde se tiene 3 baños, 3 ambientes para comercio, un patio con su respectiva entrada

para moviidades, una entrada principal donde se tiene acceso a los ambientes de comercio con su pasillo de circulación y a las graderías para las plantas superiores.

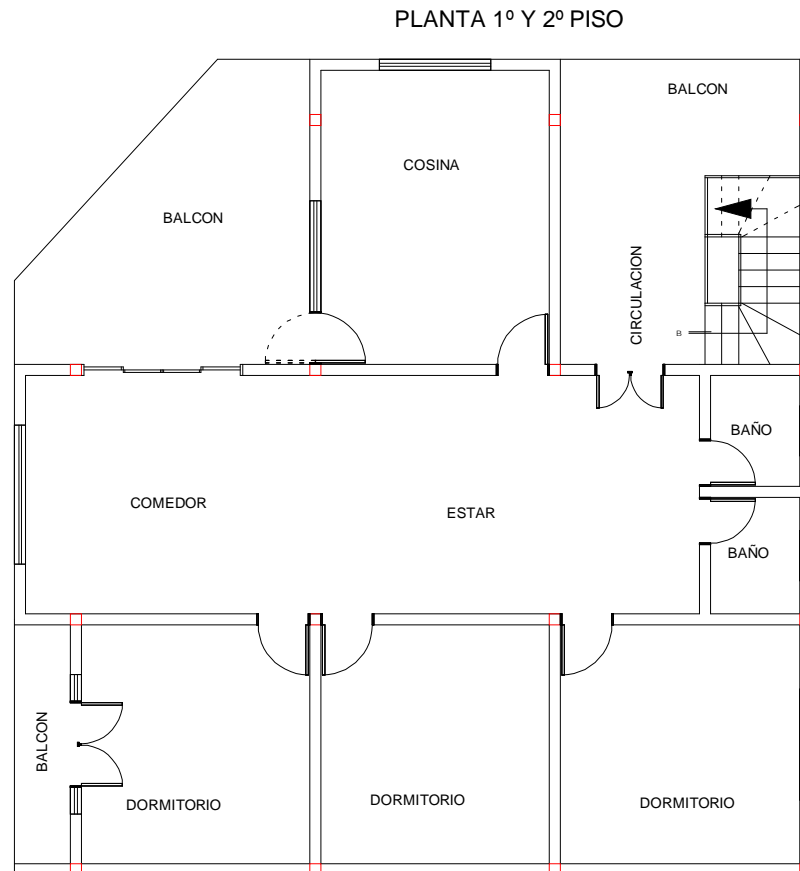


Figura 2.4

En las plantas de los pisos 1 y 2, como muestra la figura 2.4, tienen las mismas características y divisiones de los ambientes, una superficie de 203 m², una losa maciza, un balcón en la circulación de las gradas, una cocina, una sala para living comedor, 2 baños, 3 dormitorios uno con su balcón, tiene un balcón en la intersección de las dos vías con acceso a la cocina y al comedor, su gradería para el acceso a la planta de arriba como la planta de abajo

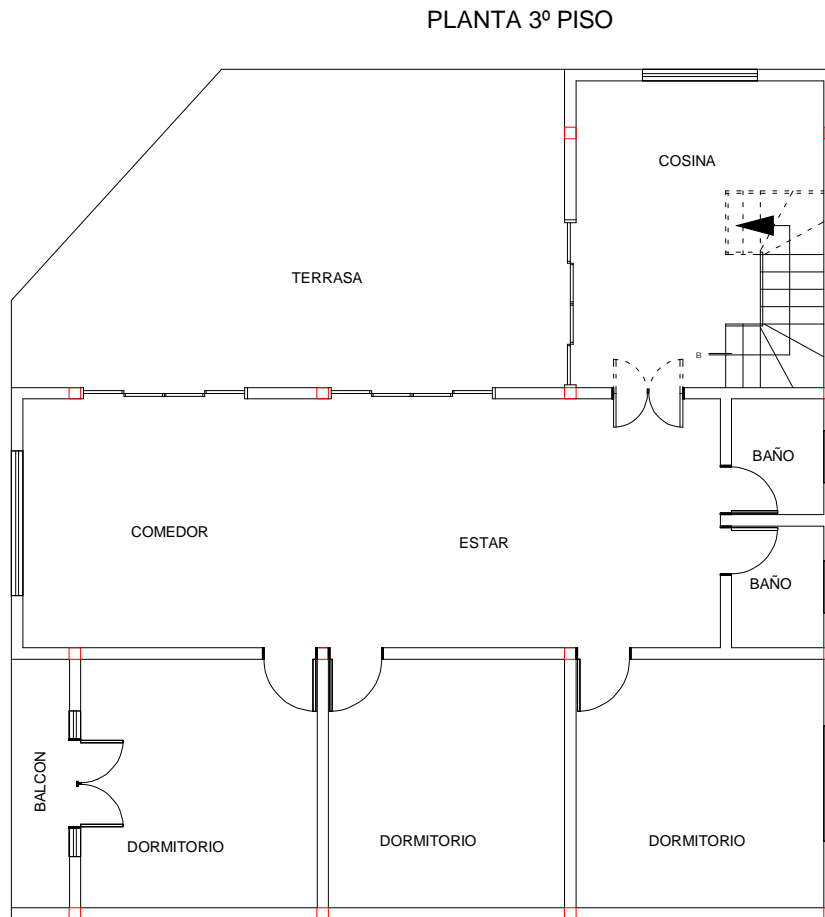


Figura 2.5

En la última planta que viene a ser el 3º piso tiene una superficie de 203 m², consta de una cocina con acceso a las gradas del piso inferior, terraza y sala, 2 baños, 3 dormitorios uno con balcón, una sala living comedor, una terraza que se ubica en la intersección de las dos vías la cual conecta a la cocina y a la sala, por último la gradería que conduce a las plantas de abajo y al exterior, ver figura 2.5.

Como cubierta se tiene una terraza de losa maciza con 157 m² de superficie donde las cargas que resiste son del peso propio, cargas de lluvia, granizo etc. Por último una carga en la dirección de los baños debido al tanque de agua.

2.4. ANALISIS DE CARGA

Los tipos de cargas que analizaremos para el cálculo de la estructura son de dos tipos: el primero es la carga permanente, que está comprendido por el peso propio de la estructura de hormigón armado, la carga muerta debido al peso del muro tanto exterior como interior, el peso del revestimiento del piso y el revoque del cielo raso. La segunda es la carga viva o sobrecarga que está determinada por un peso temporal que la describiremos de acuerdo a normas y el tipo de funcionalidad que tenga la estructura que es objeto de nuestro trabajo de grado.

Primeramente analizaremos la carga debido al peso del muro comprendido entre el ladrillo, mortero y revoque, tomando en cuenta para el muro exterior ($e=18$ cm.), como el muro interior ($e=12$ cm.). Los datos para este análisis son los siguientes.

- ladrillo 6 huecos ($12*18*24$ cm.)
- Peso unitario del ladrillo es 3.76 Kg/pza
- Volumen unitario del ladrillo es 5184 cm³
- Junta vertical 1.5 cm.
- Junta horizontal 1.5 cm.
- Peso específico del mortero 1700 Kg/m³
- Peso específico del yeso 1000 Kg/m³

Análisis de carga muro $e=18$ cm. para 1 m²:

$$\text{N}^\circ \text{ de ladrillos horizontal } \frac{100}{24 + 1.5} = 3.92 \text{ Pzas.}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de ladrillos vertical } \frac{100}{12 + 1.5} = 7.41 \text{ Pzas.}$$

Para 1 m² tenemos $3.92 * 7.41 = 29.05$ pzas

$$\text{Volumen de muro en } 1 \text{ m}^2 \quad 18 * 100 * 100 = 180000 \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen de ladrillo en } 1 \text{ m}^2 \quad 29.05 * 5184 = 150595.2 \text{ cm}^3$$

La diferencia de estos volúmenes viene a ser el mortero $29404.8 \text{ cm}^3 = 0.0294 \text{ m}^3$

$$\text{Volumen de revoque del mortero } \quad 0.02 * 1 * 1 * 2 = 0.04 \text{ m}^3$$

Volumen de revoque de yeso $0.005 * 1 * 1 = 0.005 \text{ m}^3$

El peso por un metro de altura será:

Ladrillo $29.05 \text{ pzas} * 3.76 \text{ kg/pza} = 109.23 \text{ Kg.}$

Mortero $0.0294 \text{ m}^3 * 1700 \text{ Kg/m}^3 = 49.98 \text{ Kg.}$

Revoque mortero $0.04 \text{ m}^3 * 1700 \text{ Kg/m}^3 = 68 \text{ Kg.}$

Revoque yeso $0.005 \text{ m}^3 * 1000 \text{ Kg/m}^3 = 5 \text{ kg.}$

Tenemos un peso total para un metro de altura de **232.21 Kg/m.**

Análisis de carga muro e= 12 cm. para 1 m²:

Nº de ladrillos horizontal 3.92 pzas.

Nº de ladrillos vertical 7.41 pzas.

Para 1 m² tenemos 20.11 pzas.

Volumen de muro en 1 m² 120000 cm³

Volumen de ladrillo en 1 m² 104250.24 cm³

La diferencia de estos volúmenes viene a ser el mortero $15749.76 \text{ cm}^3 = 0.0157 \text{ m}^3$

Volumen de revoque del mortero $0.02 * 1 * 1 * 2 = 0.04 \text{ m}^3$

Volumen de revoque de yeso $0.005 * 1 * 1 * 2 = 0.01 \text{ m}^3$

El peso por un metro de altura será:

Ladrillo $20.11 \text{ pzas} * 3.76 \text{ kg/pza} = 75.61 \text{ Kg.}$

Mortero $0.0157 \text{ m}^3 * 1700 \text{ Kg/m}^3 = 26.69 \text{ Kg.}$

Revoque mortero $0.04 \text{ m}^3 * 1700 \text{ Kg/m}^3 = 68 \text{ Kg.}$

Revoque yeso $0.01 \text{ m}^3 * 1000 \text{ Kg/m}^3 = 10 \text{ kg.}$

Tenemos un peso total para un metro de altura de **180.3 Kg/m.**

Las cargas en la terraza:

Impermeabilización para piso 88 Kg/m²

Planchado de cielo raso 12 Kg/m²

Estos dos pesos actuaran como carga muerta en la terraza de **100 Kg/m²**

La carga de uso la adoptamos de acuerdo al la zona y los agentes atmosféricos que lo causan como lluvia, granizo etc. Dando un valor de 3000 Kg/m^2 .

Las cargas para los entre pisos:

Piso cerámico y nivelación de 2.5 cm. con mortero 80 Kg/m^2

Planchado de cielo raso 12 Kg/m^2

Estos dos pesos actuaran como carga muerta en los pisos de **92 Kg/m^2**

La carga de uso lo adoptamos de acuerdo a normas y funcionalidad que se dará a la estructura, en este caso se puede asemejar a una edificación residencial donde su valor es **400 Kg/m^2**

En la viga de borde o voladizo tendremos una carga viva de **200 Kg/m**

Peso y cargas en las graderías:

Para determinar las cargas producidas por las graderías, primeramente calcularemos el peso que provoca una grada o escalón y luego lo multiplicaremos por el numero de escalones de acuerdo al nivel de la planta donde tengamos que insertar dichas cargas para que actúen en las vigas, debemos colocar el valor de la mitad de la carga en cada viga, tanto en el inicio de las gradería como en el final, esto para cada piso.

Las dimensiones de cada escalón están dadas de acuerdo a normativas que las mencionaremos y al análisis que tas detallaremos:

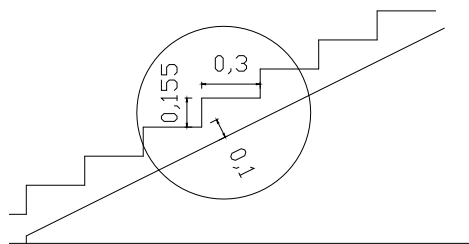


Figura 2.6

- 1) $c + h = 45 \text{ cm.}$
- 2) $2c + h = 63 \text{ cm.}$
- 3) $C * h = 480 \text{ cm}^2$

Donde “c” es contrahuella y “h” es la huella, donde adoptamos $c = 15.5\text{cm}$ y $h = 30\text{cm}$, el ancho de la grada será de 1.1m.

Usaremos un carga de uso de 500 Kg/m^2 , que transmitida ala huella de un escalón resulta un peso de 165 kg. Una carga muerta debido al piso y al cielo raso de 92 Kg/m^2 tanto para la huella y contrahuella haciendo un peso por escalón de 46 Kg.

El peso propio de un escalón resulta de el volumen $0.062755 \text{ m}^3 * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 150.61 \text{ Kg.} + 46 \text{ Kg.} = 196.61 \text{ Kg.}$

Para la planta baja de 20 escalones:

Carga muerta $196.61 * 20 = \mathbf{3932 \text{ Kg.}}$
 Sobre carga $165 * 20 = \mathbf{3300 \text{ Kg.}}$

Para los entre pisos e 19 escalones:

Carga muerta $196.61 * 19 = \mathbf{3736 \text{ Kg.}}$
 Sobre carga $165 * 19 = \mathbf{3135 \text{ Kg.}}$

Una vez determinado todas las cargas que actuaran en la estructura, escogeremos un pórtico del edificio donde insertaremos todas las cargas que actúan en dicho pórtico, figura 2.7, que nos servirá para su respectivo cálculo manual, el cual compararemos los resultados con el cálculo del programa CYPECAD, como ser los esfuerzos, momentos, cortantes, etc. Tanto en vigas como en columnas.

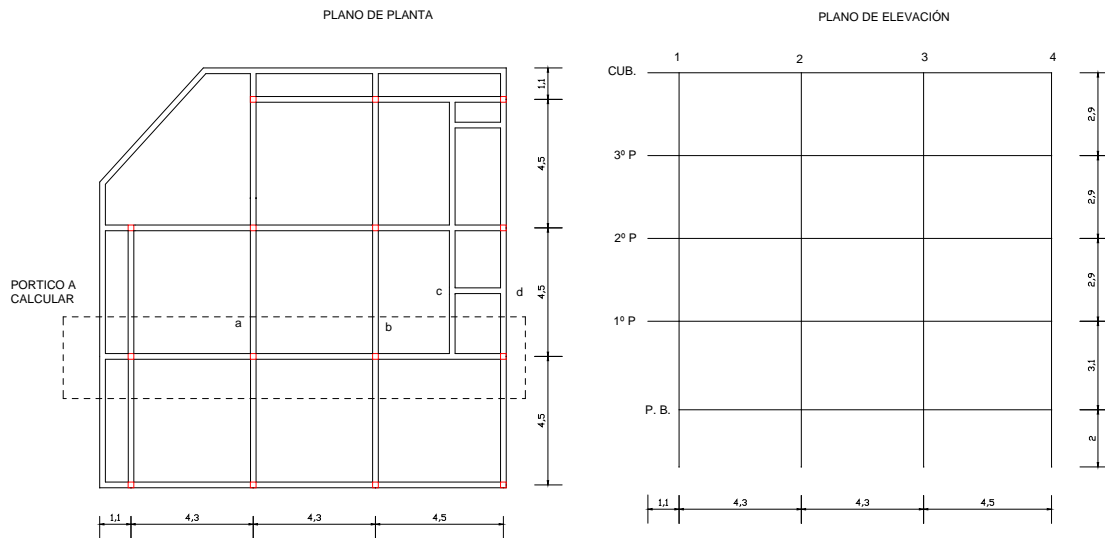


Figura 2.7

Ahora procederemos a colocar las cargas a dicho pórtico ya escogido e indicado en nuestro plano, en todas las plantas tanto con las cargas permanentes como las sobrecargas comenzando desde la cubierta hasta la planta baja para su posterior análisis y cálculo manual.

Cargas en la cubierta:

$$\text{Sobrecarga en la viga} \quad 300 \text{ Kg/m}^2 * 4.5 \text{ m} = \mathbf{1350 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{Carga permanente de losa} \quad 0.13 \text{ m} * 4.5 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1404 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente de imper.} \quad 100 \text{ Kg/m}^2 * 4.5 \text{ m} = 450 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente en la viga} \quad 1404 + 450 = \mathbf{1854 \text{ Kg/m}}$$

Ahora determinaremos el peso producido por las vigas de una sección 20cm * 50cm tanto en la sección "X" como "Y", transmitidas a los nudos 1, 2, 3 y 4 del pórtico de acuerdo a su área de acción.

$$\text{Nudo } 1_x = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 3.25\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{780 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2_x = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.3\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1032 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3_x = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.4\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1056 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4_x = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 2.25\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{540 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } (c_x=d_x) = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 1.8/2 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 216 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo } 1_y = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1080 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2_y = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1080 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3_y = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1080 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4_y = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{1080 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3-4_y = 0.20\text{m} * 0.5\text{m} * 2.25\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{540 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4d_y=(3-4)c_y = \text{Nudo } (c_x=d_x)/2 = \mathbf{108 \text{ Kg}}$$

Cargas en el 1º, 2º y 3º piso:

Las cargas debidas al peso propio de las vigas y la losa, son iguales a las calculadas para la cubierta, por lo que calcularemos otras cargas:

$$\text{Sobrecarga en la viga} \quad 400 \text{ Kg/m}^2 * 4.5 \text{ m} = \mathbf{1800 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{Carga permanente de losa} \quad 0.13 \text{ m} * 4.5 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1404 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente piso y c/r.} \quad 92 \text{ Kg/m}^2 * 4.5 \text{ m} = 414 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente por muro ext.} \quad 232.21 \text{ Kg/m} * \text{m(h)} * 2.4\text{m(h)} = 557 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente por muro int.} \quad 180.3 \text{ Kg/m} * \text{m(h)} * 2.4\text{m(h)} = 433 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga permanente en la viga} \quad 1404 + 414 + 433 = \mathbf{2251 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{Carga viva en viga de voladizo} \quad 200 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{450 \text{ Kg.}} \text{ (nudo } 0_y)$$

Calcularemos la carga en los nudos producidos por el peso del muro en el sentido “Y” y “X” si lo hubiera

$$\text{Nudo } (c_x=d_x) = 433 \text{ Kg/m} * 1.8/2\text{m} = 390 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo } 0_y = 557 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{1253 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 1_y = 557 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{1253 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2_y = 433 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{974 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3_y = 433 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{974 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4_y = 557 \text{ Kg/m} * 4.5\text{m} = \mathbf{2507 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3-4_y = 433 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{974 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4d_y=(3-4)c_y = \text{Nudo } (c_x=d_x)/2 = \mathbf{195 \text{ Kg}}$$

Cargas en la planta Baja:

Las vigas en la planta baja las realizaremos con dimensiones de 25cm * 35cm, con el objeto de que no necesita mucha esbeltez, pero sí mayor área de contacto, por estar apoyada en el terreno compactado, no recibe cargas de uso ni peso propio de la losa.

$$\text{Nudo } 1_x = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 2.15\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{452 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2_x = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.3\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{903 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3_x = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.4\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{924 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4_x = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 2.25\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{473 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } (a_x=b_x) = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.3/2 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 452 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo } (c_x=d_x) = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 1.8/2 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 189 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo } 1_y = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{945 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2_y = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{945 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3_y = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{945 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4_y = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 4.5\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{945 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 3-4_y = 0.25\text{m} * 0.35\text{m} * 2.25\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{473 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 4d_y=(3-4)c_y = \text{Nudo } (c_x=d_x)/2 = \mathbf{95 \text{ Kg}}$$

$$\text{Nudo } 2a_y=3b_y = 516 * (4.5-1.6) / 4.5 = \mathbf{333 \text{ Kg}}$$

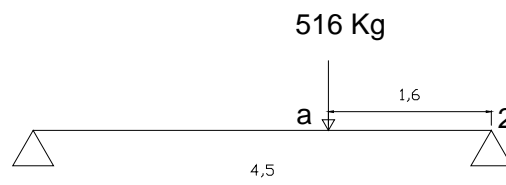


Figura 2.8

Una vez determinado el peso propio de las vigas que actúan en el pórtico ya mencionado, procederemos a encontrar el peso respecto al muro que actúa en la planta baja.

Carga permanente por muro ext. $232.21 \text{ Kg/m} \cdot \text{m(h)} * 2.6\text{m(h)} = 604 \text{ Kg/m}$

Carga permanente por muro int. $180.3 \text{ Kg/m} \cdot \text{m(h)} * 2.6\text{m(h)} = 469 \text{ Kg/m}$

Calcularemos la carga en los nudos producidos por el peso del muro en el sentido “Y” y “X” si lo hubiera.

Nudo ($a_x=b_x$) = $469 \text{ Kg/m} * 4.3/2 \text{ m} = 1008 \text{ Kg}$

Nudo ($c_x=d_x$) = $469 \text{ Kg/m} * 1.8/2 \text{ m} = 422 \text{ Kg}$

Nudo $1_y = 604 \text{ Kg/m} * 4.5\text{m} = \mathbf{2718 \text{ Kg}}$

Nudo $2_y = 469 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{1055 \text{ Kg}}$

Nudo $3_y = 469 \text{ Kg/m} * 2.9\text{m} = \mathbf{1360 \text{ Kg}}$

Nudo $4_y = 604 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{1359 \text{ Kg}}$

Nudo $3-4_y = 469 \text{ Kg/m} * 2.25\text{m} = \mathbf{1055 \text{ Kg}}$

Nudo $4d_y=(3-4)c_y = \text{Nudo } (c_x=d_x)/2 = \mathbf{211 \text{ Kg}}$

Nudo $2a_y=3b_y = 1008 * (4.5-1.6) / 4.5 = \mathbf{650 \text{ Kg}}$

CARGA PERMANENTE

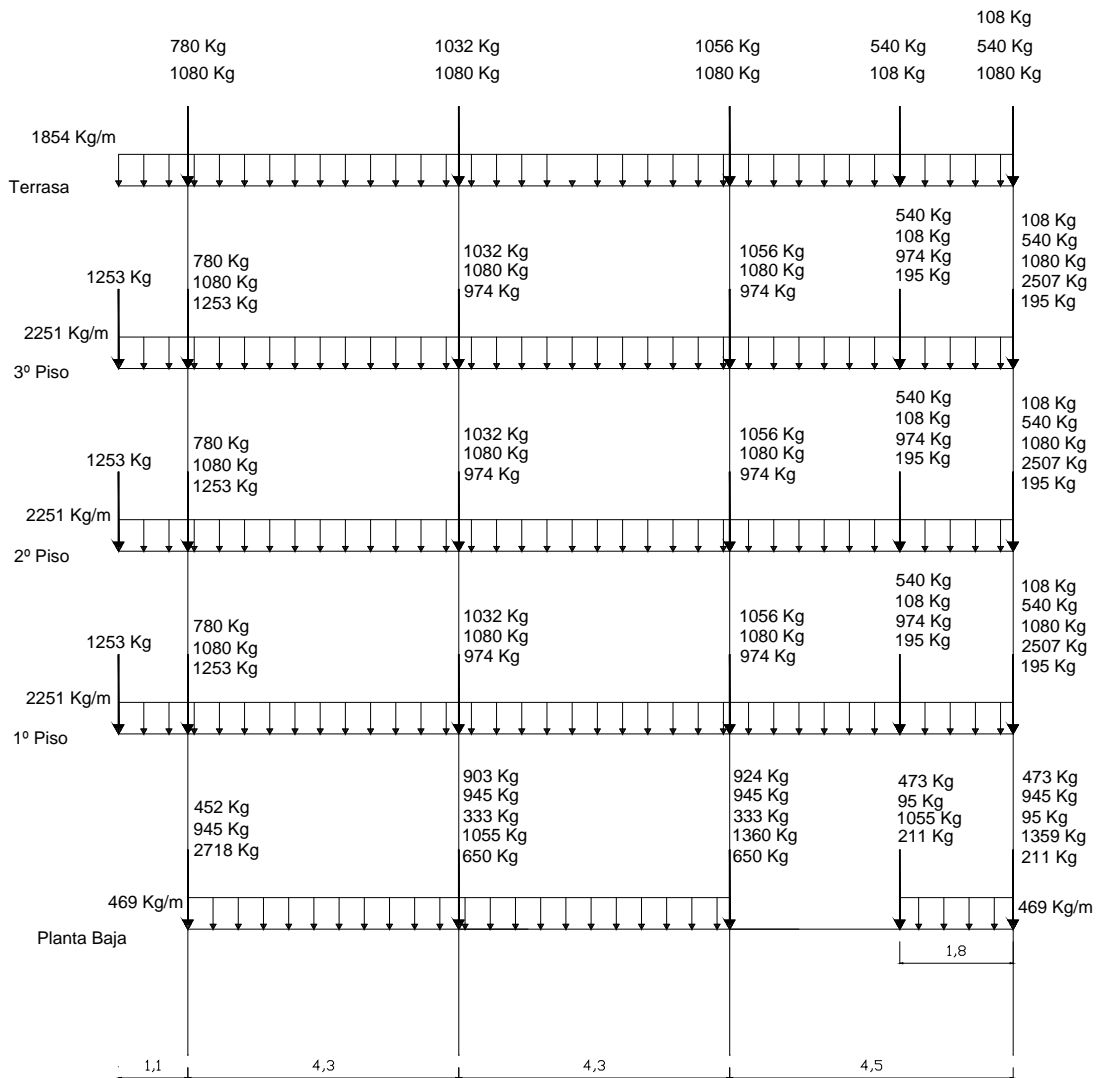


Figura 2.9

CARGA VIVA

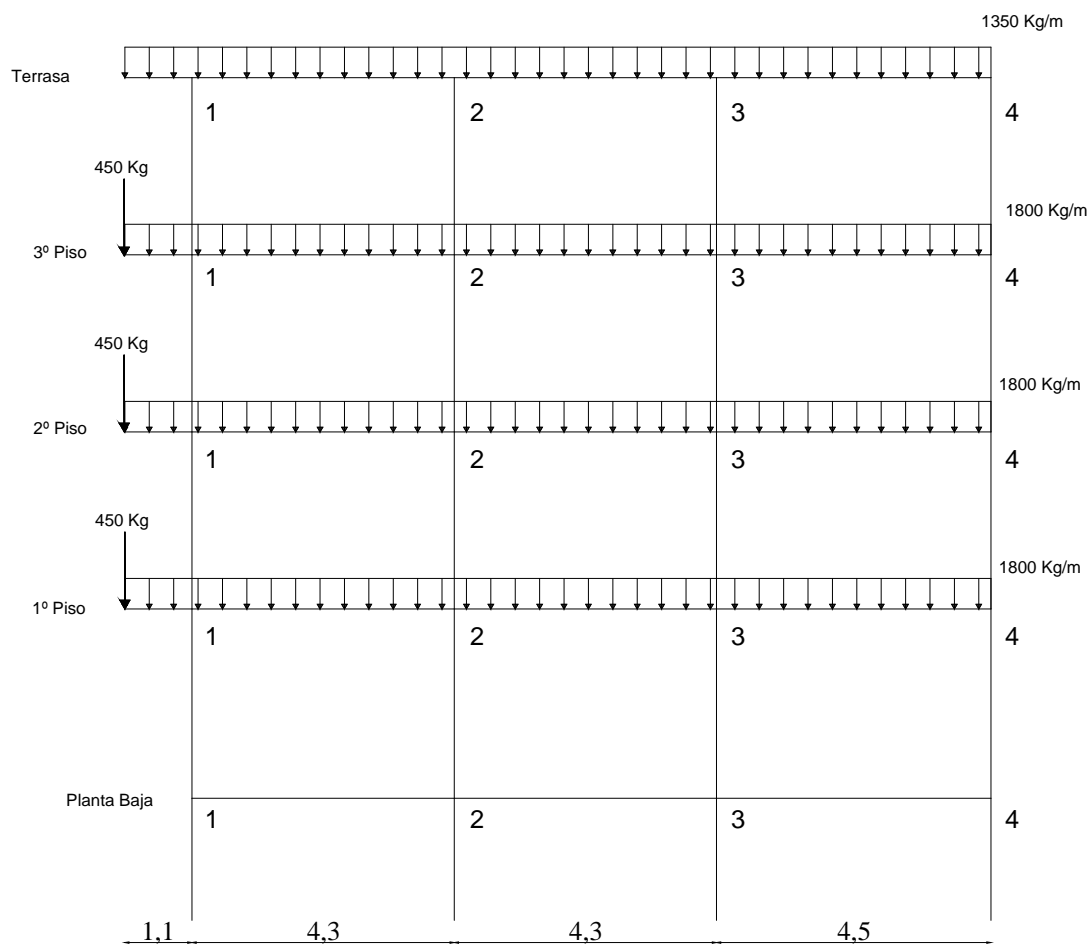


Figura 2.10

2.5. CALCULO DE LA ESTRUCTURA

Una vez obtenido todo el análisis de cargas que actúan en la estructura, procederemos al calculo, como dijimos anteriormente analizaremos un pórtico de la estructura donde compararemos sus resultados con el programa CYPECAD. Lo esperado del resultado son datos que en si no serán idénticos pero en acercamiento en los resultados, todo esto debido a los coeficientes que se adopten y no olvidar que el programa hace una calculo de acuerdo a la norma que se adopten.

2.5.1. CALCULO CON EL PROGRAMA CYPE CAD

2.5.1.1. INTRODUCCION DE DATOS

Se describe a continuación el modo de iniciación para el usuario, cuyo objeto es:

- Ofrecer una guía del proceso de organización de datos de una estructura.
- Facilitar su introducción en el programa.

Es conveniente crear un plano de replanteo de pilares, donde debe estar reflejado lo siguiente:

- El nivel de arranque y final de cada alineación vertical de pilar, pantalla y muro.
- Sus respectivas secciones predimensionadas en altura.
- Ángulos.
- Puntos fijos.

También se debe crear un plano de sección de alzado del edificio, donde este plano debe contener:

- Numeración de las distintas plantas.
- Asignación de grupos de plantas.
- Indicación de las cargas superficiales de sobrecarga de uso y cargas muertas.
- Altura entre planos superiores de forjados terminados consecutivos.

En la introducción de datos y para la construcción de una obra, siga este proceso:

- Pulse sobre **Archivo > Nuevo**. En la ventana que se abre introduzca el nombre para la obra.

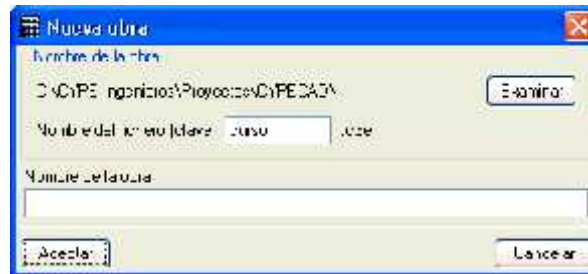


Figura 2.11

- Para la introducción de los datos generales, tras aceptar el dialogo anterior aparece la ventana **Datos generales**, que permite indicar el nombre, descripción, normas de cálculo, materiales y tipo de control a utilizar, acciones horizontales, nivel de ponderación de las acciones, coeficientes de pandeo en pilares y modificación de tablas de armado y opciones de cálculo.

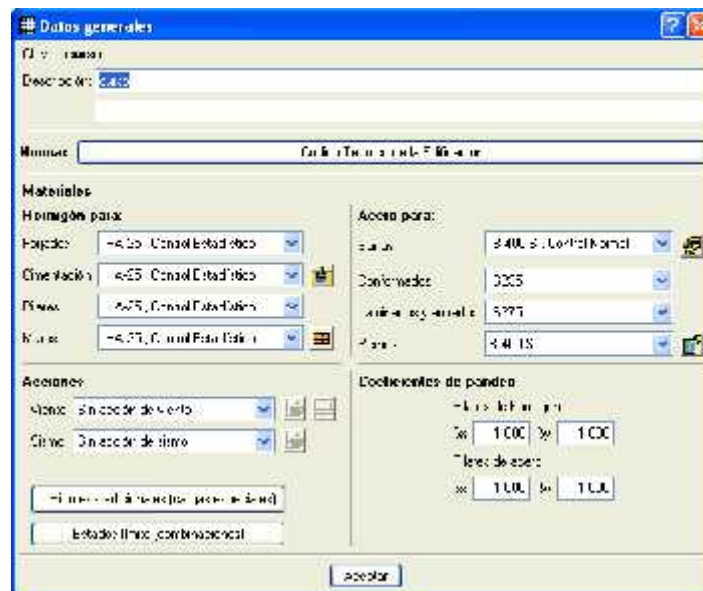


Figura 2.12

2.5.1.2. INTRODUCCION DE LAS PLANTAS O GRUPOS

Se indica a continuación la secuencia para introducción de plantas y grupos de plantas en el cálculo y dimensionamiento de una obra con este programa.

- Pulse la opción **Introducción > Plantas/Grupos**, luego pulse **Nuevas plantas** en el diálogo que se abre, donde deberá escoger una de las dos opciones, lo aconsejable es la opción **Sueltas** y pulse aceptar.



Figura 2.13

- A continuación se abrirá una ventana donde tendrá que introducir el número de plantas, detallándolas mediante nombres para su identificación, la altura de cada planta y sus respectivas cargas tanto carga muerta como sobre carga.

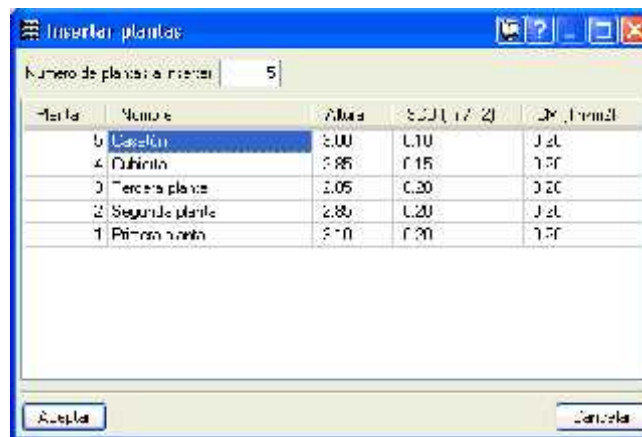


Figura 2.14

- terminado esto pulse **Aceptar**, se abrirá una ventana de **Plantas y grupos**, ahora con más opciones. En esta nueva ventana se tendrá la oportunidad de introducir nuevas plantas o borrar de acuerdo al diseño que se tenga, se podrá editar las plantas y grupos como también unir ciertos grupos que se desea.

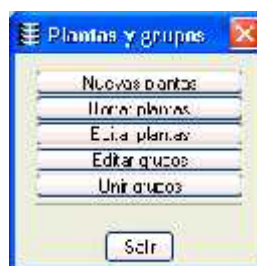


Figura 2.15

2.5.1.3. INTRODUCCION DE LAS COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS

Para la introducción de los pilares o columnas se empleara dos formas, plantillas DXF o DWG y mediante coordenadas.

- Pulse la opción **Introducción > Pilares, pantallas y arranques** en el menú superior desplegable, donde se abrirá el diálogo con tres opciones, escoja la opción **Nuevo pilar**.



Figura 2.16

- En esta ventana se va a introducir todos los datos de las columnas enumerando cada una de ellas, es recomendable introducir los pilares con las mismas dimensiones desde la cimentación hasta la última planta. Se definirá los coeficientes de pandeo como empotramiento, el ángulo de rotación del pilar si lo tuviera, los desniveles y canto de apoyos si los hubiera.

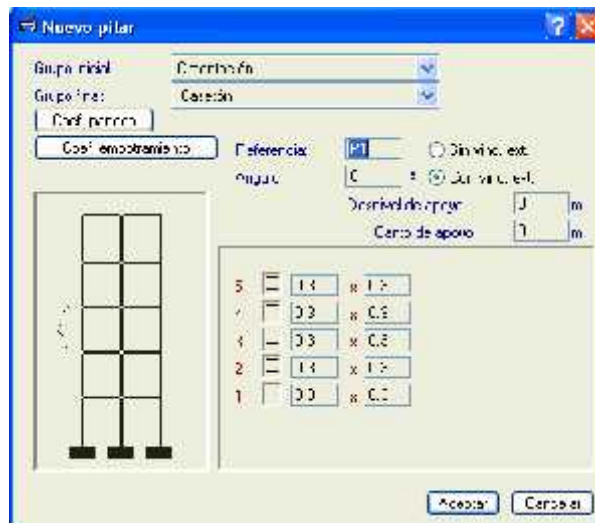


Figura 2.17

Para la introducción de las vigas una vez terminado con la introducción de los datos de los pilares, debe pulsar la pestaña inferior con el nombre **Entrada de vigas**, se debe seguir los siguientes pasos:

- Pulse **Vigas/Muros > Entrar viga**, luego se abrirá la ventana **Viga actual** en la cual se podrá seleccionar de una gran variedad de tipos de viga, su ubicación, y las dimensiones que se tengan del proyecto.

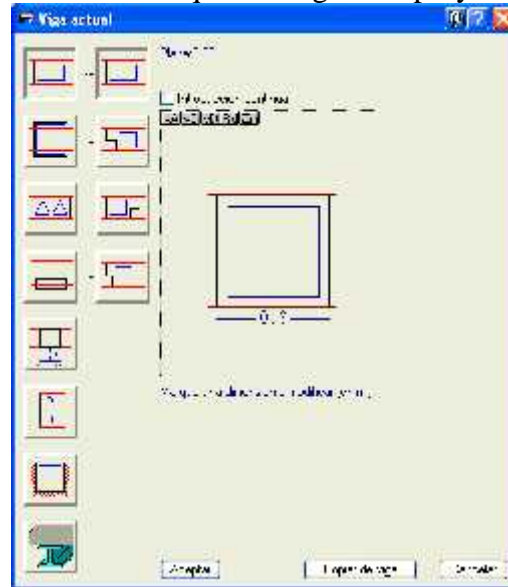


Figura 2.18

- Una vez elegido el tipo de viga, solo tiene que señalar entre que pilares quiere colocar la viga y su ubicación (centrada o con respecto a la cara del lado del pilar). Puede colocar vigas en voladizo rectas o curvas, porque este programa tiene gran diversidad de opciones.

Una vez terminado la introducción de los pilares y vigas, indicaremos el modo de introducir las diversas opciones que tiene el programa para losa o llamado también paños.

- Pulse **Paños > Gestión paños**, se desplegará la ventana flotante que se representa en el programa, inicialmente y mientras no introduzca ningún paño, casi todos los iconos de esta ventana aparecerán desactivados, en dicha ventana está la mayor parte de las herramientas necesarias para la gestión de

la introducción de forjados. Primeramente. Primeramente se seleccionara la primer casilla, con el nombre **Entrar paño**.



Figura 2.19

- seleccionado la primer casilla se abrirá una ventana en la cual se tendrá una variedad de tipos de losas o paños, entre ellos están; forjado de viguetas, losas macizas, reticulares, placas aligeradas, losas mixtas, losas apoyadas en el terreno. Las primeras opciones son las que se utiliza normalmente en nuestro medio, pero la última opción se la utiliza en losas para cimentación que será objeto de estudio en la presente tesis de grado.

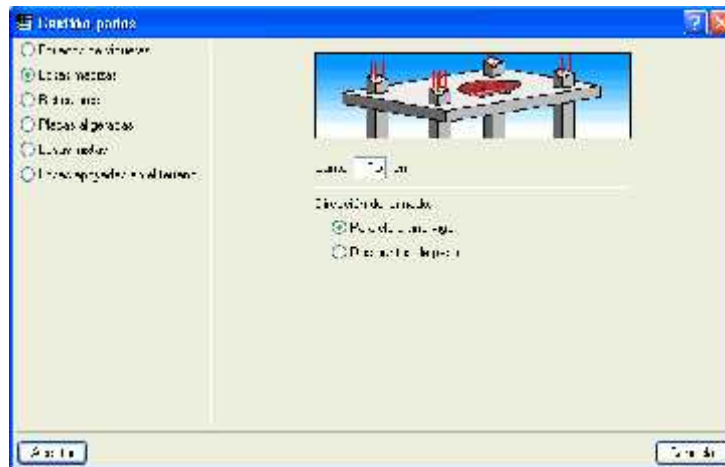


Figura 2.20

- En cada una de las opciones ya indicadas se abre nuevas ventanas para darle los datos correspondientes a cada tipo de paño que se ha seleccionado. Por ser los más usados en nuestro medio explicaremos los dos primeros; forjado de viguetas y losas macizas. En el caso de la opción losas macizas, solo se describe el espesor como nos muestra la figura anterior y el programa hará el diseño y calculo de la armadura.

2.5.1.4 INTRODUCCION DE LOS APOYOS CON RESPECTO AL COEFICIENTE DE BALASTO

Para la introducción de los valores del coeficiente de balasto en los apoyos del edificio, mas concretamente en las losas de cimentación solo basta colocar el valor sin ninguna transformación que se da en el Anexo 2c.

2.5.1.5. INTRODUCCION DE LAS CARGAS Y SUS HIPOTESIS

Como vimos anteriormente, en el apartado 3.5.1.2, donde se mostró la forma de introducir los datos de plantas o grupos, también existió en una de las ventanas los cuadros de valores a introducir de las cargas tanto carga muerta como sobrecarga, estos datos de cargas solo son para las losas o paños. Ahora indicaremos el modo de introducir las cargas puntuales, lineales o superficiales para colocar la carga del muro, barandas, escaleras muebles específicos, etc. Los pasos a seguir son:

- Pulse **Cargas > Cargas**, se abrirá una ventana donde se tendrá que especificar cual de las tres cargas se desea insertar, ya mencionadas anteriormente, en esta ventana se especificara si el tipo de carga es permanente o sobrecarga de uso.



Figura 2.21

- Para la introducción de las cargas una vez especificada su valor, pulsamos **Nueva** y con el puntero del ratón señalamos la ubicación donde ira la carga. Pulse el botón derecho del ratón para volver a la ventana **Cargas** e introducir nuevas cargas. Luego de introducida las cargas, en la misma ventana tenemos la opción de editar, asignar, borrar y mover dichas cargas durante la ejecución del programa.

2.5.1.6. CALCULO Y DIMENCIONAMIENTO

Una vez que se han introducido todos los datos es posible calcular la estructura, durante el proceso aparecerán mensajes informativos acerca de la fase de cálculo en la que se encuentra el programa. También se emiten mensajes de error si hay datos incompatibles con el cálculo, dicho cálculo el programa lo hace por fases los cuales son:

- La primera fase del programa será la generación de las estructuras geométricas de todos los elementos, formando la matriz de rigidez de la estructura. Si el programa detecta datos incorrectos, emitirá mensajes de error y detendrá el proceso, esta fase se puede ejecutar de forma independiente para un grupo o para toda la obra.
- La segunda fase consiste en la inversión de la matriz de rigidez por métodos frontales. En caso de que sea singular, se emitirá un mensaje que advierte de un mecanismo, si detecta dicha situación en algún elemento o en parte de la estructura, en este caso el proceso se detiene.
- En una tercera fase se obtienen los desplazamientos de todas las hipótesis definidas, se emitirá un mensaje que indica desplazamientos excesivos en aquellos puntos de la estructura que superen un valor, ya sea por un incorrecto diseño estructural o por las rigideces a torsión definidas en algún elemento.
- La cuarta fase consiste en la obtención de las envolventes de todas las combinaciones definidas en la introducción de los datos, para todos y cada uno de los elementos de la obra como: vigas, forjados, pilares, etc.
- En la quinta y última fase se procede al dimensionamiento y armado de todos los elementos definidos, de acuerdo a las combinaciones y envolventes, geometría, materiales y tablas de armado existentes. En caso de superarse en

alguna viga la resistencia del hormigón por compresión oblicua, se emite un mensaje que indica que hay cortante excesivo, el programa continúa hasta el final, emitiendo un informe una vez terminado el cálculo.

Para la ejecución del cálculo, que es muy simple, debe seguir los siguientes pasos:

- Pulse **Calcular > Calcular obra** (sin dimensionar cimentación o con dimensionamiento de cimentación). El motivo de no calcular la cimentación, de momento, se debe a que normalmente es necesario tras el primer cálculo, rectificar las secciones de pilares, vigas, etc., con lo que debe realizarse al menos un nuevo cálculo de la estructura. Posteriormente, como se verá más adelante, se podrá dimensionar sólo la cimentación con la estructura superior ya encajada.

Al finalizar el cálculo, se pueden consultar todos los errores y problemas surgidos durante el cálculo en los diferentes elementos. Se puede consultar por pantalla o también imprimir en un fichero o por impresora, dependiendo del tipo de error. Otros errores se deben consultar por cada elemento, pilar, viga, losa, etc.

2.5.1.7. RESULTADO Y PLANOS

Terminado el cálculo, puede consultar los resultados mediante la pantalla, obtener listados en ficheros de texto o por medio de impresora y copiar la obra en cualquier unidad.

Se puede consultar en todo momento los siguientes datos como **Datos generales de la obra**, donde resulta conveniente revisar los datos introducidos: datos de pilares, de grupos (sobrecarga de uso, cargas muertas), altura de plantas, acciones de viento y sismo si los hubiera, materiales empleados, opciones, tablas de armado, etc. Las opciones contenidas en este apartado se graban con la obra, así como las tablas de armado convertidas en especiales, lo cual es conveniente para grabar en soporte magnético y posterior recálculo pasado un tiempo. Si no lo hace así y ha cambiado

opciones o tablas, podrá obtener resultados diferentes. Si se modifican estos datos, se debe recalculer la obra, si se dan por válidos, se puede continuar con la consulta de los resultados.

Se pueden visualizar de forma gráfica los valores de todas las cargas introducidas: puntuales, lineales y superficiales, cada conjunto de cargas asociadas a hipótesis diferentes tiene un código de color distinto, de esta forma se puede comprobar si los datos son correctos y si se realiza alguna modificación en las cargas se debe volver a calcular.

Para poder ver y analizar los resultados arrojado por el programa, se debe pulsar **Resultados** en la parte inferior de la pantalla de cálculo. Es recomendable revisar primeramente los pilares, puede consultar axiles, momentos, cortantes y torsores por hipótesis simples en cualquier cota del pilar, analítica y gráficamente de la siguiente manera:

- Pulse **Envoltentes > Esfuerzos pilares y pantallas**, luego procederá a seleccionar los pilares a revisar uno a la vez, donde le aparecerá la siguiente ventana:

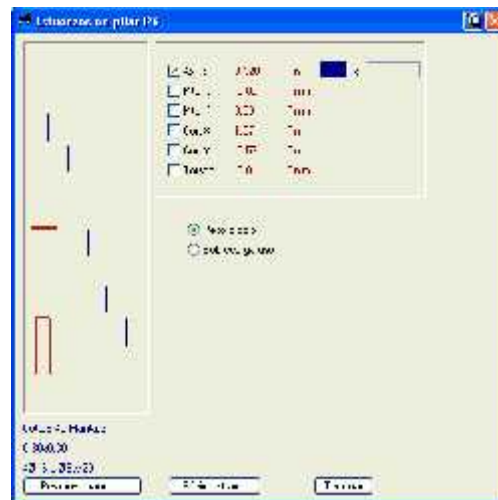


Figura 2.22

- La carga axil en el arranque proporcionada por el programa debe ser aproximada a la calculada manualmente con aproximaciones, ya que el área

tributaria a estimar puede ser diferente de la real debido a la hiperestaticidad de la estructura en general y de los forjados en particular. Debe tener en cuenta que el programa proporciona los esfuerzos por hipótesis simples y, por tanto, sin mayoral e independientes para peso propio, sobrecarga, etc.

Después de haber visto el resultado sobre el cálculo del edificio, procederemos a analizar los resultados de las vigas, donde es conveniente revisar al menos las envolventes de momentos flectores de todas las vigas de la estructura de forma gráfica de la forma que sigue:

- Sitúese en el grupo 1. Desactive la visibilidad de los negativos pulsando **Viguetas > Vistas** y desactivando en esta ventana la casilla **Armadura de negativos**, para una mejor revisión y apreciación de las graficas.
- Para poder visualizar el resultado de las vigas en el calculo, pulse **Envolventes > Envolventes de vigas**, en la ventana que se despliega active las casillas de momentos negativos y positivos, cortantes y torsores.



Figura 2.23

- pulse sobre una viga y se vera los datos y gráficos de la viga, debe seguir consultando el resto de vigas en todas las plantas, si el dibujo de alguna envolvente no es coherente, es conveniente comprobar que en ese vano se

cumple que la semisuma de los momentos en los extremos más el momento central corresponde al momento isostático, de forma aproximada.

El último paso de este programa es la obtención de los planos de la obra. No es necesario realizar una configuración previa de formatos de planos y periféricos, pues el programa lo hace automáticamente en base a la configuración de formatos y periféricos definida en el Panel de Control del sistema.

Sin embargo, puesto que existen varios tamaños de planos para la salida a ficheros DXF y DWG, lo primero que debe hacer es seleccionar un tamaño concreto de plano, para ello debe seguir estos pasos:

- Acceda a la opción **General > Configuración general > Planos**, en la ventana que se abre seleccione el formato **DINA**, este es el formato creado por el programa para la salida a ficheros DXF y DWG. En la columna **Tamaños** seleccione el tamaño de papel que se imprimaran los planos, tras ello debe aparecer marcado en color rojo dicho tamaño en la ventana de la derecha, donde se dibujan todos los tamaños definidos para el formato y pulse aceptar.

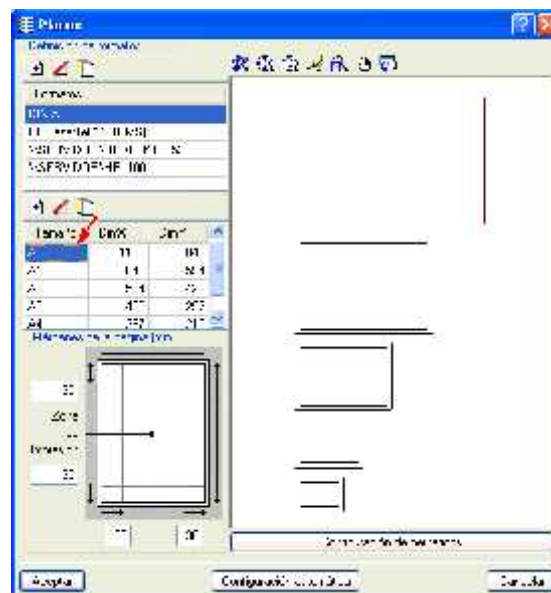


Figura 2.24

- para obtener los planos solo pulse **Archivo > Imprimir > Planos de la obra**, En la ventana que se abre, **Selección de planos**, añada un elemento a la lista, automáticamente se abrirá la ventana **Edición del plano**, donde se escoge el tipo de plano que se quiere imprimir, en nuestro caso, las cimentaciones.

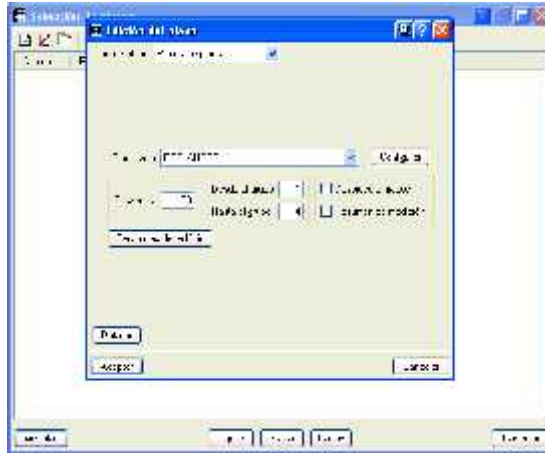


Figura 2.25

- en esta ventana se elegirá el plano, las plantas o cualquier detalle que se precise imprimir, además que tiene ventanas que se podrá configurar de acuerdo a la escala y otras opciones múltiples que tiene el programa.
- Después de cada selección de plano con su respectiva configuración, se volverá a la ventana **Selección de planos**, donde es el momento de elegir el periférico de salida. Active **DWG** en el desplegable **Periférico**, esta opción servirá para poder ver e imprimir los planos en un programa aparte de este llamado AUTOCAD.
- Después que se ha establecido todos los tipos de planos a imprimir, aparece la ventana **Composición de planos**, la cual ofrece una visualización de los planos a generar y en la que se permiten realizar algunos procesos como: cambiar la escala, mover la situación del dibujo dentro del plano, cambiar, etc. Cada plano de planta, pórtico, etc., se ve en principio como un objeto sin detalle, es decir, un dibujo en el que sólo se muestra un contorno.

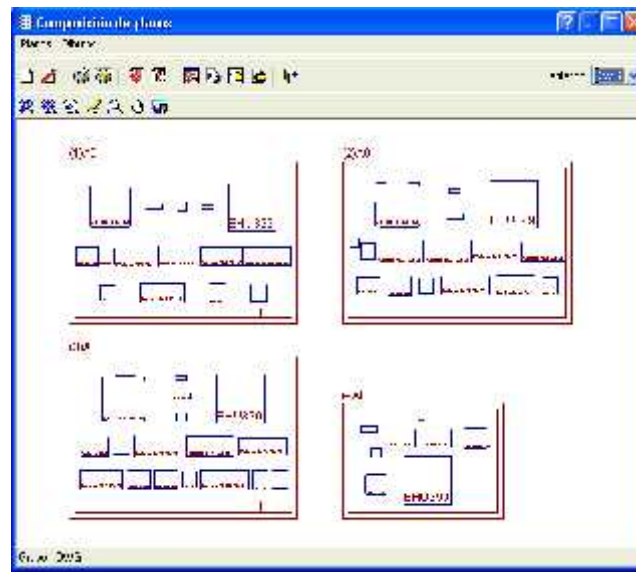


Figura 2.26

- Para ver con realismo un objeto pulse **Dibujos > Detalle de un dibujo** y pulse sobre uno o varios objetos. Para cambiar de posición los textos pulse **Dibujos > Editar dibujo** y pulse sobre un objeto, se abrirá la ventana **Edición de dibujos**, en la que puede mover un texto pulsando consecutivamente sobre él y sobre la nueva ubicación.



Figura 2.27

La realización de este cálculo, lo podremos observar en el Anexo 3.a, donde están todos los cálculos ejecutados con dicho paquete estructural. La forma de cómo utilizar este programa ya lo detallamos anteriormente.

2.5.2. CALCULO MANUAL

El método que se usara para el calculo manual será “Análisis aproximado de estructuras estáticamente indeterminadas”. Estos métodos se desarrollaron con base en el comportamiento estructural y su exactitud se compara con la de los métodos más exactos de análisis.

Una vez especificado este modelo, su análisis se llama “análisis aproximado”, se puede hacer un diseño preliminar de los miembros de una estructura y una vez completo este, puede entonces efectuarse el análisis indeterminado mas exacto y refinarse el diseño. Un análisis aproximado da también información sobre el comportamiento de la estructura bajo carga y es útil para realizar un análisis más exacto o bien para cuando no se dispone de tiempo, dinero o capacidad para efectuar un análisis más exacto.

Debe quedar claro que en un sentido general, todos los métodos de análisis estructural son aproximados, simplemente porque las condiciones reales de carga, geometría, comportamiento del material y resistencia en los soportes, nunca se conoce con exactitud, esto debido al los coeficientes que se adoptan para dicho calculo que difieren entre métodos y varios aspectos mas. El método que usaremos se denomina:

CARGAS VERTICALES SOBRE MARCOS DE EDIFICIOS

Los marcos de los edificios consisten, a menudo, en trabes conectadas rígidamente a las columnas, de modo que la estructura entera resiste mejor los efectos de las fuerzas laterales debidas al viento o a un sismo, como muestra la figura a continuación.

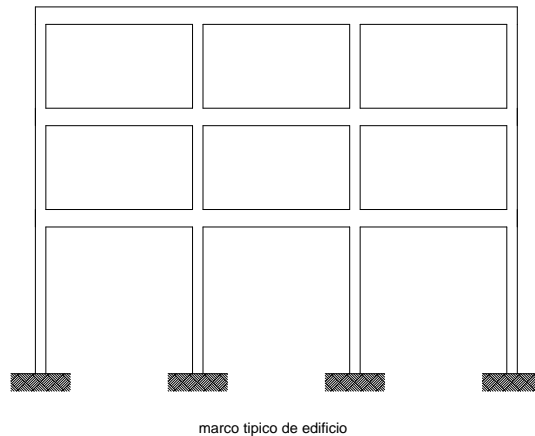


Figura 2.28

Hipótesis para un análisis aproximado:

Considere una trabe típica localizada en un marco de un edificio y sometida a una carga uniforme vertical. Los soportes de la columna ejercerán cada uno tres reacciones sobre la trabe por lo que esta será estáticamente indeterminada de tercer grado. Para hacer la trabe estáticamente determinada, un análisis aproximado requerirá tres hipótesis. Si las columnas son extremadamente rígidas, no habrá rotación en ninguno de los lados y la curva elástica de la trabe tendrá los puntos de inflexión o momento cero a 0.21 de la longitud del trabe en cada soporte. Sin embargo, si las conexiones en las columnas son muy flexibles, como en el caso de una viga simplemente apoyada, el momento cero ocurrirá en los soportes. Las columnas proporcionan algo de flexibilidad en los soportes por lo que supondremos que los momentos cero ocurre en un punto promedio entre los dos casos extremos, esto es $(0.21L + 0)/2 \approx 0.1L$ en cada lado del soporte. Un análisis exacto de marcos que soportan cargas verticales indica que las fuerzas axiales en la trabe son despreciables.

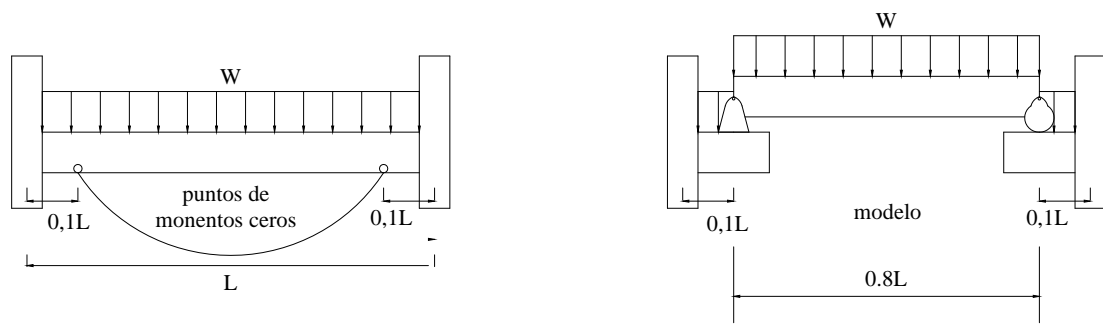


Figura 2.29

Como resultado del análisis anterior, cada trabe de longitud “L” puede modelarse como un claro simplemente apoyado de longitud $0.8L$, que descansa sobre dos extremos en voladizo, cada uno de longitud $0.1L$. Las siguientes tres hipótesis se incorporan en este modelo.

1. Se tiene un momento cero en la trabe a $0.1L$ del soporte izquierdo
2. Se tiene un momento cero en la trabe a $0.1L$ del soporte derecho
3. En la trabe no se tiene fuerza axial

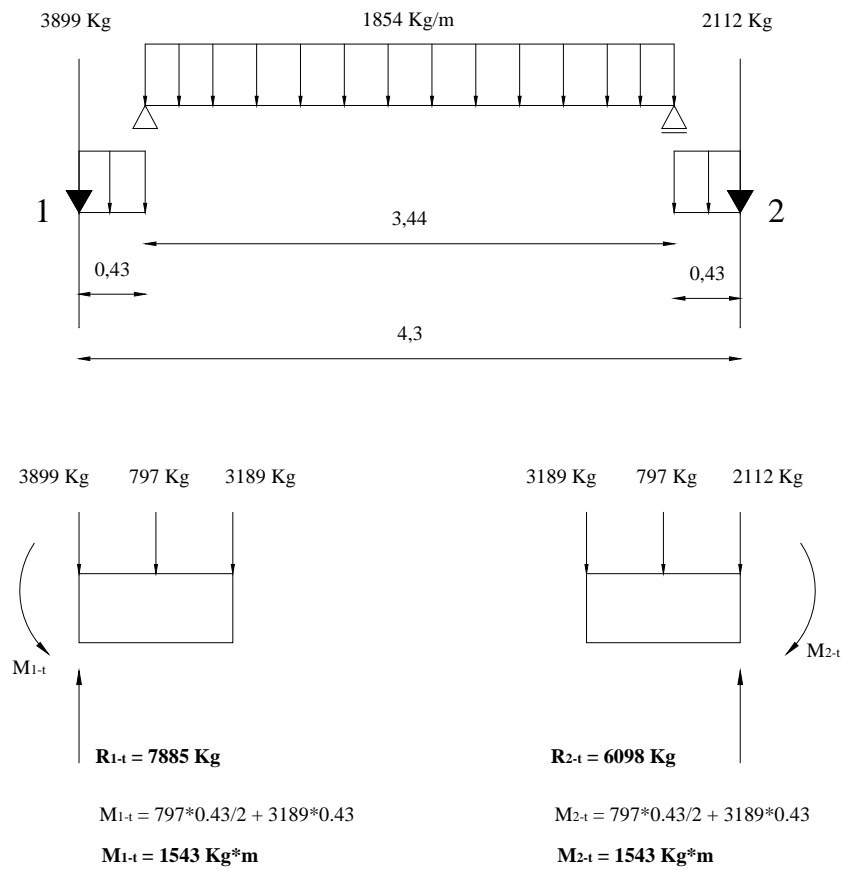
Por medio de la estática pueden ahora obtenerse las cargas internas en las traves y efectuarse un diseño preliminar de sus secciones transversales, porque se tendrá tres incógnitas y tres ecuaciones.

Para el cálculo de nuestro pórtico, lo aremos por separado, carga permanente y carga viva, luego los resultados los sumaremos afectando por los coeficientes que utiliza el programa CYPECAD, para su posterior comparación. Este resultado nos servirá como datos para nuestro diseño de las fundaciones que es el objetivo de nuestro tema de grado.

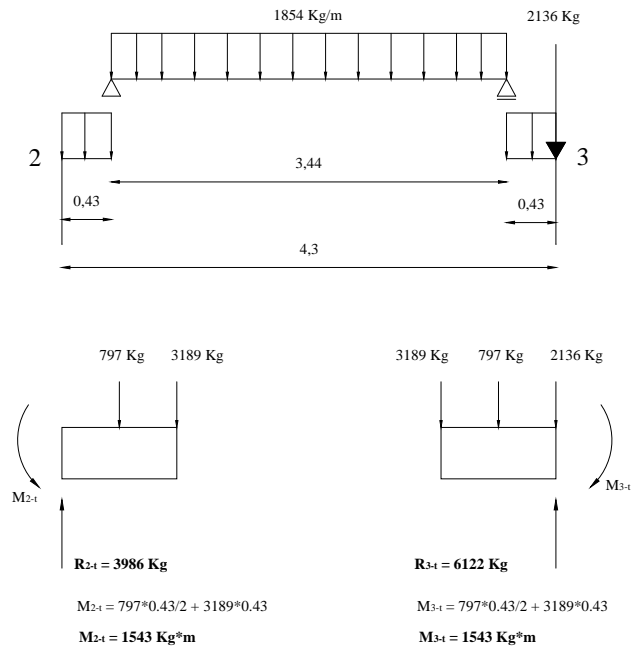
El cálculo se lo realizara de acuerdo a la teoría del modelo, por traves, como tenemos cuatro nudos en el pórtico, entonces tendremos tres traves. Las cargas del lado del voladizo del pórtico se lo llevaran directo al nudo (1) de cada planta. Las unidades están dadas en kilogramos (Kg), y metros (m).

Con todo lo dicho, procederemos al cálculo del pórtico empezando de la terraza y terminando en la planta baja:

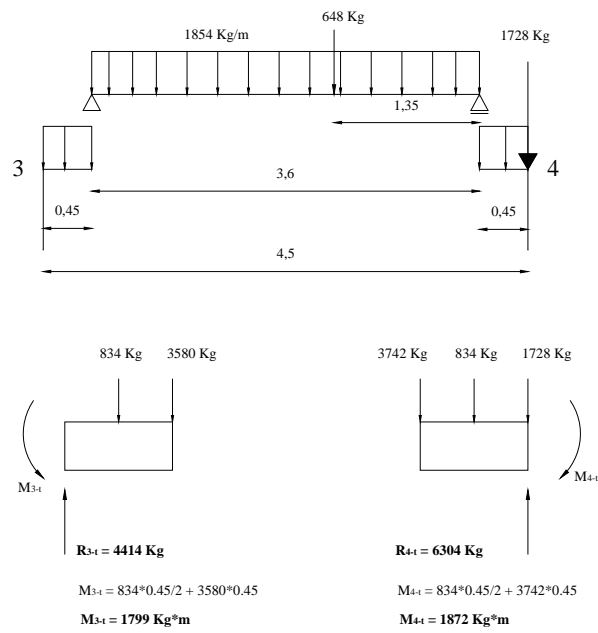
Carga permanente: Terraza tramo 1 – 2



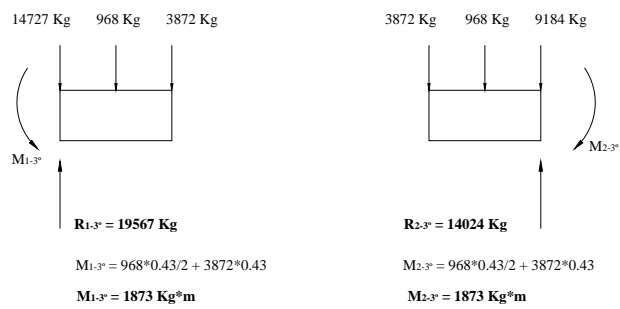
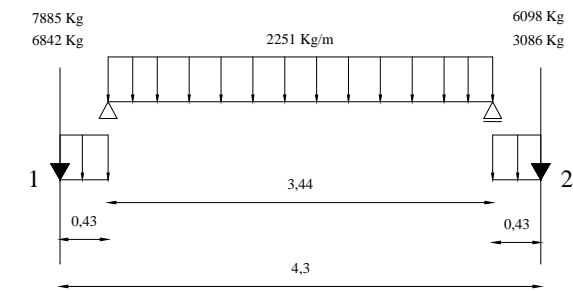
Terraza tramo 2 – 3



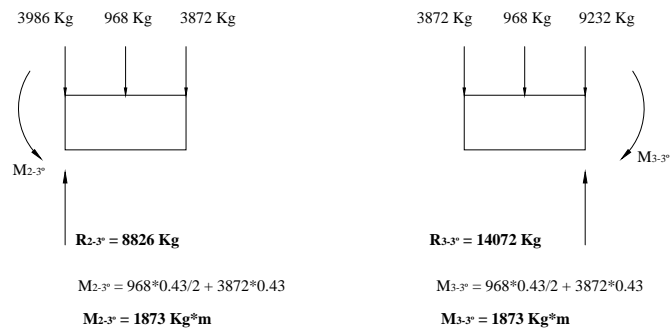
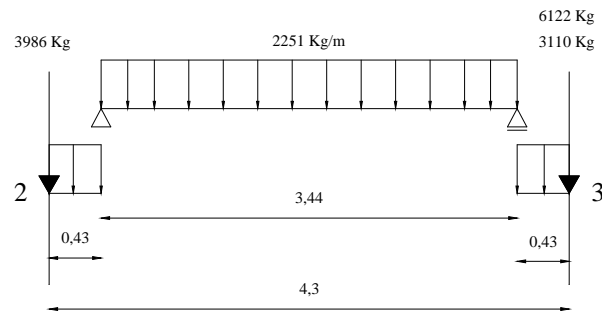
Terraza tramo 3 – 4



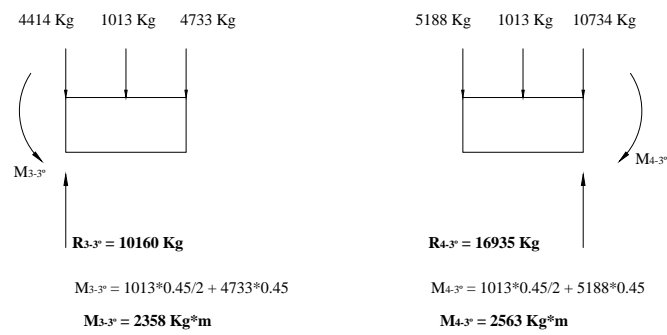
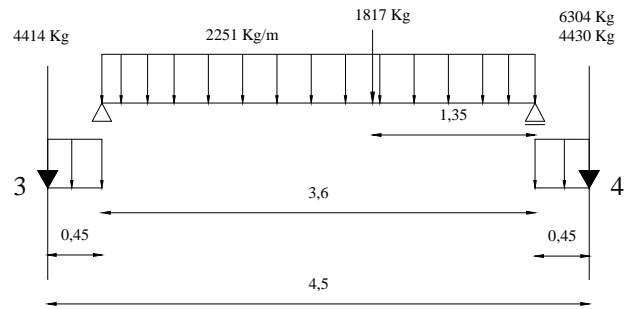
Carga permanente: 3° Piso tramo 1 – 2



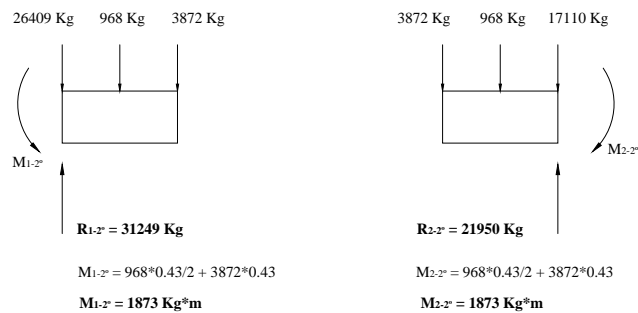
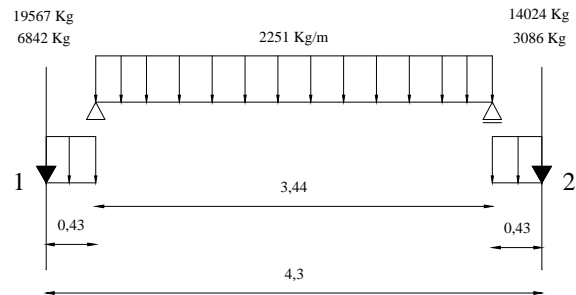
3° Piso tramo 2 – 3



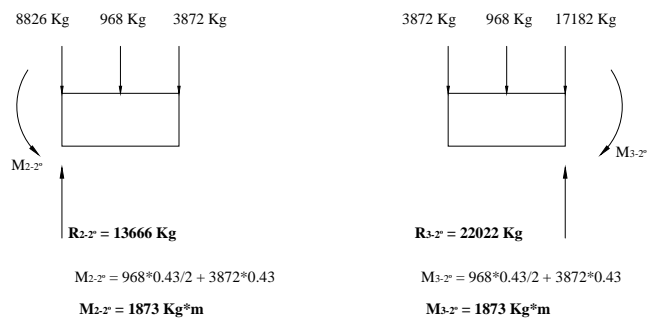
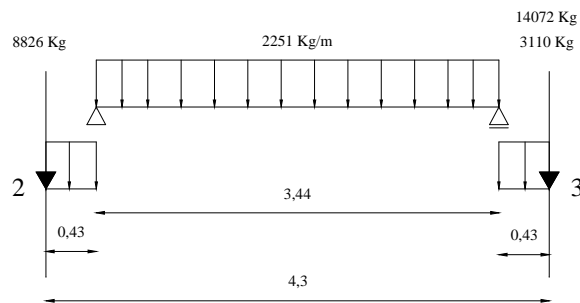
3° Piso tramo 3 – 4



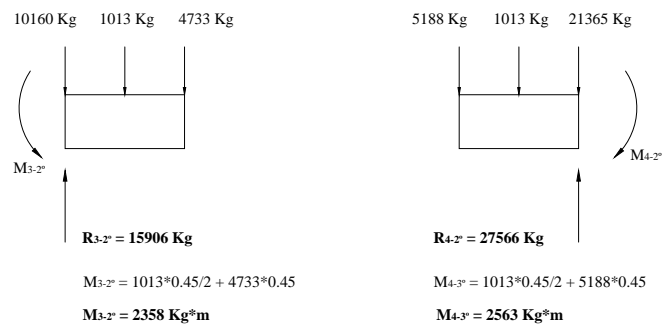
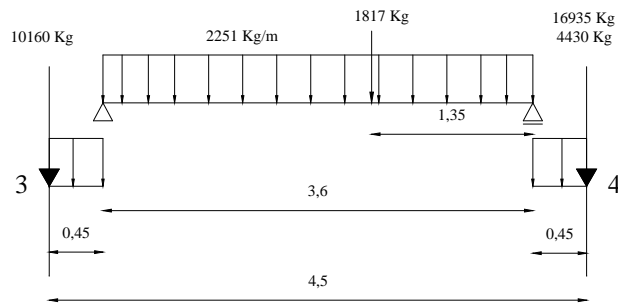
Carga permanente: 2° Piso tramo 1 – 2



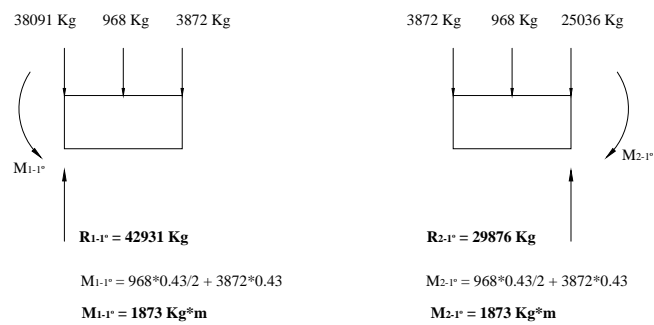
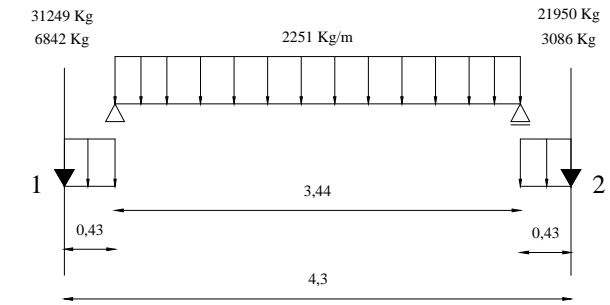
2° Piso tramo 2 – 3



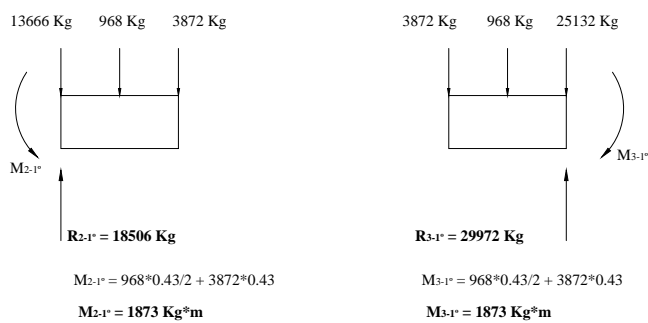
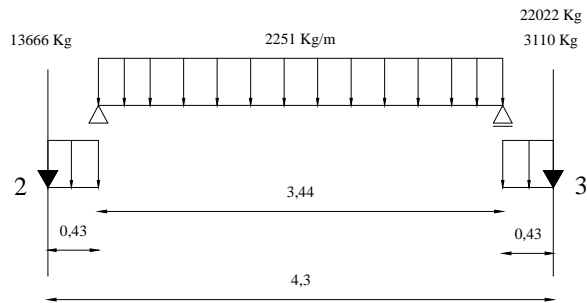
2° Piso tramo 3 – 4



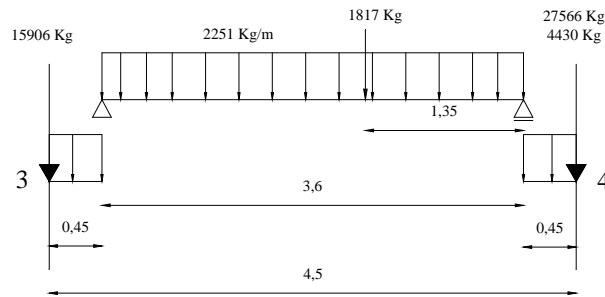
Carga permanente: 1° Piso tramo 1 – 2



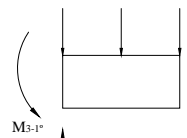
1° Piso tramo 2 – 3



1° Piso tramo 3 – 4



15906 Kg 1013 Kg 4733 Kg



$$R_{3-1^\circ} = 21652 \text{ Kg}$$

$$M_{3-1^\circ} = 1013 \cdot 0.45/2 + 4733 \cdot 0.45$$

$$M_{3-1^\circ} = 2358 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

5188 Kg 1013 Kg 31996 Kg

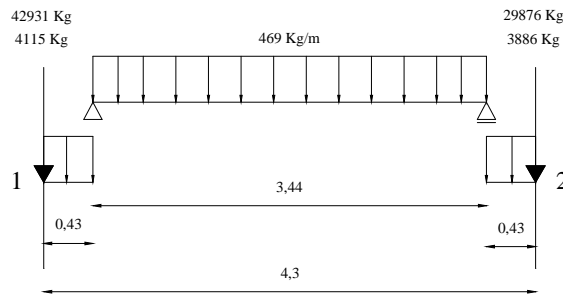


$$R_{4-1^\circ} = 38197 \text{ Kg}$$

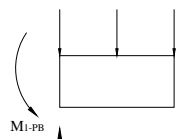
$$M_{4-1^\circ} = 1013 \cdot 0.45/2 + 5188 \cdot 0.45$$

$$M_{4-1^\circ} = 2563 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Carga permanente: Planta baja tramo 1 – 2



47046 Kg 202 Kg 807 Kg

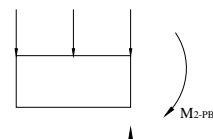


$$R_{1-PB} = 48055 \text{ Kg}$$

$$M_{1-PB} = 202 \cdot 0.43/2 + 807 \cdot 0.43$$

$$M_{1-PB} = 390 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

807 Kg 202 Kg 33762 Kg

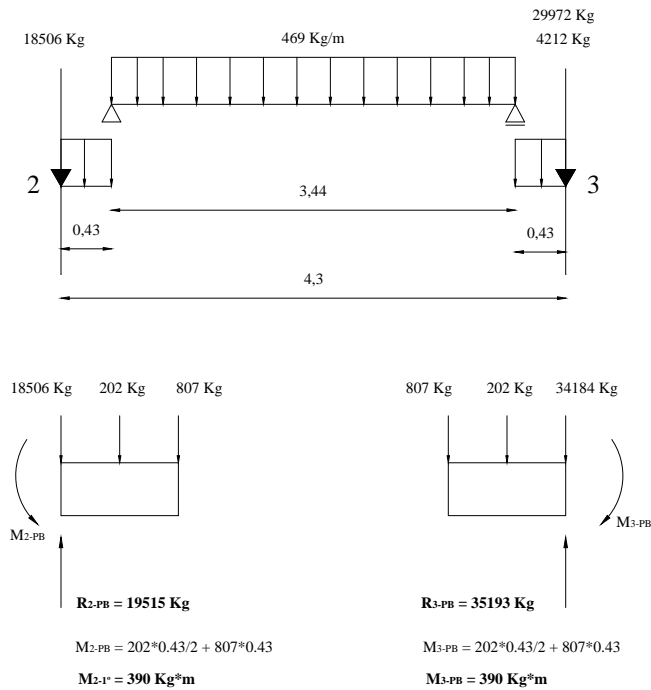


$$R_{2-PB} = 34771 \text{ Kg}$$

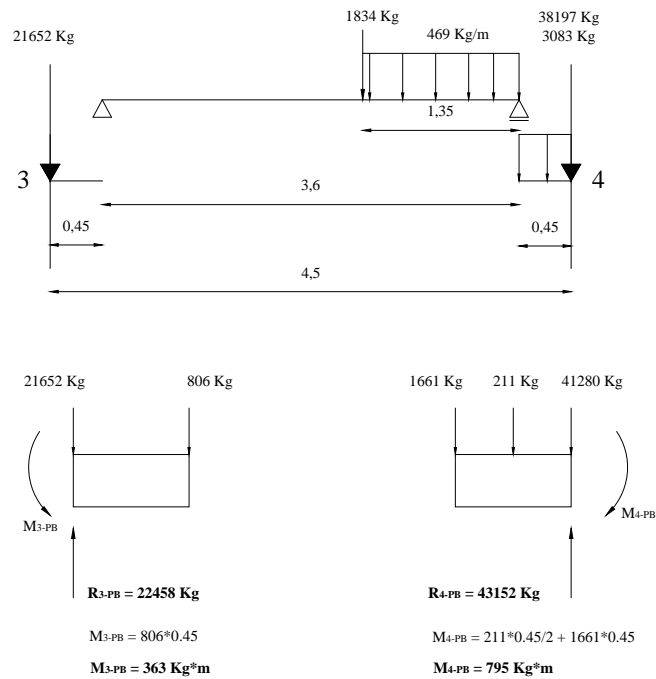
$$M_{2-PB} = 202 \cdot 0.43/2 + 807 \cdot 0.43$$

$$M_{2-PB} = 390 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

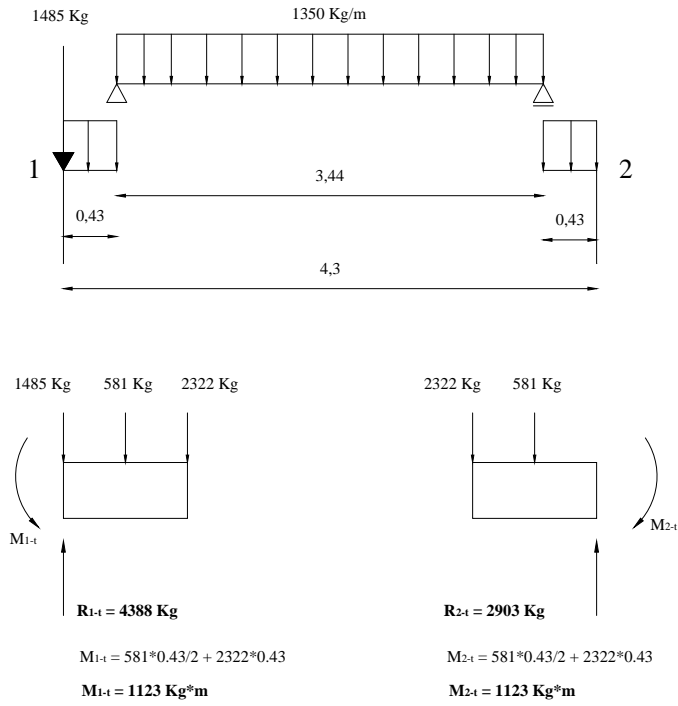
Planta Baja tramo 2 – 3



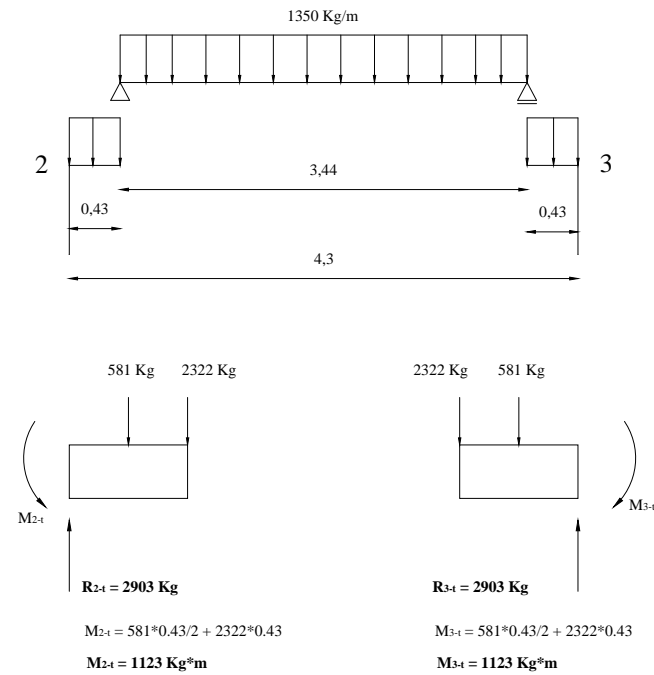
Planta Baja tramo 3 – 4



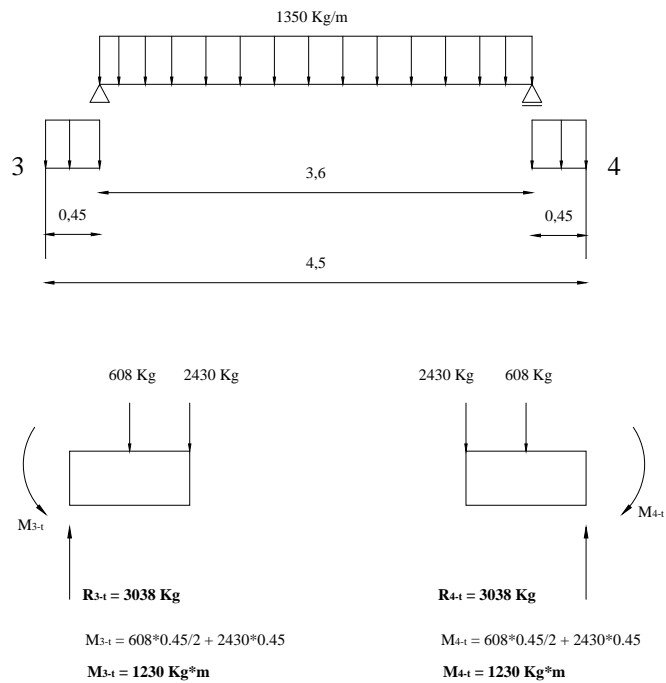
Carga viva: Terraza tramo 1 – 2



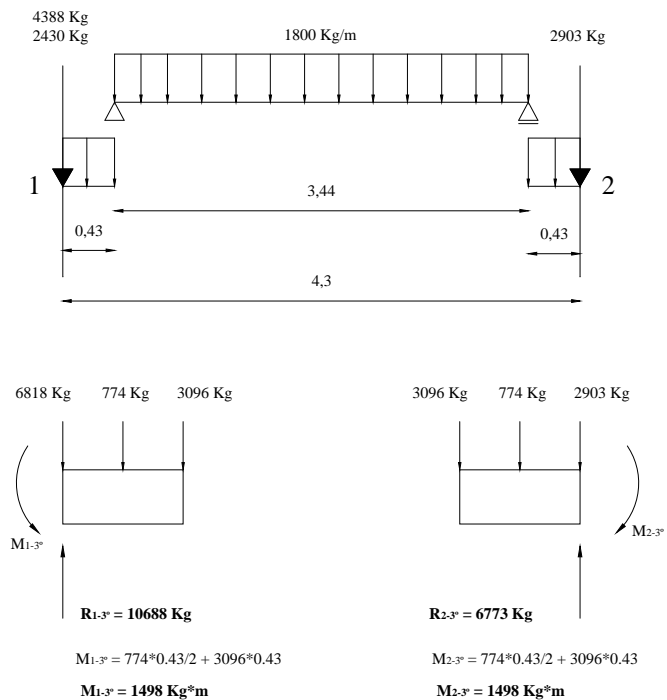
Terraza tramo 2 – 3



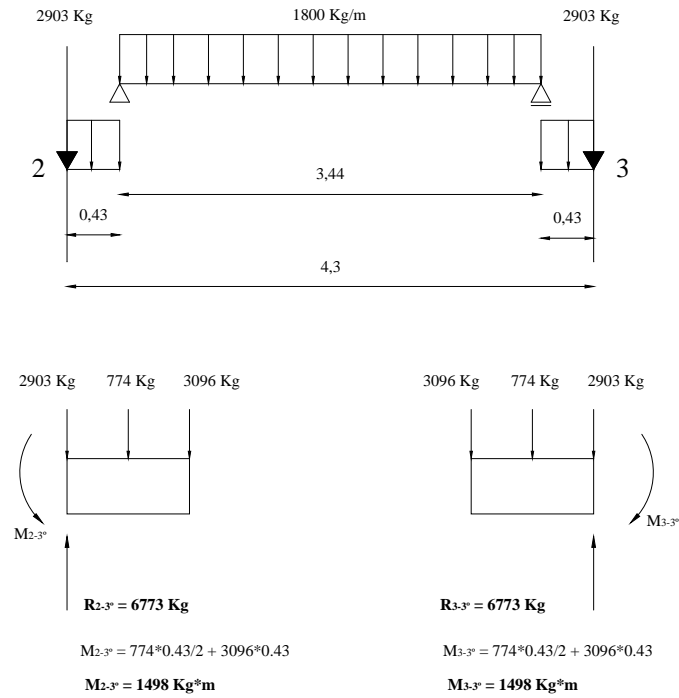
Terraza tramo 3 – 4



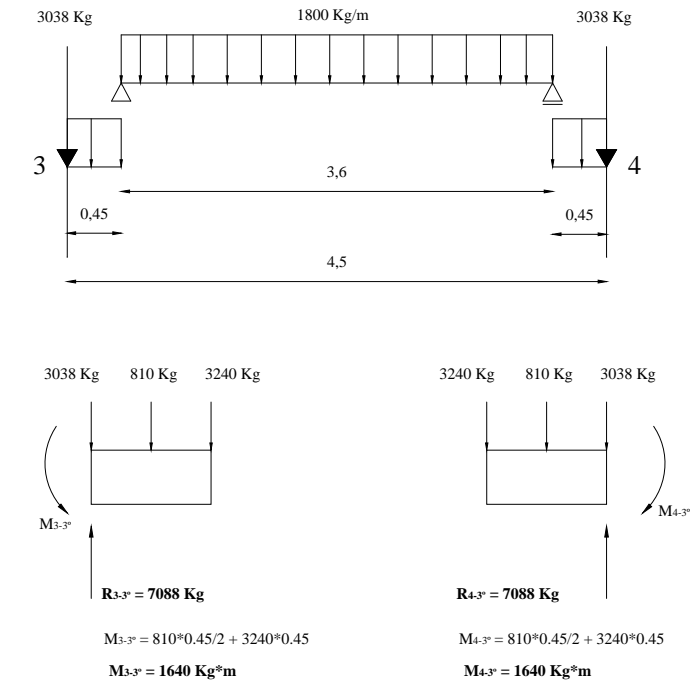
Carga viva: 3° Piso tramo 1 – 2



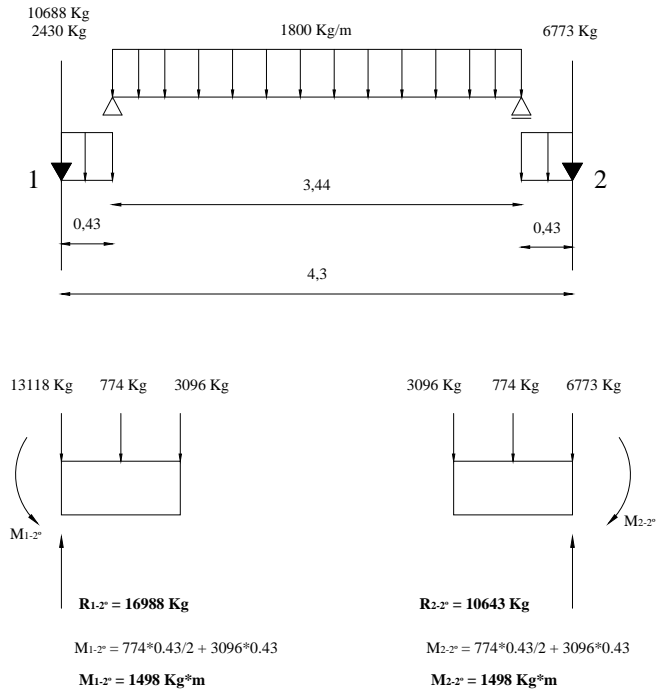
3° Piso tramo 2 – 3



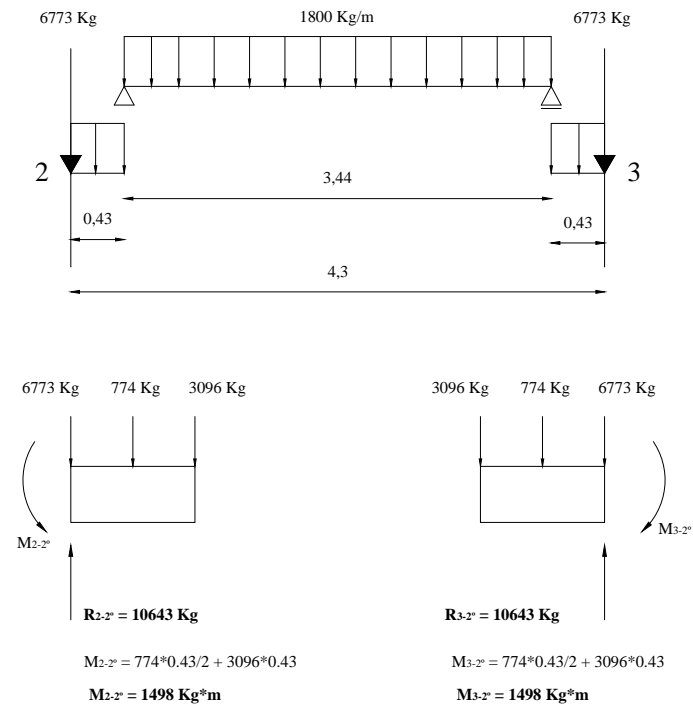
3° Piso tramo 3 – 4



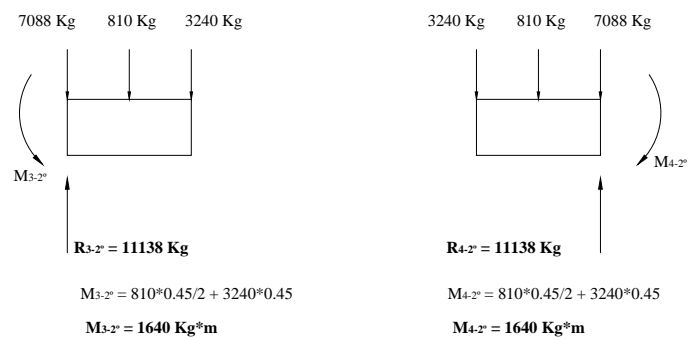
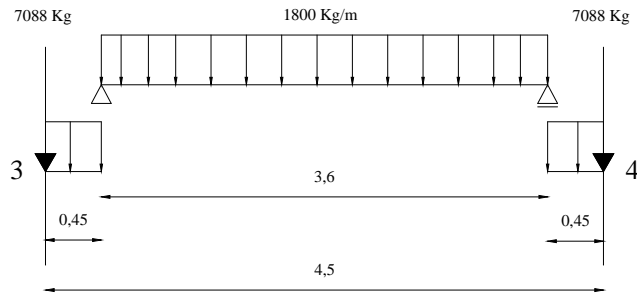
Carga viva: 2° Piso tramo 1 – 2



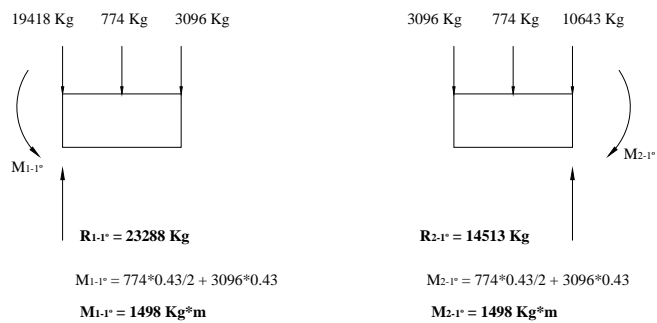
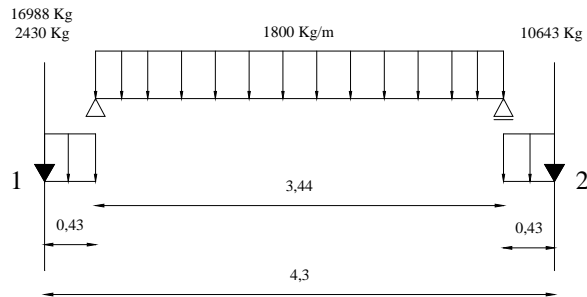
2° Piso tramo 2 – 3



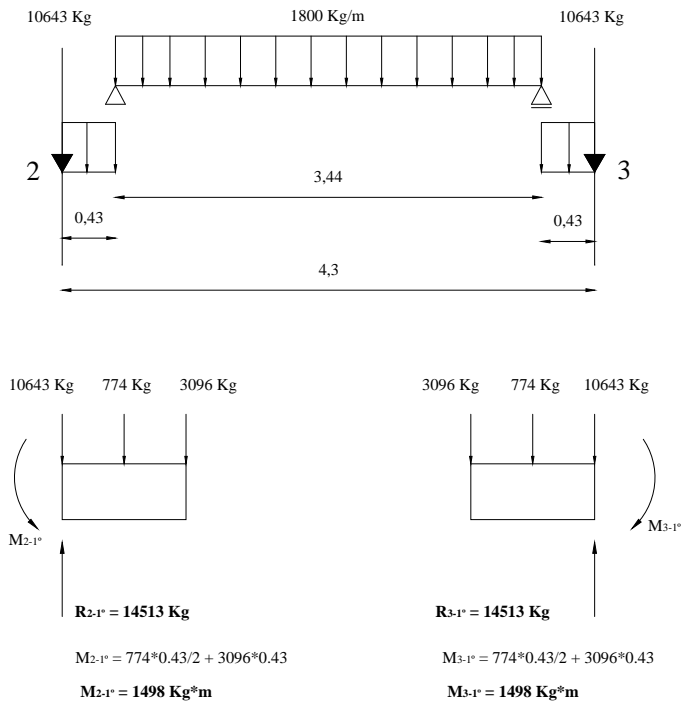
2° Piso tramo 3 – 4



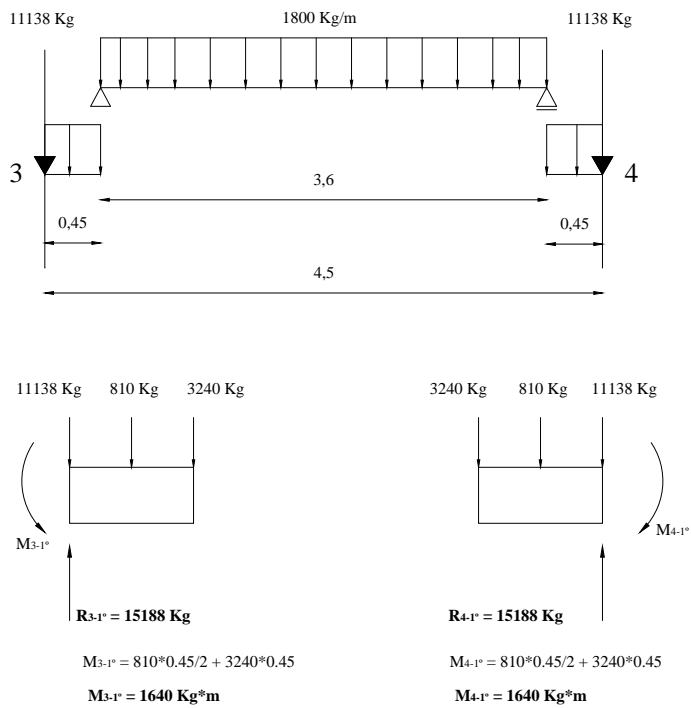
Carga viva: 1° Piso tramo 1 – 2



1° Piso tramo 2 – 3

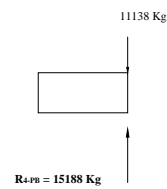
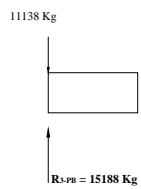
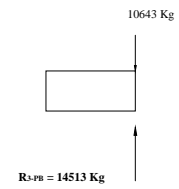
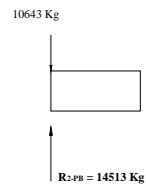
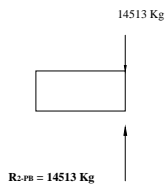
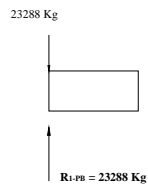


1° Piso tramo 3 – 4



Carga viva: Planta Baja.-

Las reacciones de la planta baja son las mismas que del primer piso con la diferencia que no tiene momentos en los apoyos por no tener ninguna carga en las vigas.



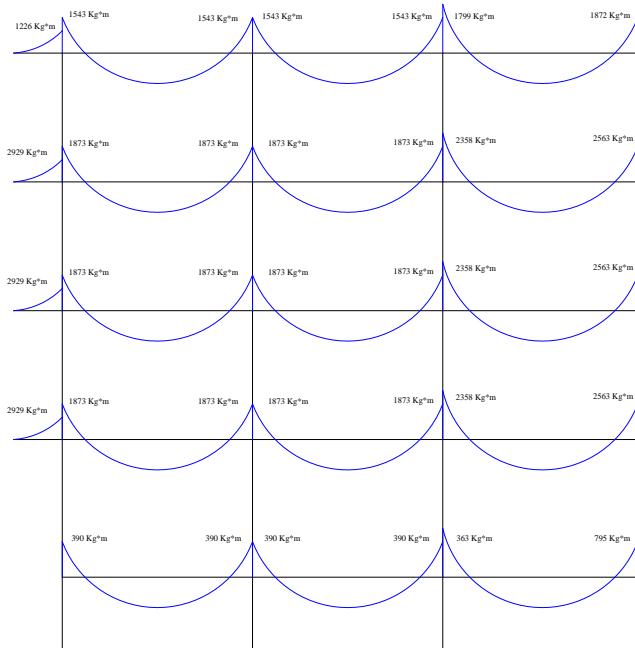
ESFUERZOS EN COLUMNAS DEBIDO A LA CARGA MUERTA

	7885 Kg	10084 Kg	10536 Kg	6304 Kg
	19567 Kg	22850 Kg	24232 Kg	16935 Kg
	31249 Kg	35616 Kg	37928 Kg	27566 Kg
	42931 Kg	48382 Kg	51624 Kg	38197 Kg
	48055 Kg	54286 Kg	57651 Kg	43152 Kg

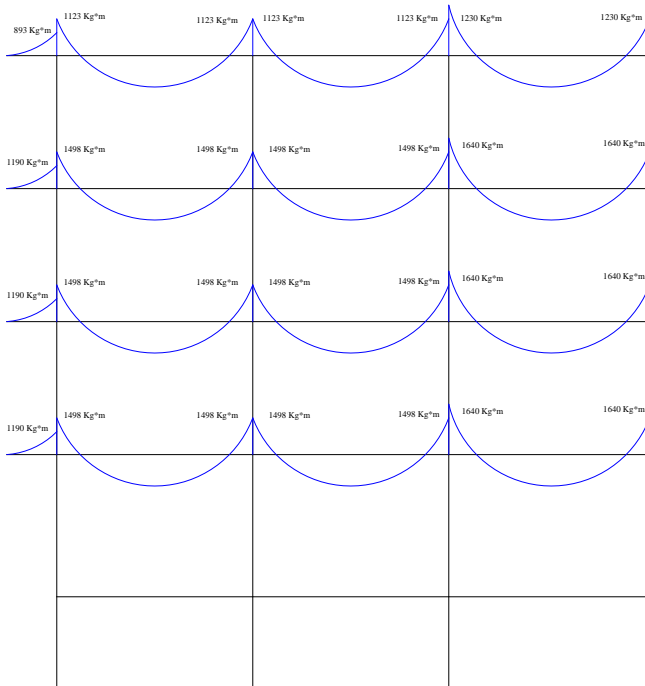
ESFUERZOS EN COLUMNAS DEBIDO A LA CARGA VIVA

	4388 Kg	5806 Kg	5941 Kg	3038 Kg
	10688 Kg	13546 Kg	13861 Kg	7088 Kg
	16988 Kg	21286 Kg	21781 Kg	11138 Kg
	23288 Kg	29026 Kg	29701 Kg	15188 Kg
	23288 Kg	29026 Kg	29701 Kg	15188 Kg

MOMENTOS EN VIGAS DEBIDO A LA CARGA MUERTA



MOMENTOS EN VIGAS DEBIDO A LA CARGA VIVA



2.6. CALCULO ESTRUCTURAL EN FUNDACIONES DE ZAPATA AISLADA

Al igual que el cálculo del edificio con sus cargas correspondientes, se realizara el cálculo de las fundaciones, comenzando con las zapatas aisladas. Primeramente se realizara el calculo manual, luego la comprobación con el calculo del programa.

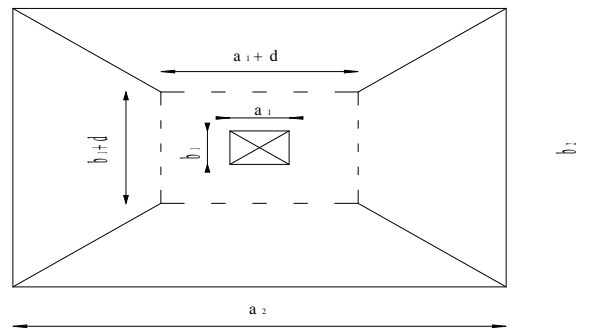
Como se puede observar en los planos, en el edificio se tiene 15 columnas, por consiguiente se tendrá 15 zapatas aisladas, para simplificar el trabajo se tomaran una zapata por cada caso, es decir, analizaremos una zapata aislada interior, una zapata medianera y una zapata de esquina con su respectiva viga centradora si se daría el caso.

2.6.1. CALCULO MANUAL DE ZAPATA AISLADA INTERIOR

Para este cálculo se tomara como dato el de la zapata de mayor carga, que en este caso corresponde a la zapata N° 10.

Datos:

Esfuerzo axil	98.56 Tn
Esf. Adm. Terreno	20 Tn/m ²
f_{ck} (cimiento)	1750 Tn/m ²
f_{yk}	42000 Tn/m ²
Coef. (f)	1,6
Coef. (c)	1,5
Coef. (s)	1,15
Columna	0,30 * 0,30
f_{ck} de columna	2000 Tn/m ²
Armadura de colum.	14 ϕ 16



$$\sigma = \frac{N}{a_2 * b_2} \pm \frac{6M_x}{b_2 * a_2^2} \pm \frac{6M_y}{a_2 * b_2^2} \leq \text{adm terr.}$$

Como los momentos M_x y M_y tienden a cero, no serán tomados en cuenta

$$= \frac{98,56}{a_2^2} \quad 20 \quad \text{Tn/m}^2$$

resolviendo la ecuación, tenemos el valor de a_2

$a_2 = 2,22$ m. pero tomando múltiplos de 25 cm. tenemos

$a_2 = 2,25$ m.

verificando con el peso de la zapata determinamos el canto h máximo

$$\tau_t = 19,4686 + 2,4 * h = 20 \text{ Tn/m}^2$$

$h = 0,22$ m.

como este canto máximo es insuficiente, incrementamos el ancho de la zapata a:

$a_2 = 2,5$ m. $b_2 = 2,5$ m.

donde la presión en el suelo será: $\tau_t = 15,77 \text{ Tn/m}^2$

Para determinar el canto de la zapata “ h ”, supondremos que es flexible y mediante la comprobación a esfuerzo cortante, hallaremos el canto útil “ d ”

$$f_{cv} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad \text{donde} \quad f_{cd} = \frac{f_{CK}}{\chi_C}$$

$$f_{cd} = 116,67 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = 5,40 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{cv} = \mathbf{54,0 \text{ Tn/m}^2}$$

$$V_d = \chi_f * \tau_t * b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right)$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b_2 * d$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$vd = 80 * (1,1 - d)$$

$$V_{cu} = 135,015 * d$$

Mediante la ecuación $V_d = V_{cu}$ encontraremos “ d ”

$d = 0,41$ m.

mediante la comprobación a punzonamiento, hallaremos el canto útil “ d ”

$$V_{pd} = \chi_f * \tau_t * (a_2 * b_2 - (a_1 + d) * (b_1 + d))$$

$$V_{pu} = S_p * 2 * f_{cv}$$

$$S_p = d * (2 * a_1 + 2 * b_1 + 4 * d)$$

$$V_{pd} \leq V_{pu}$$

$$V_{pd} = 32 * (6,25 - (0,3 + d) * (0,3 + d))$$

$$S_p = d * (1,2 + 4 * d)$$

$$V_{pu} = d * (1,2 + 4 * d) * 2 * 54$$

Mediante la ecuación $V_{pd} = V_{pu}$ encontramos “d”

$$464,049 d^2 + 148,815 d - 197,12 = 0$$

$$d = 0,51 \text{ m.}$$

De los dos valores de “d” que se calculo, escogemos el valor mas alto, y como los valores tienen que ser múltiplos de 10 cm. tendremos:

$$h = 0,60 \text{ m.}$$

Calculamos el vuelo “v” de la zapata para determinar si es rígida o flexible:

$$v = \frac{a_2 - a_1}{2}$$

$$v = 1,1 \text{ m}$$

$$2h = 1,2 \text{ m}$$

Como $v < 2h$, se trata de una zapata rígida por lo que es necesario realizar de nuevo la comprobación a corte tomando en cuenta que $v > 1,5 b_2$

$$V_d = \chi_f * \tau_t * \frac{(b_1 + b_2 + d)(a_2 - a_1 - d)}{4}$$

$$V_{cu} = 2 * f_{cv} * d * (b_1 + d)$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$V_d = 32 * \frac{(2,8 + d)(2,2 - d)}{4}$$

$$V_{cu} = 108,01 * d * (0,3 + d)$$

Mediante la ecuación $V_d = V_{cu}$ encontraremos “d”

$$d = 0,51 \text{ m}$$

Por tanto es determinante la condición supuesta de zapata rígida que conduce a tener un canto de $h = 0,6 \text{ m}$.

Calculo a flexión:

$$M_d = \frac{1}{2} * \chi_f * \frac{N}{a_1} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e_1 \right)^2$$

$$M_d = 31,539 * (1,145)^2$$

$$M_d = 41,349 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

Encontrando el canto de la zapata y con un recubrimiento de 3 cm. podemos suponer un canto útil **d = 0,55 m.**

$$\frac{M_d}{\frac{f_{ck}}{\chi_c} * b_2 * d^2} = 0,047$$

Mediante el ábaco del Anexo 2

$$\frac{U_s}{\frac{f_{CK}}{\chi_c} * b_2 * d} = 0,047$$

$$U_s = 75,4 \text{ Tn}$$

Mediante tablas de Montoya en el Anexo 2 y con el valor de U_s , calculamos la armadura:

$$11 \text{ } \emptyset 16 \text{ c}/24 \text{ cm.}$$

$$d = h - \text{rec} - \emptyset - \emptyset/2$$

$$d = 54,6 \text{ cm.}$$

Comprobación a las condiciones de figuración:

Para la realización de esta comprobación, nos dirigimos a los ábacos del Anexo 2 donde nos explica el procedimiento.

Comprobación a las condiciones de adherencia:

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{a_2} * (\epsilon + e_1)$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u}$$

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$V_d = 72225 \text{ Kp}$$

$$\tau_b = 26,582 \text{ kp/cm}^2$$

$$b_{bd} = 23 \text{ kp/cm}^2 \quad \text{de ábaco en el Anexo 2}$$

$b < b_{bd}$ No cumple!

Como no cumple se debe corregir en número de barras o el diámetro con el número de barras:

13 \emptyset 16 c/20 cm.

$$b = 22,49 \text{ kp/cm}^2$$

$b > b_{bd}$ Cumple!

Comprobación a las condiciones de anclaje:

$$l_b = m * w^2 > \frac{f_{yk}}{200} * w$$

$m = 16$ de acuerdo a ábaco de Anexo 2

$$l_b = 41 \text{ cm}$$

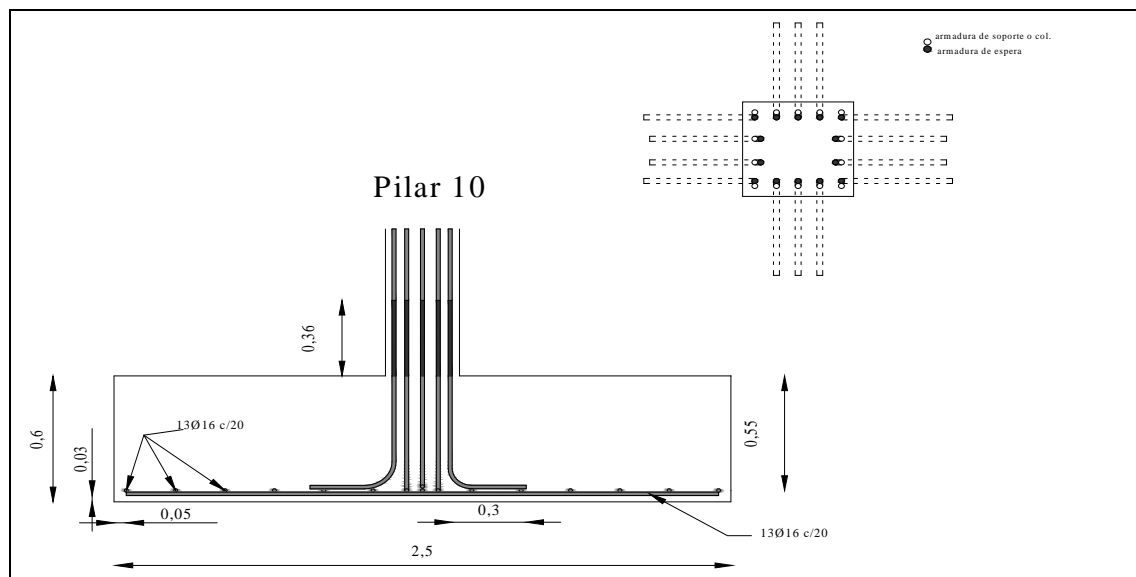
como $v > d + l_b + r$, basta disponer la armadura recta, lado a lado

para el soporte o columna con \emptyset 16

$$L_b = m * w^2 > \frac{f_{yk}}{200} * w$$

$m = 14$ de acuerdo a ábaco de Anexo 2

$$L_b = 36 \text{ cm}$$



2.6.2. CALCULO CON EL CYPE CAD DE ZAPATA AISLADA INTERIOR

El análisis de este calculo ejecutado por el programa, podrá ser observado y analizado en el Anexo 3. b. y su armadura se mostrara en los planos

2.6.3. CALCULO MANUAL DE ZAPATA MEDIANERA

Para el cálculo de este tipo de zapatas, se tomara una zapata de la fundación del edificio tipo, en este caso se trabajara con la zapata N° 12.

Datos:

Carga muerta = 21.59 Tn.

Carga viva = 6.11 Tn.

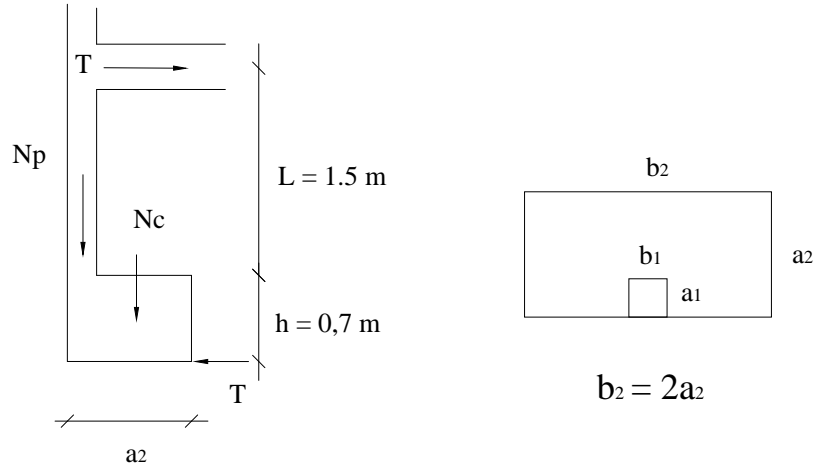
Esf. Adm. Terreno = 20 Tn/m²

Dimensiones de la columna = 0,30*0,30 metros

Armadura de la columna = 4 Ø 12

h = 0,70 m.

$$= 4/3 = 1.33$$



$$Nc = a_2 * b_2 * h * 2,4$$

$$Nc = a_2 * 2a_2 * 0,7 * 2,4$$

$$Nc = 3,36 * a_2^2$$

$$Q = 21.59 + 6.11 = 27.7 \text{ tn}$$

$$\frac{27,7}{a_2 * b_2} = 20 \quad \frac{27,7}{a_2 * 2a_2} = 20 \quad \frac{27,7}{2 * a_2^2} = 20$$

$$\frac{27,7}{a_2^2} = 40 \quad \text{nos da los lados} \quad a_2 = 0,83 \quad \mathbf{a_2 = 1 m \quad y \quad b_2 = 2 m}$$

$$\boxed{t'_t = \frac{Np + Nc}{a_2 b_2}} \quad t'_t = \frac{Np + 3,36 a_2^2}{a_2 b_2}$$

$$20 = \frac{27,7 + 3,36 a_2^2}{2 * a_2^2} \quad 40 * a_2^2 = 27,7 + 3,36 * a_2^2$$

$$36,64 * a_2^2 = 27,7 \quad \text{de donde} \quad a_2 = 0,87 \text{ m}$$

Con este otro cálculo realizado, verificamos que evidentemente los valores para nuestra zapata son: $\mathbf{a_2 = 1 m \quad y \quad b_2 = 2 m}$

$$t'_t = \frac{27,7 + 2 * 1 * 0,7 * 2,4}{2 * 1} = 15,53 \text{ Tn/m}^2 \quad 20 \text{ Tn/m}^2$$

$$\boxed{T = \frac{Np(a_2 - a_1)}{2(L + h)}} \quad T = \frac{27,7(1 - 0,3)}{2(1,5 + 0,7)} = 4,4 \text{ Tn}$$

$$\boxed{As = \frac{x_s * T}{f_{yd}}} \quad As = \frac{1,6 * 4400}{\frac{4200}{1,15}} = 1,9 \text{ cm}^2$$

La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno debe ser resistida, de acuerdo a la siguiente condición:

$$\boxed{Cs * T \leq (Np + Nc) * \sim}$$

Donde. $Cs = 1,5$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$\mu = 2/3 \text{ tg } \emptyset = 0,38$$

$$1,5 * 4,4 \quad (27,7 + 3,36) * 0,38$$

$$6,6 \quad 11,8 \quad \text{Cumple!}$$

El momento flector adicional transmitido al soporte es :

$$\boxed{Md = \chi_s * T * L} \quad Md = 1,6 * 4,4 * 1,5 = \mathbf{10,56 T*m}$$

Calculo a flexión:

En la losa: $\tau_t = \frac{27,7}{2*1} = 13,85 \text{ Tn/m}^2$

$$\boxed{Md = \chi_s \tau_t a_2 \frac{b_2^2}{8}} \quad Md = 1,6 * 13,85 * 1 * \frac{2^2}{8} = 11,08 \text{ T*m}$$

Suponiendo $d = 0,66 \text{ m}$

$$\frac{Md}{\frac{f_{ck} * b_2 * d^2}{\chi_c}} = \frac{11,08}{1167 * 1 * 0,66^2} = 0,022$$

De acuerdo con la tabla del Anexo 2

$$\frac{U_s}{\frac{f_{CK} * b_2 * d}{\chi_c}} = 0,028$$

$$U_s = 0,028 * 1167 * 1 * 0,66 = 21,6 \text{ Tn}$$

Mediante tablas de Montoya en el Anexo 2 y con el valor de U_s , calculamos la armadura:

$$6 \varnothing 12$$

En la viga virtual:

$$\boxed{Md = \chi_s \tau_t b_2 \frac{\left(a_2 - \frac{a_1}{2}\right)^2}{2}} \quad Md = 1,6 * 13,85 * 2 * \frac{\left(1 - \frac{0,3}{2}\right)^2}{2} = 16 \text{ Tn * m}$$

Tomando como canto $d = 0,64 \text{ m}$, el ancho será:

$$b = 0,3 + 0,64 = 0,94 \text{ m}$$

$$\frac{Md}{\frac{f_{ck} * b_2 * d^2}{\chi_c}}$$

$$\frac{16}{1167 * 0,94 * 0,64^2} = 0,036$$

De acuerdo con la tabla del Anexo 2

$$\frac{Us_1}{\frac{f_{ck} * b_2 * d}{\chi_c}} = 0,038$$

$$Us_1 = 0,038 * 1167 * 0,94 * 0,64 = 26,7 \text{ Tn}$$

Considerando la fuerza $T = 4,4 \text{ Tn}$ en la base de la zapata:

$$MU_{s_2} = Us_1 - \chi_s * T$$

$$Us_2 = 26,7 - 1,6 * 4,4 = 19,7 \text{ Tn}$$

Mediante tablas de Montoya en el Anexo 2 y con el valor de Us , calculamos la armadura:

$$8 \text{ } \emptyset 10 \text{ c/26 cm}$$

Comprobación a figuración:

Esta comprobación se la realiza de igual manera que en zapatas interiores, explicado en el ejercicio anterior.

Comprobación a adherencia:

En la losa:

$$V_d = \chi_f * \frac{N}{b_2} * (\epsilon + e_1)$$

$$V_d = 1,6 * \frac{27,7}{2} * \left(\frac{2 - 0,3}{2} + 0,15 * 0,3 \right) = 19,833 \text{ Tn}$$

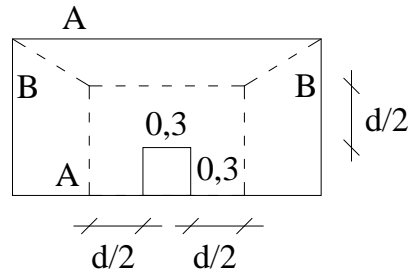
$$\ddagger_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u}$$

$$\ddagger_b = \frac{19833}{0,9 * 66 * 6 * f * 1,2} = 15,33$$

$$\ddagger_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 23 \text{ del Anexo 2}$$

Donde: $\ddagger_b \leq \ddagger_{bd}$ Cumple!

Comprobación a esfuerzo cortante:



En la sección BB, el ancho viene dado por:

$$b_B = b_1 + d = 0,3 + 0,66 = 0,96 \text{ m}$$

$$Vd = x_s \uparrow_t \left(\frac{b_2 + b_B}{2} \right) \left(a_2 - a_1 - \frac{d}{2} \right)$$

$$Vd = 1,6 * 13,85 * \left(\frac{2 + 0,96}{2} \right) \left(1 - 0,3 - \frac{0,66}{2} \right) = 12,13 \text{ Tn}$$

$$f_{cv} = 0,5 * \sqrt{\frac{175}{1,5}} = 5,4 \text{ kp/cm}^2 = 54 \text{ Tn/m}^2$$

Debe cumplir: $Vd \leq 2 f_{cv} b_B d$

$$12,13 \quad 2 * 54 * 0,96 = 68,43 \text{ Cumple!}$$

En la sección AA:

$$b_A = 0,3 + 0,66/2 = 0,63 \text{ m}$$

$$Vd = x_s \uparrow_t \left(\frac{a_2 + b_A}{2} \right) \left(\frac{b_2 - b_B}{2} \right)$$

$$Vd = 1,6 * 13,85 * \left(\frac{1 + 0,63}{2} \right) \left(\frac{3 - 0,96}{2} \right) = 18,4 \text{ Tn}$$

Debe cumplir: $Vd \leq 2 f_{cv} b_A d$

$$18,4 \quad 2 * 54 * 0,63 = 44,9 \text{ Cumple!}$$

Comprobación de anclaje:

Para la losa:

$$Lb = m * W^2$$

$$Lb = 16 * 1.2^2 = 23,04 \text{ cm}$$

$$5 + d + Lb < v$$

$$5 + 66 + 23 < (200-30)/2 \quad \text{no cumple!}$$

Al no cumplir se adopta el valor mas alto de las tres siguientes condiciones:

$$1/3 Lb = 7,7 \text{ cm}$$

$$Lb = 15 \text{ cm}$$

$$10 \phi = 12 \text{ cm}$$



En el soporte el empalme es del 100 %

$$2 Lb = 2 * 16 * 1,6^2 = 82 \text{ cm}$$

En la viga:

$$Lb = 16 * 1,6^2 = 41 \text{ cm}$$

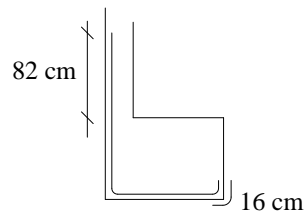
$$5 + d + Lb < v$$

$$5 + 66 + 41 < 100-30/2 \quad \text{no cumple!}$$

$$1/3 Lb = 13,7 \text{ cm}$$

$$Lb = 15 \text{ cm}$$

$$10 \phi = 16 \text{ cm}$$



2.6.4. CALCULO CON EL CYPE CAD DE ZAPATA MEDIANERA

El análisis de este cálculo ejecutado por el programa, podrá ser observado y analizado en el Anexo 3.c, donde su armadura se mostrara en los planos.

2.6.5. CALCULO MANUAL PARA ZAPATA DE ESQUINA

Para el cálculo de este tipo de zapatas, se tomara una zapata de la fundación del edificio tipo, en este caso se trabajara con la única zapata de esquina que es la N° 1.

Datos:

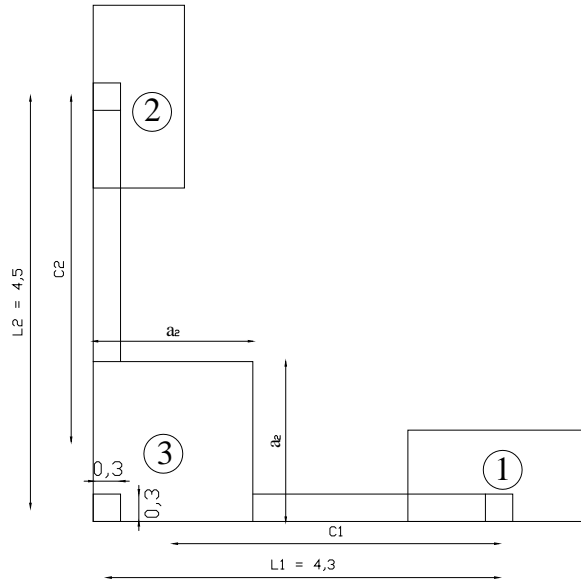
Carga muerta = 29.87 Tn.

Carga viva = 11.67 Tn.

Esf. Adm. Terreno = 20 Tn/m²

Dimensiones de la columna = 0,30*0,30 metros

Armadura de la columna = 4 Ø 12



Primeramente adoptaremos un valor de 0,8 m para el canto, y un valor de 1.25 m para el ancho de la zapata

$$h = 0,8 \text{ m} \quad a_2 = 1,25 \text{ m}$$

$$N_{c3} = 1,25^2 * 0,8 * 2,4 = 3 \text{ Tn}$$

$$N_{p3} = 29,87 + 11,67 = 41,54 \text{ Tn}$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} * \frac{l_1 * l_2}{l_1 * c_2 + l_2 * c_1 - l_1 * l_2}$$

$$R = 41,54 + 3 * \frac{4,5 * 4,3}{4,5 * 3,675 + 4,3 * 3,875 - 4,5 * 4,3} = 45,73 \text{ Tn}$$

$$t'_t = \frac{R}{a * b}$$

$$t'_t = \frac{45,73}{1,25^2} = 29,27 \text{ Tn/m}^2 > 20 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{No cumple!}$$

Como no cumple, aumentamos el ancho de la zapata

$$a_2 = 1,75 \text{ m} \quad c_2 = 3,625 \quad c_3 = 3,425$$

$$N_{c3} = 1,75^2 * 0,8 * 2,4 = 5,88 \text{ Tn}$$

$$R = 41,54 + 5,88 * \frac{4,5 * 4,3}{4,5 * 3,475 + 4,3 * 3,675 - 4,5 * 4,3} = 51,31 \text{ Tn}$$

$$t'_t = \frac{51,31}{1,75^2} = 16,75 \text{ Tn/m}^2 < 20 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Cumple!}$$

$$R_1 = N_{p3} * \frac{l_2 * (l_1 - c_1)}{l_1 * c_2 + l_2 * c_1 - l_1 * l_2}$$

$$R_1 = 41,54 * \frac{4,5 * (4,3 - 3,425)}{11,65} = 14,0 \text{ Tn}$$

$$R_2 = N_{p3} * \frac{l_1 * (l_2 - c_2)}{l_1 * c_2 + l_2 * c_1 - l_1 * l_2}$$

$$R_2 = 41,54 * \frac{4,3 * (4,5 - 3,625)}{11,65} = 13,4 \text{ Tn}$$

Calculo de las vigas:

Viga 3-1

$$M_{1d} = x_f * R_1 * \left(c_1 - \frac{b}{2} \right)$$

$$M_{1d} = 1,6 * 14 * \left(3,425 - \frac{1,75}{2} \right) = 57,12 \text{ Tn*m}$$

$$V_{1d} = x_f * R_1$$

$$V_{1d} = 1,6 * 14 = 22,4 \text{ Tn}$$

Viga 3-1

$$M_{2d} = 1,6 * 13,4 * \left(3,625 - \frac{1,75}{2} \right) = 58,96 \text{ Tn*m} \quad V_{2d} = 1,6 * 13,4 = 21,44 \text{ Tn}$$

Dimensionamiento de la viga 3-1:

$$f_{ck} = 175 \text{ kp/cm}^2 \quad \lambda_{lim} = 0,46 \quad \mu_{lim} = 0,332$$

$$f_{yk} = 175 \text{ kp/cm}^2$$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$d = 0,57 \text{ m}$$

$$d' = 0,03 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{Md}{Nd}$$

$$e_0 = \frac{57,12}{22,4} = 2,55 \text{ m}$$

$$e = e_0 + \frac{d - d'}{2}$$

$$e = 2,55 + \frac{0,57 - 0,03}{2} = 2,82 \text{ m}$$

$$\tilde{\mu}_d = \frac{Nd * e}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\tilde{\mu}_d = \frac{22,4 * 2,82}{0,4 * 0,57^2 * 1166,7} = 0,417$$

$$V_d = \frac{Nd}{b * d * f_{cd}}$$

$$V_d = \frac{22,4}{0,4 * 0,57 * 1166,7} = 0,084$$

Como $\mu_d > \mu_{lim}$ es necesario colocar armadura de compresión

$$\tilde{S}' = (\tilde{\mu}_d - \tilde{\mu}_{lim}) * \frac{1}{1 - \frac{d'}{d}}$$

$$\tilde{S}' = (0,417 - 0,332) * \frac{1}{1 - \frac{0,03}{0,57}} = 0,09$$

$$\tilde{S} = \tilde{S}_{lim} + \tilde{S}' - V_d$$

$$\tilde{S} = 0,46 + 0,09 - 0,084 = 0,466$$

Las capacidades mecánicas para la armadura longitudinal son:

$$U' = \tilde{S} * b * d * f_{cd}$$

$$U' = \tilde{S} * b * d * f_{cd}$$

$$U' = 0,09 * 0,4 * 0,57 * 1166,7$$

$$U' = 0,466 * 0,4 * 0,57 * 1166,7$$

$$U' = 23,9 \text{ Tn}$$

$$U' = 123,9 \text{ Tn}$$

$$2 \text{ } \varnothing 25$$

$$7 \text{ } \varnothing 25$$

Los estribos son:

$$V_{ld} = 1,6 * 14 = 22,4 \text{ Tn}$$

$$V_{cu} = 0,5 * \sqrt{\frac{175}{1,5}} * 40 * 57 = 12313 \text{ kp} = 12,3 \text{ Tn}$$

$$V_{su} = 22,4 - 12,3 = 10,1 \text{ Tn}$$

$$\varnothing 8 \text{ c}/20$$

Dimensionamiento de la viga 3-2:

Se procede de igual forma, donde los resultados son:

Armadura longitudinal a flexión 2 Ø 25

Armadura longitudinal a compresión 2 Ø 25

Estribos Ø 8 c/20

El soporte se dimensiona para momentos adicionales

$$\boxed{T_o = \frac{Np * (a_2 - a_1)}{2 * h'}}$$

$$T_o = \frac{41,54 * (1,75 - 0,3)}{2 * 0,5} = 184,85 \text{ Tn}$$

$$\boxed{Md = x_s * T_o * h'}$$

$$Md = 1,6 * 184,85 * 0,5 = 147,88 \text{ T * m}$$

Estos dos valores se insertan en cada dirección

Calculo de la zapata de esquina:

Calculo a flexión:

Calculamos el momento por metro de ancho

$$t_t = \frac{41,54}{1,75^2} = 13,56 \text{ Tn/m}^2$$

$$\boxed{M = \frac{t_t * a_2^2}{4,8}}$$

$$M = 13,56 \text{ Tn*m/m}$$

Tomando $d = 0,76 \text{ m}$

$$\frac{Md}{a_2 * d^2 * f_{cd}} = \frac{21,7}{1166,7 * 1,75 * 0,76} = 0,018 \text{ de acuerdo a Anexo 2,d}$$

$$\frac{Us}{a_2 * d * f_{cd}} = 0,025 \quad Us = 0,025 * 1166,7 * 1,75 * 0,76 = 38,8 \text{ Tn/m}$$

4 Ø 20 por metro de ancho

En un ancho de 1,75 m se tiene 7 Ø 20 haciendo un área de 22 cm²

Según la cuantía geométrica mínima:

$$As = 0,0015 * a_2 * h \quad As = 0,0015 * 175 * 80 = 21 \text{ cm}^2$$

Por tanto cumple la armadura

Calculo de figuración:

Se verifica al igual que los demás, con los Anexos 2.f – 2.g

Calculo de adherencia:

$$\boxed{V_d = f * 0,58 * \dagger_t * a_2} \quad V_d = 1,6 * 0,58 * 13,56 * 1,75 = 38,54 \text{ Tn}$$

$$\boxed{\dagger_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u}} \quad \dagger_b = \frac{38540}{0,9 * 76 * 7 * f * 2} = 12,8 \text{ kp/cm}^2$$

$$b < 23 \text{ kp/cm}^2 \text{ Cumple!}$$

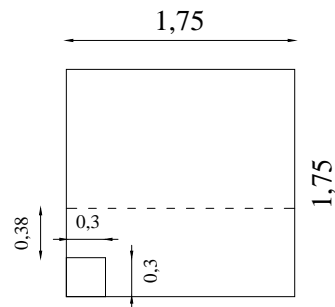
Calculo a esfuerzo cortante:

$$v = 1,75 - 0,3 = 1,45 \quad 2h = 1,6$$

como $v > 2h$ entonces es una zapata rígida

$$d = 0,76 \text{ m} \quad d/2 = 0,38 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,3 + d/2 = 0,68 \text{ m}$$



$$\boxed{V_d = x_f * \dagger_t * \left(\frac{a_2 + a_1 + d/2}{2} \right) * (a_2 - a_1 - d/2)}$$

$$V_d = 1,6 * 13,56 * \left(\frac{1,75 + 0,3 + 0,38}{2} \right) * (1,75 - 0,3 - 0,38) = 28,09 \text{ Tn}$$

$$f_{cv} = 0,5 * \sqrt{\frac{175}{1,5}} = 5,4 \text{ kp/cm}^2 = 54 \text{ Tn/m}^2$$

$$\boxed{V_{cu} = 2 * d * b_2 * f_{cv}} \quad V_{cu} = 2 * 54 * 0,68 * 0,76 = 55,81 \text{ Tn}$$

Vd Vcu Cumple!

Calculo de los voladizos virtuales:

$$M_v = \frac{\dagger_t * a_2^3}{3} \quad M_v = \frac{13,56 * 1,75^3}{3} = 24,22 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M_{vd} = 1,6 * 24,22 = 38,76$$

Con $b = 0,3$ y $d = 0,76$ m tenemos del Anexo 2.d

$$\frac{M_{vd}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{38,76}{0,3 * 0,76^2 * 1166,7} = 0,19$$

$$\frac{U_s}{b * d * f_{cd}} = 0,215 \quad U_s = 0,215 * 1166,7 * 0,3 * 0,67 = 50,41 \text{ Tn}$$

3 Ø 25 haciendo $A_s = 14,7 \text{ cm}^2$

A_s de zapata = $22 \text{ cm}^2 - 14,7 = 7,3 \text{ cm}^2$ 7 Ø 12

Calculo de Adherencia:

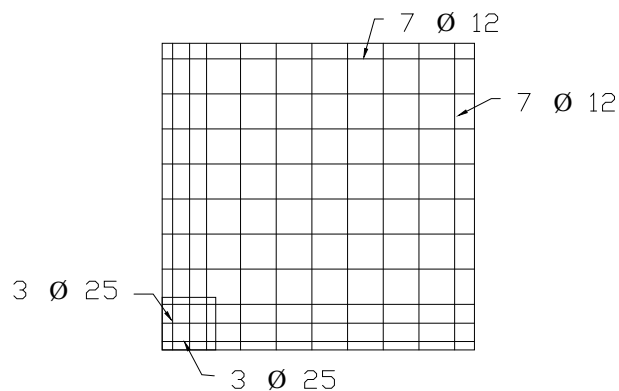
$$V_d = f * 0,58 * \dagger_t * a_2$$

Calculando la tensión de adherencia pml

$$V_d = 1,6 * 0,58 * 13,56 * 1,75 * 1 = 22 \text{ Tn}$$

$$\dagger_b = \frac{22000}{0,9 * 76 * 7 * f * 1,2} = 12,19 \text{ kp/cm}^2$$

$\dagger_b < 23 \text{ kp/cm}^2$ Cumple!



Calculo de anclaje.

En el soporte $2 lb = m * \varnothing^2$

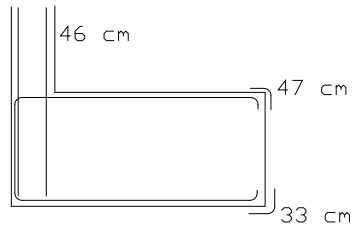
$$lb = 16 * 1,2^2 = 23 \text{ cm} \quad 2 lb = 46 \text{ cm}$$

en las puntas superiores $lb = 1,4 * m * \varnothing^2$ $lb = 140 \text{ cm}$

$$lb_1 = lb/3 = 47 \text{ cm}$$

en las puntas inferiores $lb = m * \varnothing^2$ $lb = 100 \text{ cm}$

$$lb_1 = lb/3 = 33 \text{ cm}$$



2.6.6. CALCULO CON EL CYPE CAD DE ZAPATA ESQUINERA

El análisis de este calculo ejecutado por el programa, podrá ser observado y analizado en el Anexo 3. d, y la armadura se mostrara en los planos.

2.7. CALCULO ESTRUCTURAL EN FUNDACIONES DE LOSAS DE CIEMENTACION

Al igual que los anteriores cálculos tanto del edificio como las zapatas aisladas, con sus cargas correspondientes, se procederá a la realización del cálculo de la losa fundación. Primeramente se realizara el calculo manual, luego la comprobación con el calculo del programa.

2.7.1. CALCULO MANUAL DE LA LOSA DE FUNDACION

Los datos para la elaboración de este cálculo se sacaran del cálculo del edificio hecho con el programa CYPE CAD. Una vez definida el área de la losa se calculara su centro de gravedad y sus momentos de inercia.

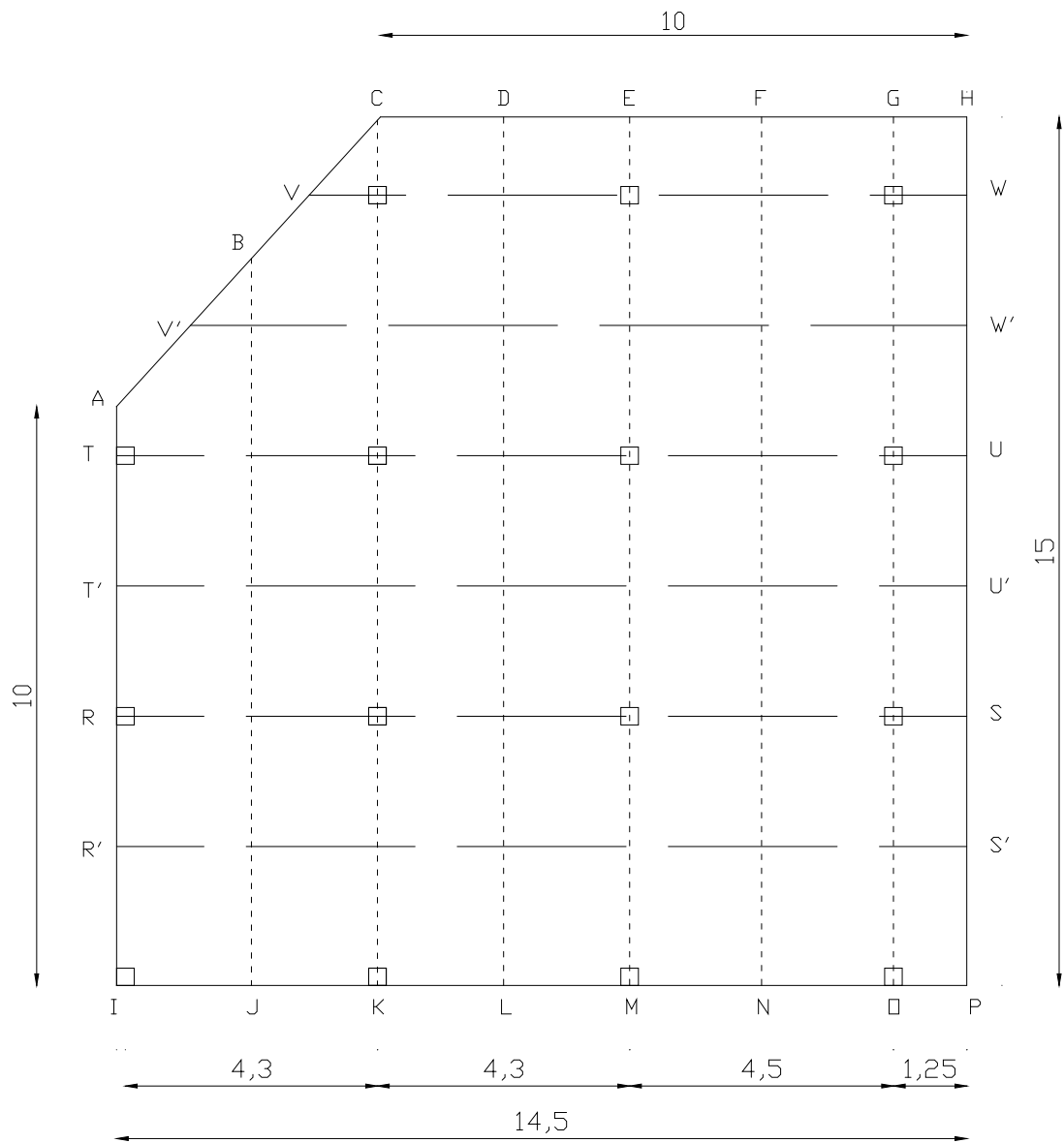
Area = 206,25 m²

X_{cg} = 7,56 m

Y_{cg} = 7,18 m

I_x = 3658,81 m⁴

I_y = 3405,88 m⁴



Suma de las cargas muertas

$$29,87+51,16+46,34+36,85+58,16+50,50+44,97+39,24+63,64+64,65+48,89+21,59+43,6+47,22+29,55 = \mathbf{676,23 \text{ Tn}}$$

Suma de las cargas vivas

$$11,67+23,58+24,59+13,63+31,07+27,51+25,46+14,68+32,7+33,91+24,44+6,11+14,89+15,28+11,45 = \mathbf{310,97 \text{ Tn}}$$

$$\text{Carga de Servicio} = 676,23 + 310,97 = \mathbf{987,2 \text{ Tn}}$$

$$M_y' = 0$$

$$987,2 \ x' = 0,15 * (70,93+74,74+41,54) + 4,45 * (50,48+89,23+78,01+70,43) + 8,75 * (53,92+96,34+98,56+73,33) + 13,25 * (27,7+58,49+62,5+41)$$

$$x' = 6,73$$

$$e_x = 6,73 - 7,56 = -0,83$$

$$M_x' = 0$$

$$987,2 \ y' = 0,15 * (41,54+50,48+53,92+27,7) + 4,65 * (74,74+89,23+96,34+58,49) + 9,15 * (70,93+78,01+98,56+62,5) + 13,65 * (70,43+73,33+41)$$

$$y' = 6,96$$

$$e_y = 6,96 - 7,18 = -0,22$$

$$M_x = Q \ e_y = 987,2 * 0,22 = 217,18 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M_y = Q \ e_x = 987,2 * 0,83 = 819,38 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$q = \frac{987,2}{206,25} \pm \frac{819,38 * x}{3405,88} \pm \frac{217,18 * y}{3658,81}$$

$$4,786 \pm 0,2406 \ x + 0,0594 \ y$$

Ahora se elabora la siguiente tabla:

Punto	Q/A	x (m)	$\pm 0,2406 x$	y (m)	$\pm 0,0594 y$	q = Tn/m ²
A	4,786	-7,56	1,819	2,82	-0,168	6,437
B	4,786	-5,26	1,266	5,38	-0,320	5,732
C	4,786	-3,11	0,748	7,76	-0,461	5,073
D	4,786	-0,96	0,231	7,82	-0,465	4,552
E	4,786	1,19	-0,286	7,82	-0,465	4,035
F	4,786	3,44	-0,828	7,82	-0,465	3,494
G	4,786	5,69	-1,369	7,82	-0,465	2,952
H	4,786	6,94	-1,670	7,82	-0,465	2,652
I	4,786	-7,56	1,819	-7,18	0,426	7,031
J	4,786	-5,26	1,266	-7,18	0,426	6,478
K	4,786	-3,11	0,748	-7,18	0,426	5,961
L	4,786	-0,96	0,231	-7,18	0,426	5,443
M	4,786	1,19	-0,286	-7,18	0,426	4,926
N	4,786	3,44	-0,828	-7,18	0,426	4,385
O	4,786	5,69	-1,369	-7,18	0,426	3,843
P	4,786	6,94	-1,670	-7,18	0,426	3,543
R	4,786	-7,56	1,819	-2,53	0,150	6,755
S	4,786	6,94	-1,670	-2,53	0,150	3,267
T	4,786	-7,56	1,819	1,97	-0,117	6,488
U	4,786	6,94	-1,670	1,97	-0,117	2,999
V	4,786	-4,28	1,030	6,47	-0,384	5,431
W	4,786	6,94	-1,670	6,47	-0,384	2,732
R'	4,786	-7,56	1,819	-4,78	0,284	6,889
S'	4,786	6,94	-1,670	-4,78	0,284	3,400
T'	4,786	-7,56	1,819	-0,28	0,017	6,622
U'	4,786	6,94	-1,670	-0,28	0,017	3,133
V'	4,786	-6,3	1,516	4,22	-0,251	6,051
W'	4,786	6,94	-1,670	4,22	-0,251	2,866

Las presiones del suelo en todos sus puntos tienen que ser menor que el valor dado del esfuerzo admisible del terreno 10 Tn/m².

Determinamos el espesor de la losa:

Determinaremos el espesor de la losa usando el valor más alto de cada tipo de zapata.

Zapata de esquina:

$$U = 1,4 \cdot 29,87 + 1,7 \cdot 11,67 = 61,66 \text{ Tn} = 61660 \text{ kg} = 616600 \text{ N} = 0,6166 \text{ MN}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 = 17,5 \text{ MN/m}^2$$

$$b_o = 0,3 + d/2 + 0,3 + d/2 = 0,6 + d$$

$$\emptyset = 0,85$$

$$U = b_o d [\phi(0,34) (f'_c)]$$

$$0,6166 = (0,6 + d) * d * 0,85 * 0,34 * \sqrt{17,5}$$

$$0,51 = 0,6d + d^2$$

$$d^2 + 0,6d - 0,51 = 0$$

con el valor de d obtenemos el canto útil mínimo y el espesor de la zapata

d 0,47 m por lo que **h 0,55 m**

Zapata medianera:

$$U = 1,4 * 51,16 + 1,7 * 23,58 = 111,71 \text{ Tn} = 1,1171 \text{ MN}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 = 17,5 \text{ MN/m}^2$$

$$b_o = 2 * (0,3 + d/2) + 0,3 + d = 0,9 + 2d$$

$$\phi = 0,85$$

$$U = b_o d [\phi(0,34) (f'_c)]$$

$$1,1171 = (0,9 + 2d) * d * 0,85 * 0,34 * \sqrt{17,5}$$

$$0,924 = 0,9d + 2d^2$$

$$2d^2 + 0,9d - 0,924 = 0$$

con el valor de d obtenemos el canto útil mínimo y el espesor de la zapata

d 0,5 m por lo que **h 0,60 m**

Zapata interior:

$$U = 1,4 * 64,65 + 1,7 * 33,91 = 148,157 \text{ Tn} = 1,4816 \text{ MN}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 = 17,5 \text{ MN/m}^2$$

$$b_o = 4 * (0,6 + d) = 1,2 + 4d$$

$$\phi = 0,85$$

$$U = b_o d [\phi(0,34) (f'_c)]$$

$$1,4816 = (1,2 + 4d) * d * 0,85 * 0,34 * \sqrt{17,5}$$

$$1,23 = 1,2d + 4d^2$$

$$4d^2 + 1,2d - 1,23 = 0$$

con el valor de d obtenemos el canto útil mínimo y una aproximación del espesor de la zapata

d 0,42 m por lo que **h 0,50 m**

De los tres valores aproximados calculados, escogemos el más alto, por lo que definimos que el espesor de nuestra losa será **0,6 m**.

Dividida la losa en cuatro franjas verticales y cuatro horizontales, determinamos las reacciones promedios del suelo en los extremos de cada franja con la tabla obtenida anteriormente:

Franjas verticales:

Franja AB IJ

$$q_1 = \frac{q_A + q_B}{2} = \frac{6,437 + 5,732}{2} = 6,085 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_I + q_J}{2} = \frac{7,031 + 6,478}{2} = 6,755 \text{ Tn/m}^2$$

Franja BCD JKL

$$q_1 = \frac{q_B + q_C + q_D}{3} = 5,119 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_J + q_K + q_L}{3} = 5,961 \text{ Tn/m}^2$$

Franja DEF LMN

$$q_1 = \frac{q_D + q_E + q_F}{3} = 4,027 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_L + q_M + q_N}{3} = 4,918 \text{ Tn/m}^2$$

Franja FGH NOP

$$q_1 = \frac{q_F + q_G + q_H}{3} = 3,033 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_N + q_O + q_P}{3} = 3,924 \text{ Tn/m}^2$$

Revisando $F_v = 0$

$$\text{Reacción de suelo para la franja AB IJ} = \frac{6,085 + 6,755}{2} * 2,3 * 11,28 = 166,56 \text{ Tn}$$

$$\text{Reacción de suelo para la franja BCD JKL} = \frac{5,119 + 5,961}{2} * 4,3 * 14,39 = 342,8 \text{ Tn}$$

$$\text{Reacción de suelo para la franja DEF LMN} = \frac{4,027 + 4,918}{2} * 4,4 * 15 = 295,19 \text{ Tn}$$

$$\text{Reacción de suelo para la franja FGH NOP} = \frac{3,033 + 3,924}{2} * 3,5 * 15 = \underline{182,62 \text{ Tn}}$$

La sumatoria es 987,17 Tn

Que es próximo a la suma de las cargas de servicio 987,2 Tn

Ahora determinamos los refuerzos de armadura en cada franja de acuerdo al diagrama de cortantes y momentos flectores indicados en el paso 5 en el capítulo 2:

Franjas Verticales:

Franja AB IJ

$$q_{\text{prom}} = \frac{6,085 + 6,755}{2} = 6,42 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = -10,33

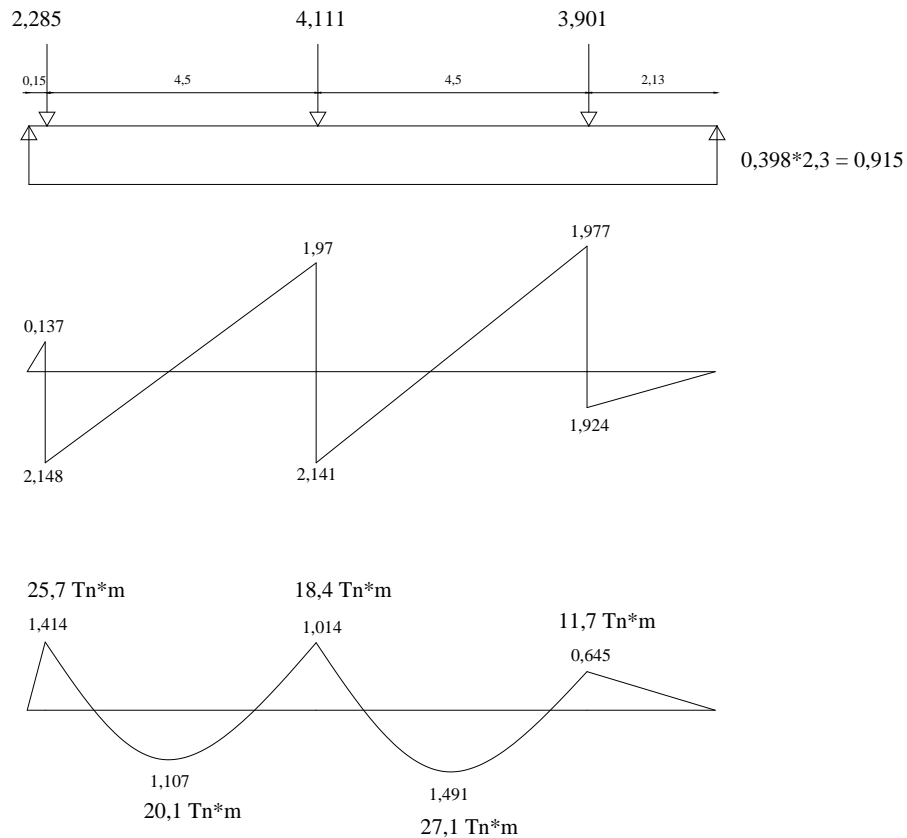
$$q_{\text{prom}} (\text{odif.}) = 0,398$$

Factor de Carga F = 0,055

$$Q_1 = 41,54 * 0,055 = 2,285$$

$$Q_2 = 74,74 * 0,055 = 4,111$$

$$Q_3 = 70,93 * 0,055 = 3,901$$



Para la disposición de la enfierradura con los diagramas de momentos, solo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado y determinar la armadura por cada franja. En la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se colocara una armadura mínima de **Ø 12 c/30 cm**.

$$M(-) = 1,414/0,055 = 25,7 \text{ Tn*m}$$

$$M(+)= 1,107/0,055 = 20,1 \text{ Tn*m}$$

$$M(-) = 1,014/0,055 = 18,4 \text{ Tn*m}$$

$$M(+)= 1,491/0,055 = 27,1 \text{ Tn*m}$$

$$M(-) = 0,645/0,055 = 11,7 \text{ Tn*m}$$

Ahora procedemos al cálculo de la armadura:

$$b = 2,3 \text{ m} \quad f_{ck} = 1750 \text{ Tn/m}^2 \quad \mu_{lim} = 0,668$$

$$d = 0,57 \text{ m} \quad f_{cd} = 1167 \text{ Tn/m}^2 \quad \mu_{lim} = 0,332$$

$$d'' = 0,03 \text{ m} \quad f_{yk} = 42000 \text{ Tn/m}^2 \quad \mu_{lim} = 0,460$$

$$\underline{Md = 25,7 \text{ Tn}\cdot\text{m}}$$

$$\tilde{\alpha}_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{25,7}{2,3 \cdot 0,57^2 \cdot 1167} = 0,029$$

Con este valor se entra al la tabla del Anexo 2 d ó e

$$\check{S} = \frac{U_s}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,03 \quad U_s = 45,9 \text{ Tn}$$

Con el valor de la capacidad mecánica U_s entramos en la tabla del Anexo 2h y determinamos el tipo de acero a utilizar.

11 Ø 12

$$\underline{Md = 20,1 \text{ Tn}\cdot\text{m}}$$

$$\tilde{\alpha}_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,023 \quad \check{S} = \frac{U_s}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,027 \quad U_s = 41,3 \text{ Tn}$$

11 Ø 12

$$\underline{Md = 18,4 \text{ Tn}\cdot\text{m}}$$

$$\tilde{\alpha}_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,021 \quad \check{S} = \frac{U_s}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,026 \quad U_s = 39,8 \text{ Tn}$$

10 Ø 12

$$\underline{Md = 27,1 \text{ Tn}\cdot\text{m}}$$

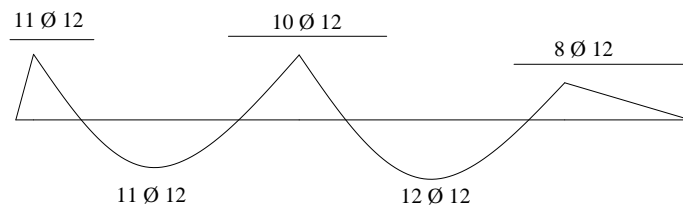
$$\tilde{\alpha}_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,031 \quad \check{S} = \frac{U_s}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,031 \quad U_s = 47,4 \text{ Tn}$$

12 Ø 12

$$\underline{Md = 11,7 \text{ Tn}\cdot\text{m}}$$

$$\tilde{\alpha}_d = \frac{Md}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,013 \quad \check{S} = \frac{U_s}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,021 \quad U_s = 32,1 \text{ Tn}$$

8 Ø 12



Franja BCD JKL

$$q_{\text{prom}} = \frac{5,119 + 5,961}{2} = 5,54 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = 27,33

$$q_{\text{prom}} (\text{odif.}) = 0,442$$

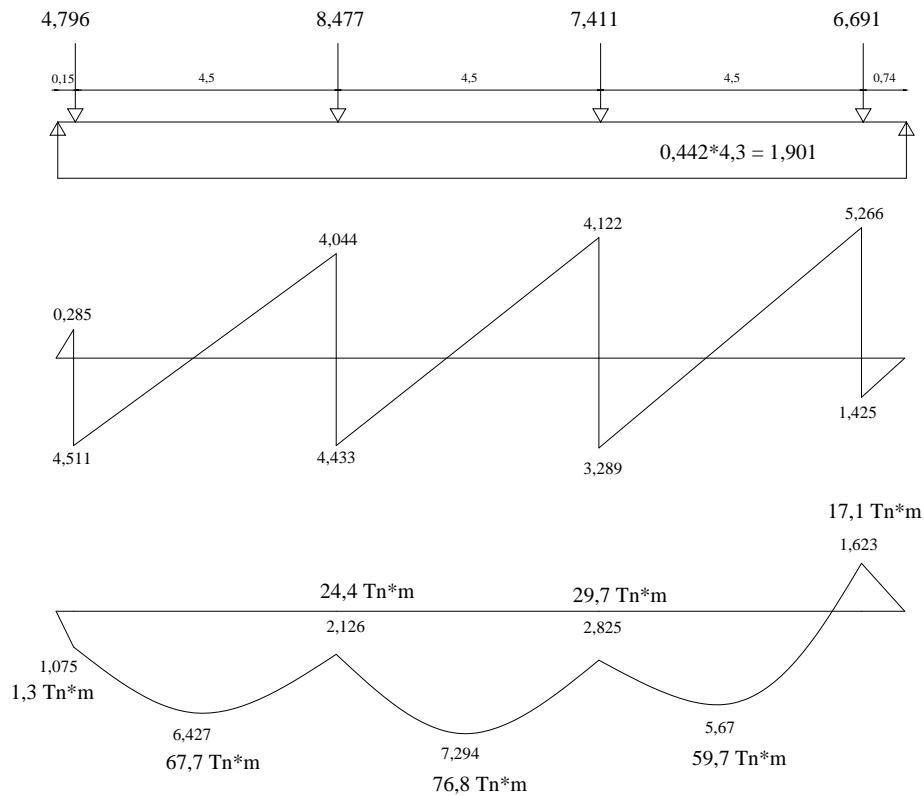
Factor de Carga F = 0,095

$$Q_4 = 50,48 * 0,095 = 4,796$$

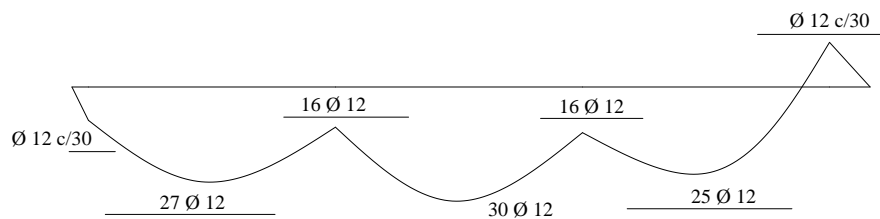
$$Q_6 = 78,01 * 0,095 = 7,411$$

$$Q_5 = 89,23 * 0,095 = 8,477$$

$$Q_7 = 70,43 * 0,095 = 6,691$$



El cálculo es similar y mecánico al de todas las franjas, por lo que solo se mostrara la armadura.



Franja DEF LMN

$$q_{prom} = \frac{4,027 + 4,918}{2} = 4,47 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = -13,48

$$q_{prom} (\text{odif.}) = 0,204$$

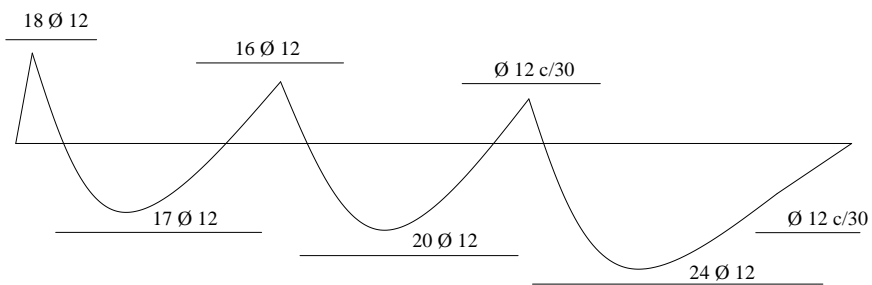
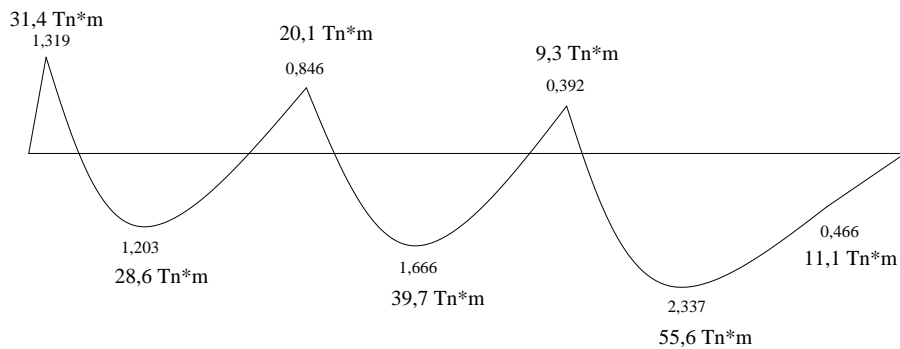
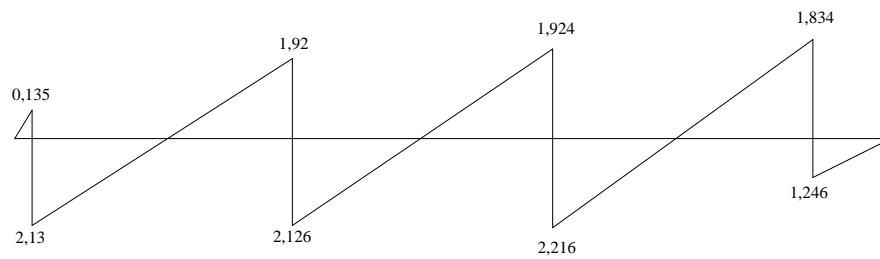
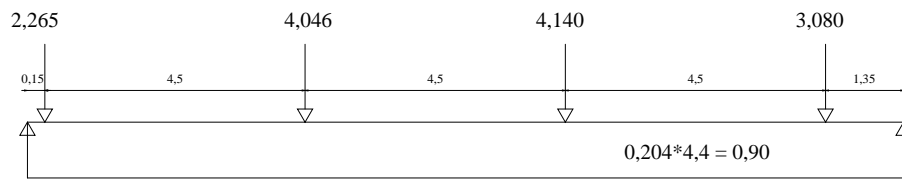
Factor de Carga F = 0,042

$$Q_8 = 53,92 * 0,042 = 2,265$$

$$Q_6 = 98,56 * 0,042 = 4,140$$

$$Q_9 = 96,34 * 0,042 = 4,046$$

$$Q_7 = 73,33 * 0,042 = 3,080$$



Franja FGH NOP

$$q_{\text{prom}} = \frac{3,033 + 3,924}{2} = 3,48 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = -3,535

$$q_{\text{prom}} (\text{odif.}) = 0,067$$

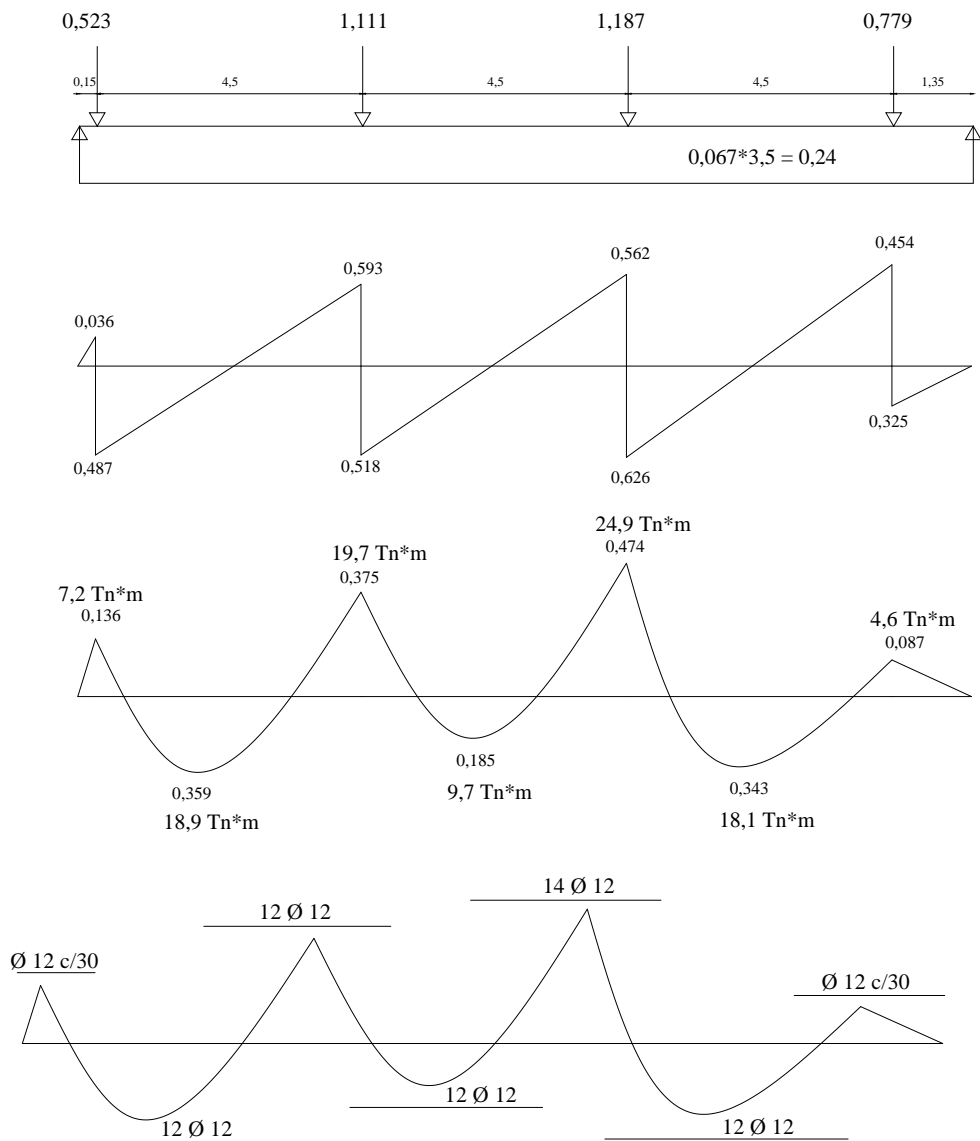
Factor de Carga F = 0,019

$$Q_{12} = 27,7 * 0,019 = 0,523$$

$$Q_{14} = 62,5 * 0,019 = 1,187$$

$$Q_{13} = 58,49 * 0,019 = 1,111$$

$$Q_{15} = 41,0 * 0,019 = 0,779$$



Terminado el cálculo y armado de la enfierradura en las franjas verticales, se procede de igual manera al cálculo y armado de enfierradura de las franjas horizontales, por lo que se solo se detallara la armadura en cada franja horizontal.

Franja IR' PS'

$$q_{prom} = \frac{6,96 + 3,472}{2} = 5,216 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = 3,94

$$q_{prom} (\text{odif..}) = 0,113$$

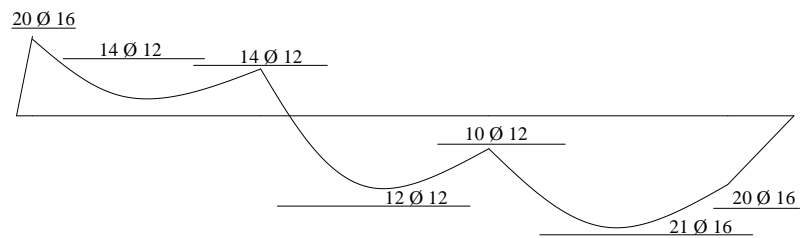
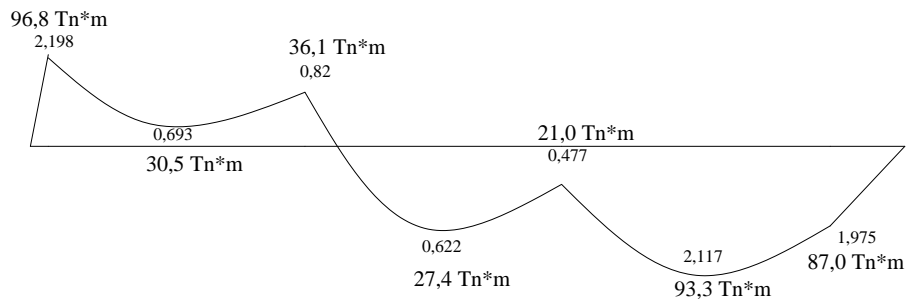
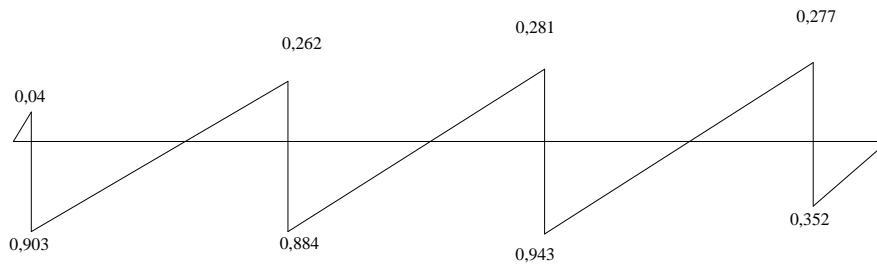
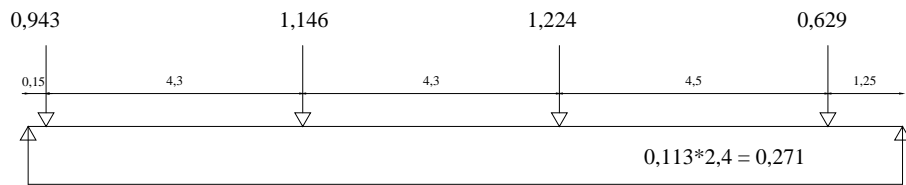
Factor de Carga F = 0,0227

$$Q_1 = 41,54 * 0,0227 = 0,943$$

$$Q_8 = 53,92 * 0,0227 = 1,224$$

$$Q_4 = 50,48 * 0,0227 = 1,146$$

$$Q_{12} = 27,7 * 0,0227 = 0,629$$



Franja R'RT' S'SU'

$$q_{prom} = \frac{6,755 + 3,267}{2} = 5,011 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = 4,09

$$q_{prom} (\text{odif..}) = 0,063$$

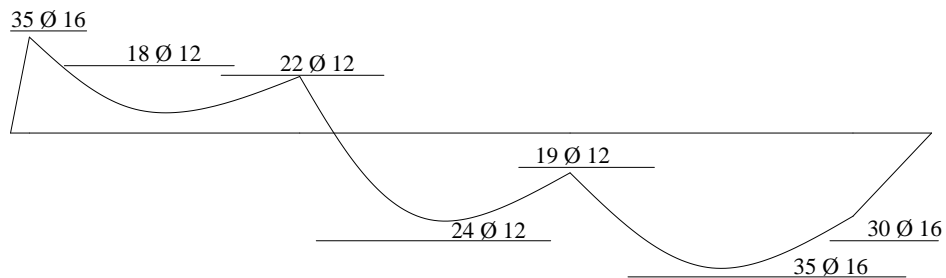
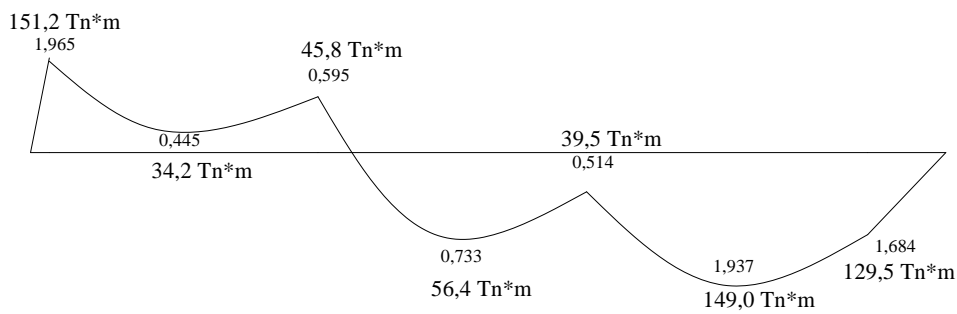
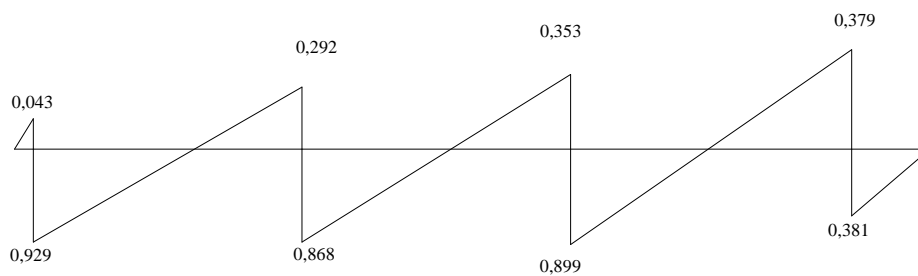
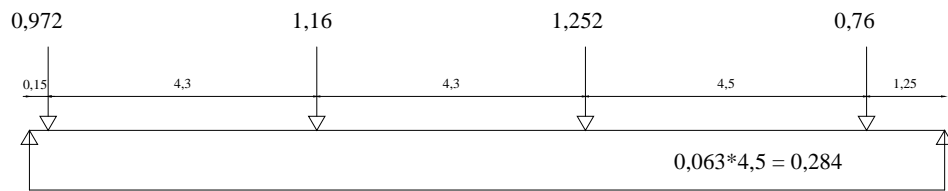
Factor de Carga F = 0,013

$$Q_2 = 74,74 * 0,013 = 0,972$$

$$Q_9 = 96,34 * 0,013 = 1,252$$

$$Q_5 = 89,23 * 0,013 = 1,16$$

$$Q_{13} = 58,49 * 0,013 = 0,76$$



Franja T'TV' U'UW'

$$q_{prom} = \frac{6,387 + 2,999}{2} = 4,693 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = -2,21

$$q_{prom} (\text{odif.}) = 0,0339$$

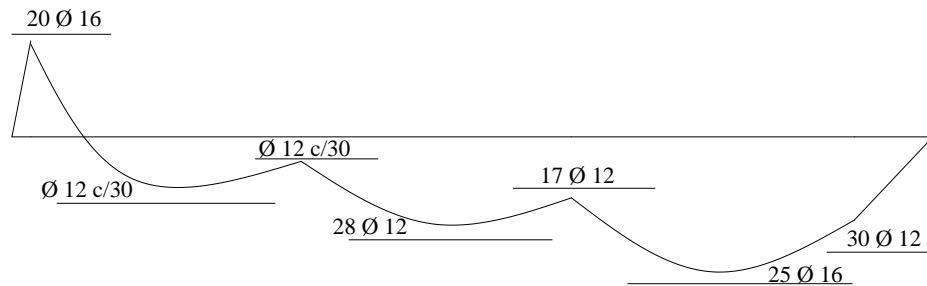
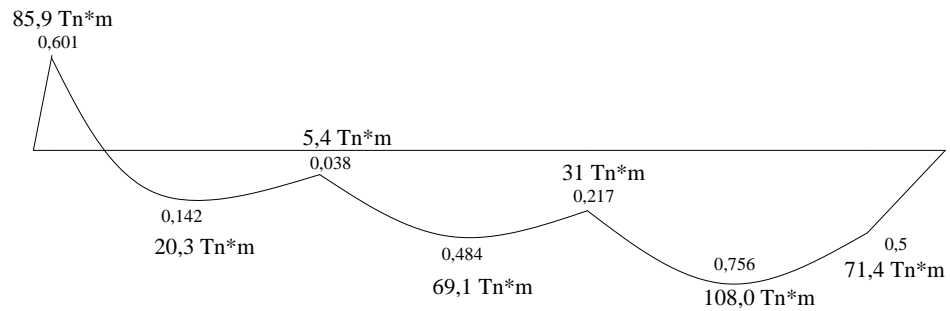
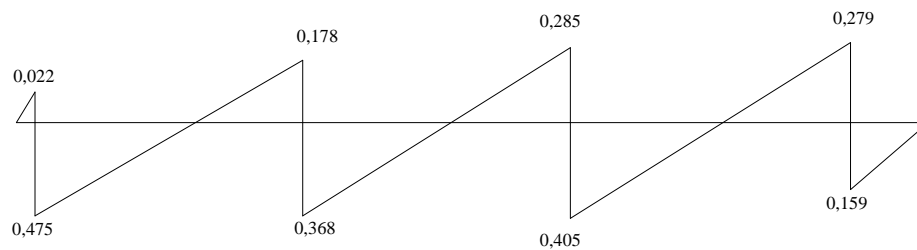
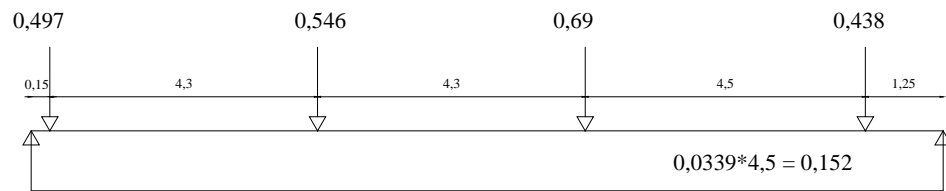
Factor de Carga F = 0,007

$$Q_3 = 70,93 * 0,007 = 0,497$$

$$Q_{10} = 98,56 * 0,007 = 0,69$$

$$Q_6 = 78,01 * 0,007 = 0,546$$

$$Q_{14} = 62,5 * 0,007 = 0,438$$



Franja V'VC W'WH

$$q_{prom} = \frac{5,518 + 2,75}{2} = 4,134 \text{ Tn}$$

Carga Promedio = -6,22

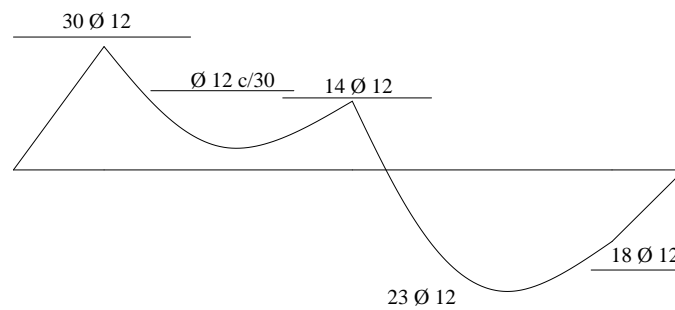
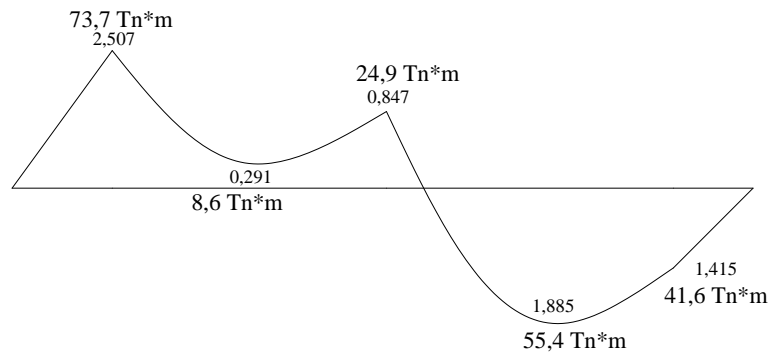
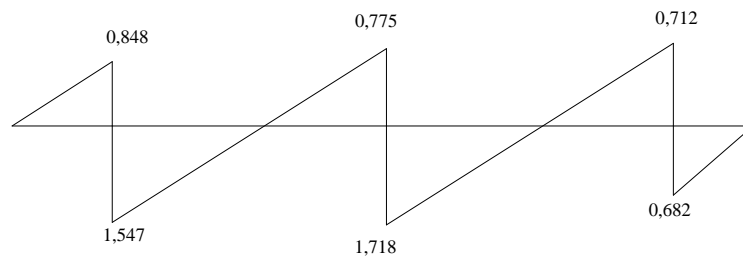
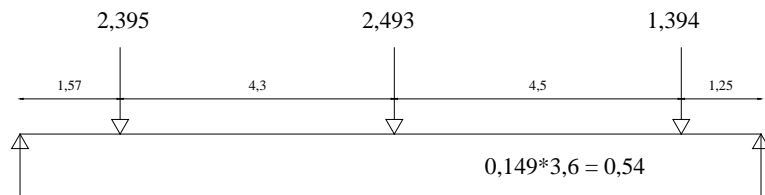
$$q_{prom} (\text{odif.}) = 0,149$$

Factor de Carga F = 0,034

$$Q_7 = 70,43 * 0,034 = 2,395$$

$$Q_{15} = 41 * 0,034 = 1,394$$

$$Q_{11} = 73,33 * 0,034 = 2,493$$



2.7.2. CALCULO CON EL CYPE CAD DE LOSA DE FUNDACION

El análisis de este calculo ejecutado por el programa, podrá ser observado y analizado en el Anexo 3.e, y la armadura se mostrara en los planos.

2.8. EVALUACION DE COSTO CON LAS DOS CLASES DE FUNDACION

Se realizara un análisis de costo de las ocho clases de fundación que se estudio en este proyecto de grado. Para ello nos valdremos de los datos de los cómputos métricos en el Anexo 4 y los precios unitarios del Anexo 5.

Resumen

N°	EDIFICIO CON ZAPATAS	COSTO(Bs.)	OBSERVACIONES
1	Esfuerzo admisible 0,5 kg/cm ²		
2	Esfuerzo admisible 1,0 kg/cm ²	1086066,68	
3	Esfuerzo admisible 1,5 kg/cm ²	923610,62	
4	Esfuerzo admisible 2,0 kg/cm ²	870317,91	
N°	EDIFICIO CON LOSA	COSTO	
1	Esfuerzo admisible 0,5 kg/cm ²	1096851,07	h=65cm Balasto=1300 ton/m ³
2	Esfuerzo admisible 1,0 kg/cm ²	1077880,33	h=60cm Balasto=2200 ton/m ³
3	Esfuerzo admisible 1,5 kg/cm ²	1057743,85	h=55cm Balasto=3100 ton/m ³
4	Esfuerzo admisible 2,0 kg/cm ²	1051449,47	h=55cm Balasto=4000 ton/m ³

Grafico 1

2.9. COMPARACION DE RESULTADOS

Terminado el análisis de los precios o el costo del edificio tipo con cada una de sus fundaciones con sus respectivos valores del esfuerzo admisible de cada tipo de terreno, llevamos estos valores a una grafica individual para se analizados.

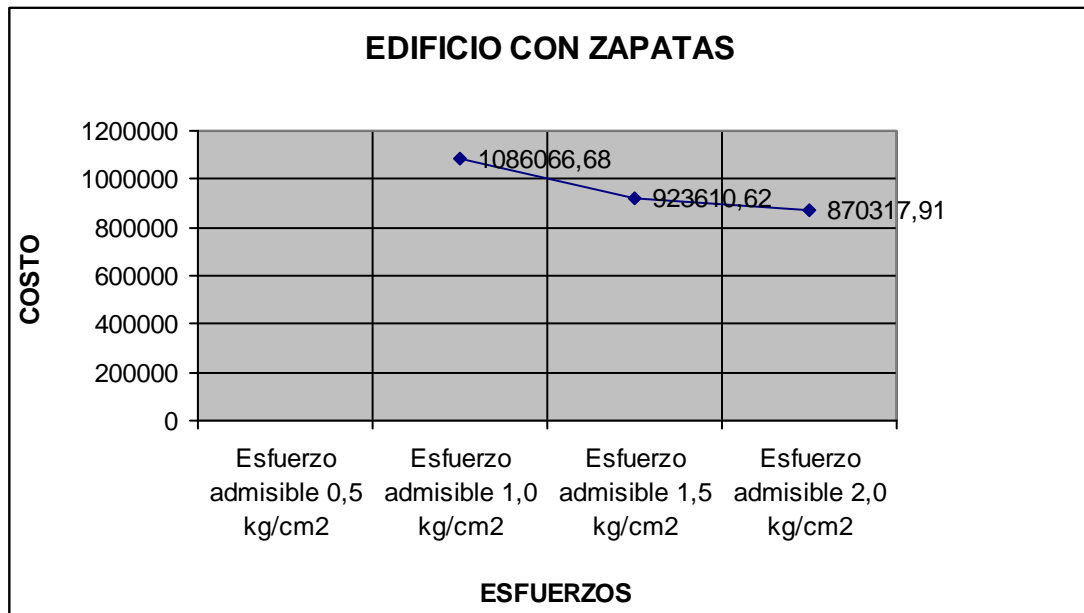


Grafico 2

De acuerdo a esta grafica obtenida podemos ver que ciertamente mientras mas alto sea el valor del esfuerzo admisible, menor será el costo en nuestra fundación, y mientras el valor del esfuerzo admisible sea menor, mas caro nos resultara fundar este edificio tipo con zapatas aisladas.

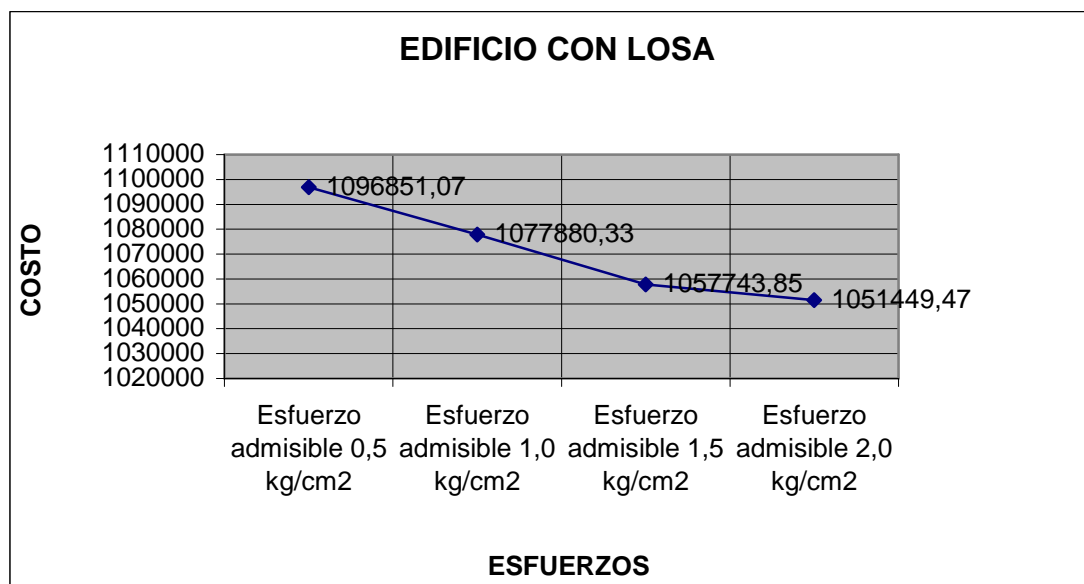


Grafico 3

Esta grafica nos muestra similar actitud que el anterior, que a esfuerzo admisible bajo tendremos un costo mayor en la fundación de la estructura, con la diferencia que en losas de fundación el costos entre cada tipo de terreno no es muy significativo, lo que no ocurre en zapatas aisladas.

2.10. OBTENCION DE LOS PARAMETROS EN COSTO VS ESFUERZO ADMISIBLE DEL TERRENO

Terminado los cálculos métricos y el costo de todo el trabajo en los edificios tanto para zapatas aisladas como losas de cimentación, se tiene una grafica de los costos vs esfuerzo admisible.

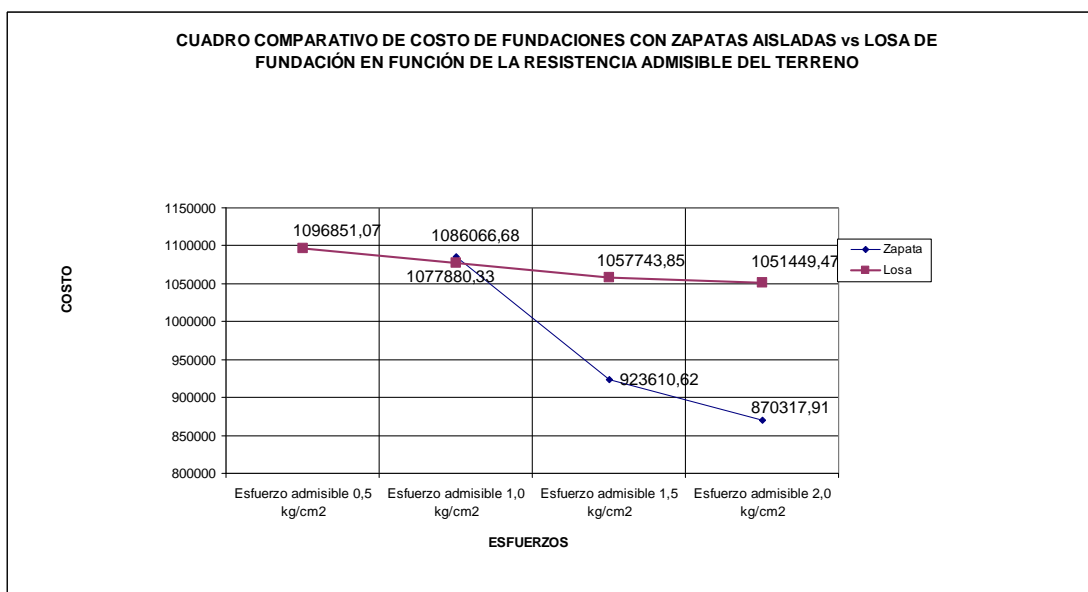


Grafico 4

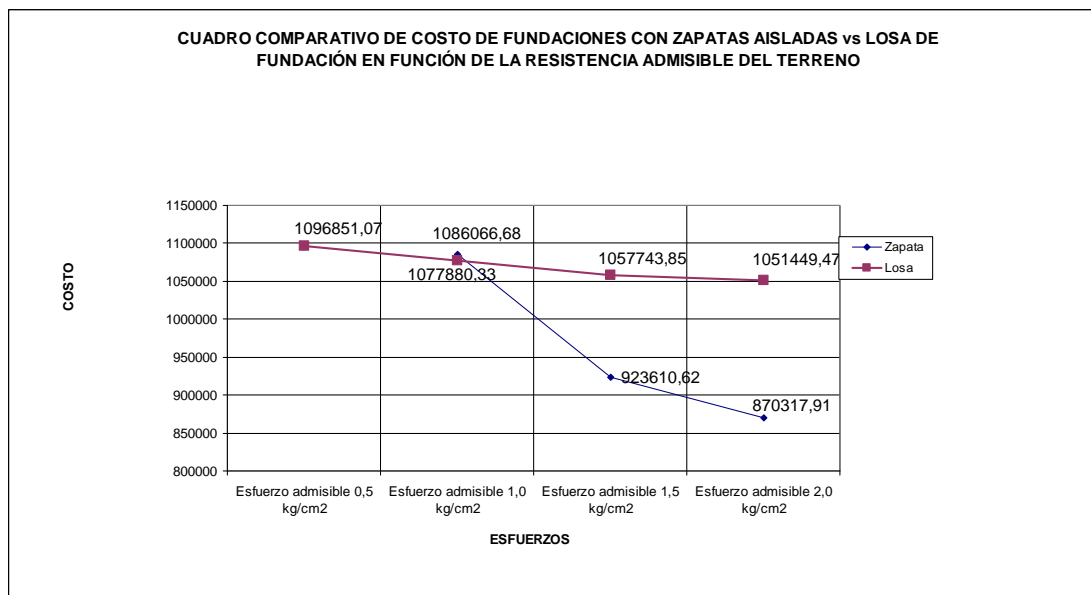
La tabla obtenida de los dos análisis nos da como resultado de los costos analizados de la estructura tipo, un punto de intersección con un valor en el esfuerzo admisible de 1.05 kg/cm^2 .

CAPITULO III

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. CONCLUSIONES

Finalizado el estudio de este proyecto de grado, se llegó a las siguientes conclusiones, para el edificio tipo que se adecua a las características de la ciudad de Tarija con diferentes tipos de esfuerzos admisibles del terreno que fueron la principal variable en los cálculos:



En primer lugar se puede decir que se ha cumplido con el propósito del proyecto de grado y se ha llegado al resultado que se propuso en el objetivo general y se realizó lo que se buscaba con los objetivos específicos.

Para realizar los cálculos en este trabajo no se tomaron en cuenta las fuerzas horizontales como sismo, por no tener mucha relevancia en este tipo de estructuras y por la zona en la que se encuentra Tarija, lo cual no ocurren en nuestra región en magnitudes que se puedan considerar.

Es muy importante la obtención adecuada de un parámetro donde relacionemos el costo de la estructura y el esfuerzo admisible del terreno, para tener en cuenta del tipo de cimentación y su costo que nos llevara a la construcción, teniendo una obra garantizada y con el precio adecuado.

De acuerdo a la grafica 4, obtenida al final de todos los cálculos, podemos observar que el valor que nos separa para determinar si debemos construir un edificio con las características de las del proyecto, entre zapatas aisladas o losas de cimentación, es de 1.05 kg/cm^2 .

Como en la grafica determina, para valores de esfuerzo admisible menores a 1.05 kg/cm^2 , nos indica que es recomendable usar una losa de cimentación para el edificio tipo, por tener un terreno bajo en resistencia y por el cual necesitaríamos grandes áreas de cimentación.

La losa de cimentación la podemos fundar a nivel de terreno y aprovechando esto, podemos usarlo como piso para la planta baja. Esta opción varia en lugares de mucho frío, pues tendríamos que fundar un poco mas abajo, unos 30 cm., de acuerdo a algunos autores, por el problema del congelamiento.

De acuerdo a la grafica, los valores mayores a 1.05 kg/cm^2 , nos determinan la condición de emplear en la fundación del edificio zapatas aisladas, que debido a la resistencia del suelo podemos emplear menos área de contacto con el suelo. Tomando en cuenta que a diferencia de la losa de fundación se requiere fundar a profundidades mayores.

Una de las ventajas de las losa como dijimos anteriormente, es que se puede fundar a nivel del terreno, economizando la parte del relleno y compactado, cosa que no se hace el zapatas aisladas ya que se funda normalmente a profundidades mayores a 1

metro, con el objeto de darle mayor estabilidad a la estructura, y reduciendo el deslizamiento y vuelco que pudieran darse en la estructura.

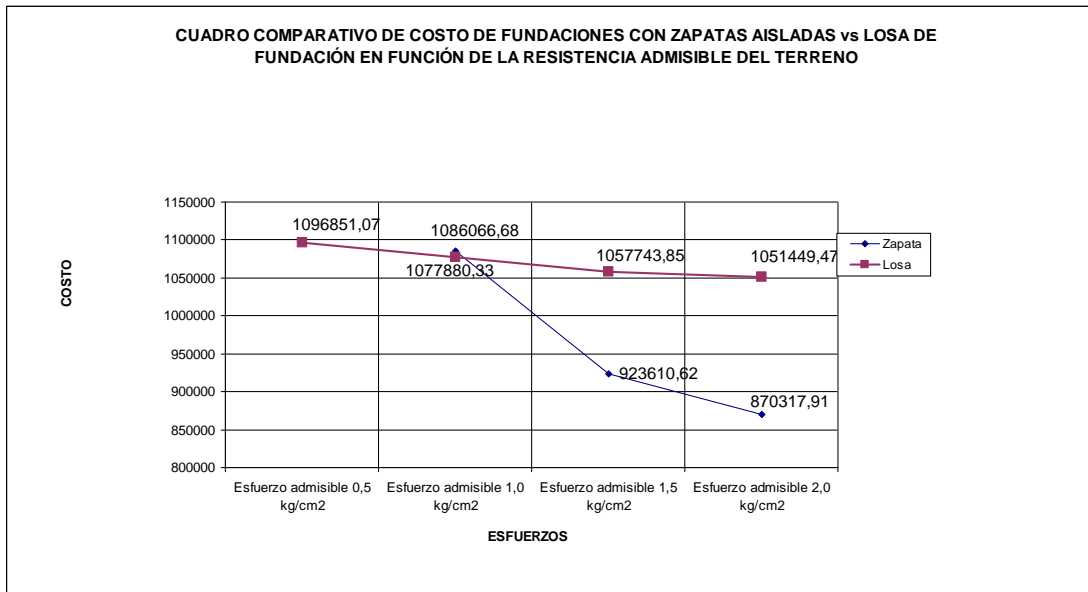
Una de las restricciones que se podría tener al fundar losas de cimentación, es el área a construir, pues como dijimos, mientras el suelo sea menos resistente, mayor área de contacto con el terreno se requerirá. Este tipo de problema lleva al análisis más complejos, donde se tendría que optar por mejorar el terreno o tener una losa de fundación con un canto h muy alto, las dos opciones requerirán un costo adicional.

El empleo de paquetes estructurales en la actualidad a beneficiado mucho a los calculistas, ya que el factor tiempo era uno de los problemas mas importantes, ahora con la velocidad de los programas podemos tener mas opciones de tener un diseño técnicamente mejor y mas económico, en mucho menos tiempo que los cálculos manuales.

El paquete estructural utilizado en este proyecto de grado es el CYPE CAD, donde una de ventajas es el idioma, que es el castellano, por lo tanto más rápido de aprender, ya que el programa al dar un mensaje de error o advertencia, podemos reconocer y solucionar más fácilmente. Programas en otros idiomas, se puede dar lugar a una mala interpretación de los mensajes del programa.

3.2. RECOMENDACIONES

Como primer recomendación y tal vez una de las mas importantes, es que antes de cualquier tipo de construcción civil, se debe tener un informe del terreno en el que se quiere fundar, pues depende mucho de las características del terreno para lograr una cimentación garantizada, ya que los tipos de cimentación mencionados en este proyecto de grado no son los únicos y existe varios tipos de cimentación que se adecuan al tipo de terreno.



De acuerdo a los resultados del proyecto yo puedo recomendar que para esfuerzos admisibles del terreno mayor a 1.05 kg/cm², la mejor opción para diseñar fundaciones, es zapatas aisladas, y para valores menores a 1.05 kg/cm² recomiendo losas de fundación.

Para valores próximos al 1.05 kg/cm², yo recomendaría hacer un estudio mas minucioso abocado a la parte técnica, por ejemplo si se tuviera un valor de 1.1 kg/cm², habría que analizar técnicamente por cual de las fundaciones debo escoger, dependiendo del tiempo de la excavación como el tiempo de la construcción.

Al igual, que para valores como 1.0 kg/cm^2 , se tiene que hacer un análisis técnico, por ejemplo la instalación sanitaria, gas, etc., que resultaría un problema en el mantenimiento o reparación de estos. Estos dos casos mencionados no habría la necesidad de hacer un análisis económico.

En cualquier tipo de fundación se debe disponer como asiento, 10 cm. de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 10 cm. para el hormigón de limpieza no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos.

En cuanto al colocado de la armadura podemos recomendar que la separación máxima entre barras no debe ser mayor a 30 cm., la separación mínima debe satisfacer que en el hormigonado y vibrado no se tranque los agregados. Si es necesario, se agrupan por parejas en contacto.

La norma recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm., pero no indica la calidad. Se aconseja que en zapatas pequeñas se puede utilizar diámetros de hasta 10 mm. en calidad AEH 400.

El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 5 cm., por razones no solo de protección, sino para asegurarse de que las barras quepan en el pozo excavado con unas tolerancias normales de excavación y de corte de barras.

Se recomienda modular las dimensiones horizontales de los cimientos, en múltiplos de 25 cm., y los cantos en múltiplos de 10 cm., con el fin de facilitar la ejecución y darle un factor de seguridad para los cantos mínimos expuestos en el tema de cálculo a esfuerzo cortante y punzonamiento.

La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno tanto para zapatas medianeras como zapatas de esquina puede ser resistida por rozamiento, siempre que:

$$C_s * T \leq (N_p + N_c) * \mu$$

Donde: C_s = coef. De seguridad (1,5)

μ = coef. De rozamiento entre hormigón y suelo

$$\phi = 30^\circ$$

$$\mu = 2/3 \operatorname{tg} \phi = 0,38$$

Si no cumpliera con esta condición se tendría que aumentar el canto “h” de la zapata.