

CAPÍTULO - I

MARCO TEÓRICO

1.1. INTRODUCCIÓN

En la construcción de cualquier estructura de edificación se tiene que apoyar sobre un soporte que le brinde estabilidad y seguridad, en nuestro caso se desarrollará el proyecto orientado a considerar como soporte de estas estructuras sobre la superficie de la tierra sólida (suelo).

1.2. FUNDACIONES

Una fundación de estructuras se refiere a la interacción de las cargas actuantes que se transmiten de la estructura al terreno de soporte, de acuerdo a la capacidad de soporte de este terreno define el tipo de fundación que se realizará, este tipo de interacción estructura (acción) - terreno (reacción) están definidas por un área de contacto, sus dimensiones y la forma geométrica del área de contacto está en función principalmente de la capacidad portante del terreno.

1.2.1. Tipos de Fundaciones

A partir del desarrollo de las teorías de Capacidad de Carga proporcionan una base más o menos científica al estudio de las cimentaciones, combinadas con estudio de suelos, sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas y de medición de campo, han permitido en la actualidad el contar con una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzado que antes no contaba el ingeniero.

De lo expuesto anteriormente no debe seguirse que estas teorías resuelven por completo los problemas de las cimentaciones, dentro del tipo de fundaciones se pueden diferenciar en dos, las *fundaciones superficiales y profundas*, aún no se ha definido de manera puntual y precisa un parámetro para diferenciar a partir de que profundidad se dividen estos dos tipos de fundaciones, una de las teorías más consideradas para diferenciar este tipo de fundaciones es la que propone Terzaghi, en

la cual manifiesta que "una cimentación es superficial si la profundidad de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma".

Sin embargo posteriormente otros investigadores sugieren que "cimentaciones con una profundidad igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden definirse como cimentaciones superficiales".

El proyectista tiene como referencia estas dos consideraciones de partida para iniciar el análisis, en la elección del tipo de cimentación que deberá elegir para su diseño y realizar las recomendaciones para su construcción.

1.2.2. Fundaciones Superficiales

Dentro del grupo de las cimentaciones superficiales o también llamadas cimentaciones directas, se tienen los tipos más frecuentes de las zapatas aisladas, las zapatas corridas, las zapatas excéntricas, las zapatas medianeras, las zapatas esquineras, las zapatas combinadas, vigas de fundación, muros de fundación losas de cimentación.

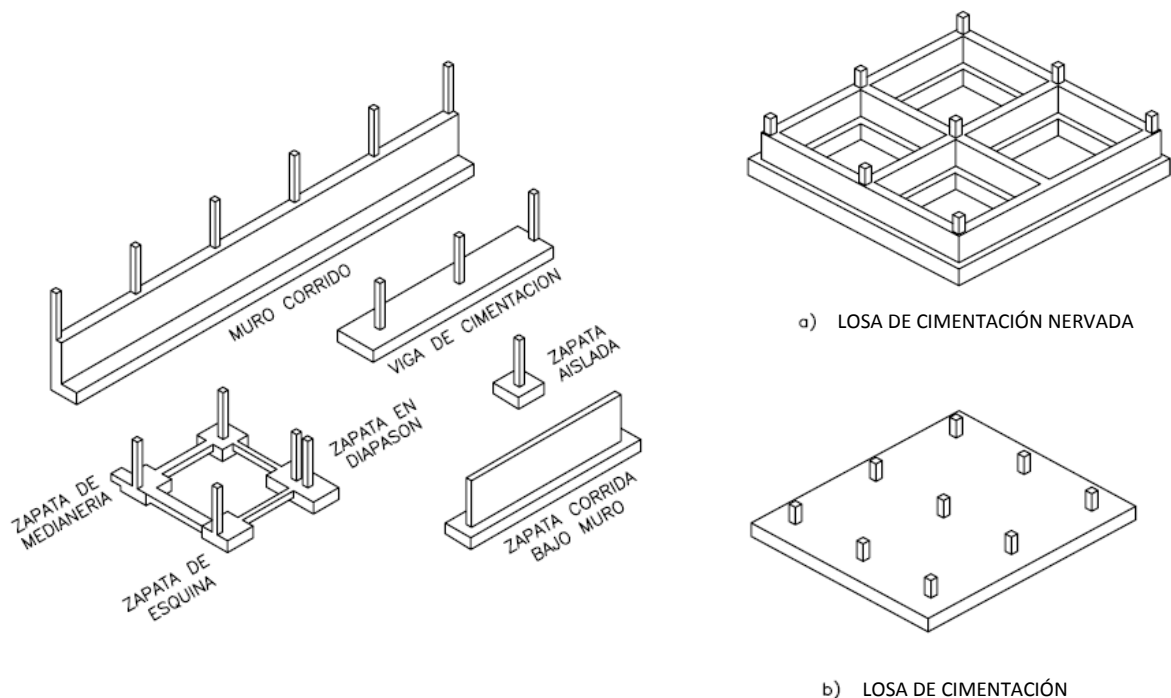


Figura 1: Tipos de Fundación Superficial

1.2.3. Fundaciones Profundas

Las condiciones del terreno superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación superficial es posible que el estrato o los estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura, y se tenga comprometida la estabilidad y seguridad de la estructura, en este caso es preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades, es por este motivo en particular que se realiza un estudio destinado a las *fundaciones profundas*, constituidos por los *pilotes*.

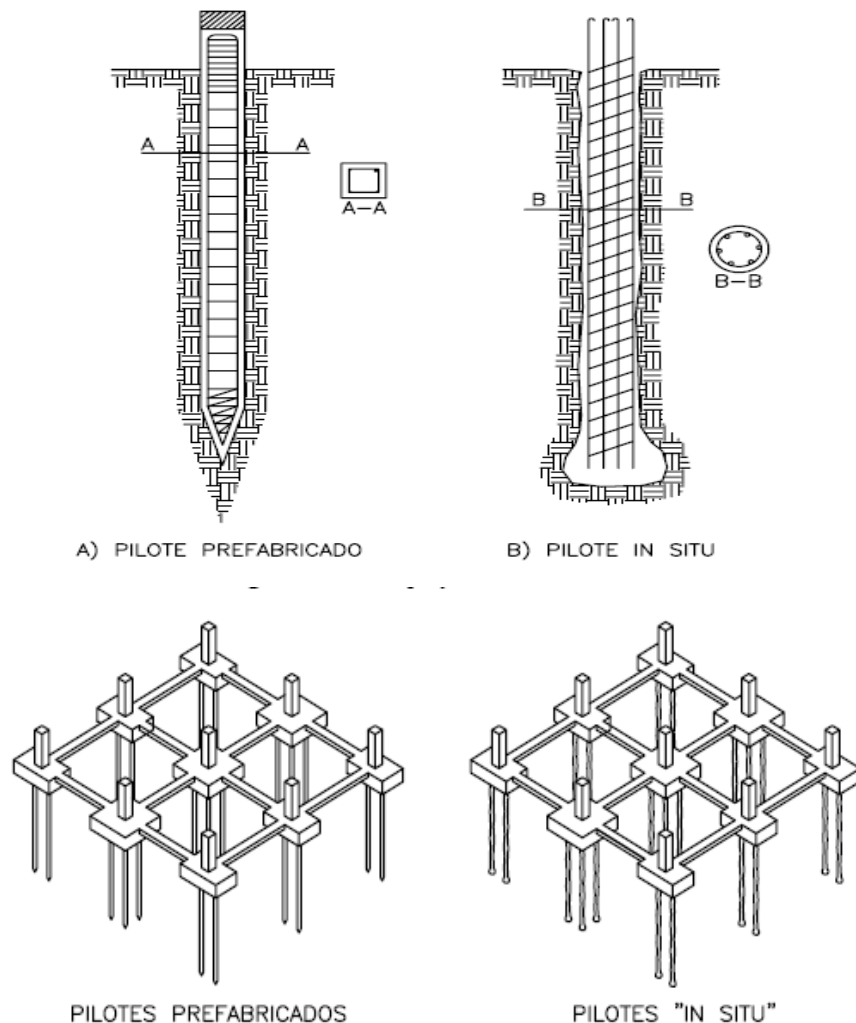


Figura 2: Fundación Profunda

1.3 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIAL

En general los criterios principales que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales.

- 1) Los referidos a la superestructura que engloban su función, cargas que transmiten al suelo, materiales que la constituyen.
- 2) Los referidos al suelo portante, a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y su compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas.
- 3) Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y el costo de la superestructura.

1.3.1. Diseño Geométrico

En función de los esfuerzos que transmite la superestructura, se determina la forma y dimensiones geométricas de la cimentación, el área de interacción del suelo-estructura, permita transmitir de manera satisfactoria los esfuerzos de la superestructura al suelo sin provocar asentamientos excesivos que comprometan la estabilidad y la funcionalidad de la estructura.

1.3.2. Diseño Estructural

Para el diseño estructural de las cimentaciones superficiales se hará el uso de formulas, teorías y principios matemáticos que relacionen la resistencia del material y la forma geométrica, para que se pueda establecer con la mayor aproximación el comportamiento de cada uno de los elementos sometidos a las cargas que actúen en el conjunto de la estructura, y de esta manera garantizar la estabilidad y durabilidad de la estructura.

1.4 ZAPATAS

Es un elemento estructural encargado de sustentar y transmitir las cargas que actúan en la superestructura hacia el suelo de fundación, de tal manera que no supere la capacidad portante del suelo, la suma del área este elemento estructural generalmente es menor en relación al área total del edificio.

Las zapatas son cimentaciones superficiales o directas, como toda cimentación ha de garantizar, de forma permanente, la estabilidad de la obra que soporta.

1.4.1. Clasificación de Zapatas

1.4.1.1. Por su Geometría

- Rectangulares, cuadradas, circulares y poligonales.

1.4.1.2. Por su morfología:

- Macizas, que a su vez pueden ser:
 - Rectas.
 - Escalonadas.
 - Piramidales.

1.4.1.3. Por su forma de trabajar:

- Aisladas.
- Combinadas.
- Continúas bajo pilares.
- Continúas bajo muros.
- Arriostradas.

1.4.1.4. Por la ubicación del pilar:

- Pilar central
- Pilar de esquina
- Pilar medianera

1.4.1.5. Por su Relación Estructural

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo).

- Rígidas. El vuelo es menor o igual a dos veces el canto.
- Flexibles. El vuelo es mayor a dos veces el canto.

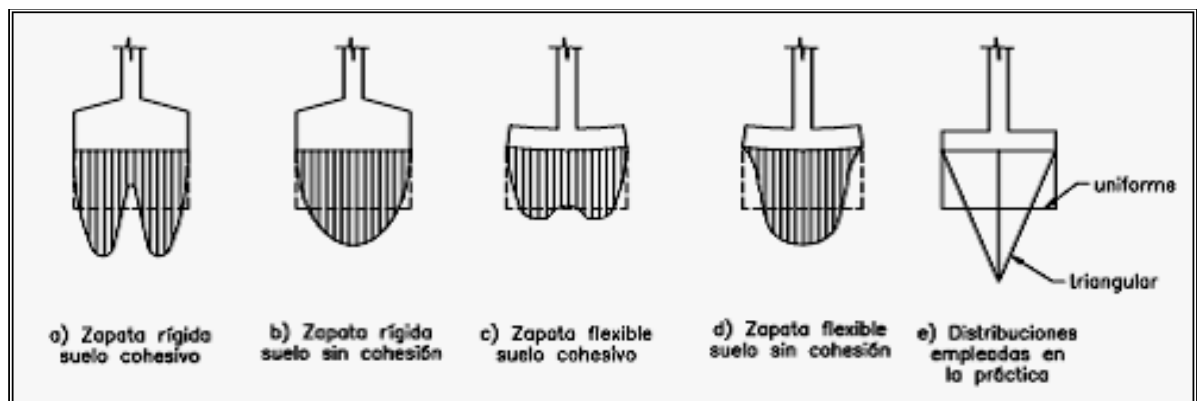
1.5 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

1.5.1. Diseño Geométrico

Las consideraciones que se realizarán en este acápite estarán directamente a determinar el área de contacto, que se requiere para que la superestructura transmita los esfuerzos al suelo de manera satisfactoria, para evitar que se produzcan asentamientos excesivos, y no rebase la capacidad portante del suelo de cimentación.

1.5.1.1. Distribución de tensiones del terreno

La distribución de tensiones del terreno bajo una zapata no es uniforme ni es igual dependen fundamentalmente del tipo de rigidez de la zapata y la naturaleza del suelo, tal y como se puede ver en la figura 3.



Fuente: Hormigón Armado (tomo I) de Jiménez Montoya

Figura 3: Distribución de tensiones

En la práctica estas leyes se asimilan a tensiones uniformes o lineales.

Pueden representarse los siguientes casos:

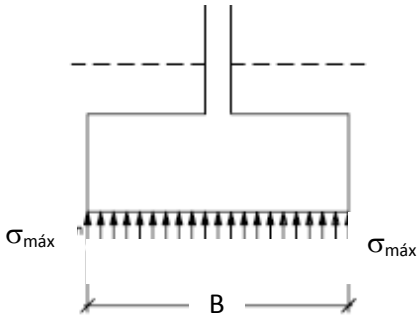
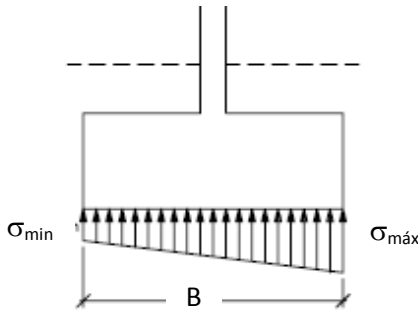
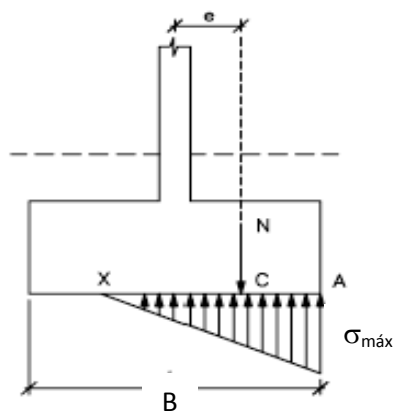
Esquema	Excentricidad (e)	Distribución de tensiones (σ)
a) Uniforme 	$e = \frac{M}{N} = 0$	$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N}{B * L}$
b) Trapezoidal 	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$	$\sigma_{max} = \frac{N}{B * L} \left(1 + \frac{6}{L} e\right)$ $\sigma_{min} = \frac{N}{B * L} \left(1 - \frac{6}{L} e\right)$
c) Triangular 	$e = \frac{M}{N} > \frac{B}{6}$	$\sigma_{max} = \frac{4 * N}{3 * L * (B - 2e)}$

Tabla 1: Fórmulas de Excentricidades y Tensiones

En todos los casos deberá cumplirse $\sigma_{\max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{\text{adm}}$ y en caso de la distribución trapecial además $\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{\text{adm}}$.

En estas ecuaciones deducidas, no se considera la acción del peso propio (P) de la zapata y del relleno sobre la zapata, dado que dichos pesos están en función de las propiedades geométricas y el peso específico de cada material que se usará para su construcción, las dimensiones de la zapata no están definidas, una vez realizado el cálculo se debe realizar una verificación del efecto que puedan provocar al diseño final de la zapata.

Una vez calculado las características geométricas de la zapata, se pueden realizar las verificaciones de estabilidad, comprobación al vuelco debido a la acción de los momentos y al deslizamiento que puedan provocar las fuerzas horizontales.

1.5.1.1.1. Comprobación al Vuelco

$$(N + P) \frac{B}{2} \geq (M + V * h) \gamma_1$$

Donde:

N, M, V = solicitaciones en la cara superior de la zapata
(Normal, Momento y Cortante)

P = Peso propio de la zapata

B = Ancho de la zapata

h = Altura total de la zapata

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

En esta ecuación no se incluye el peso sobre la zapata cuyo efecto es estabilizador.

1.5.1.1.2. Comprobación al Deslizamiento

Se realiza la comprobación en caso de zapatas sometidas a acciones horizontales y no arriostradas.

Para suelos no cohesivos (arenas) $(N + P) * tg \varphi_d \geq \gamma_2 * V$

Para suelos cohesivos (arcillas) $A * C_d \geq \gamma_2 * V$

Donde:

N, V = solicitaciones en la cara superior de la zapata
(Normal y Cortante)

$\varphi_d = (2/3) \varphi$ = Ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado)

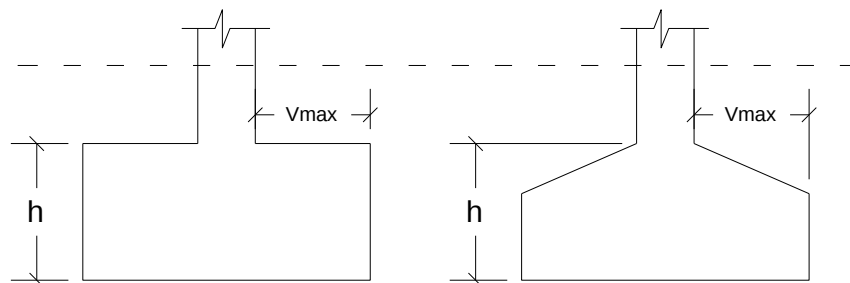
$C_d = 0.5c$ = valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

A = Superficie de la base de la zapata.

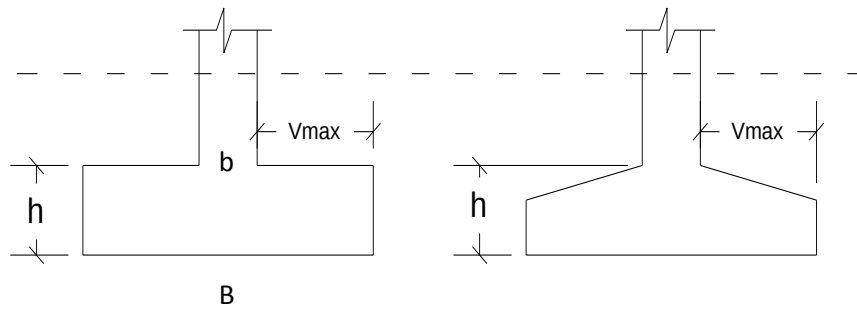
γ_2 = Coeficiente de seguridad al deslizamiento ($\gamma_2=1.5$)

1.5.2. Diseño Estructural (Espesor y Armadura)

Para el cálculo las zapatas se clasifican en:



a) Zapatas rígidas: $0.5h \leq V_{max} \leq 2h$



b) Zapatas flexibles: $V_{max} > 2h$

Figura 4: Zapatas Aisladas de acuerdo a su Rigidez

El vuelo (V_{max}) de la zapatas está dada por: $V_{max} = \frac{B-b}{2}$

Donde:

V_{max} = Vuelo máximo

B = Base de la zapata

b = Base de la columna

Para cada tipo de zapata se tiene que realizar las siguientes comprobaciones

Comprobaciones a realizar en Zapatas Aisladas	
TIPO	COMPROBACIONES
ZAPATAS RÍGIDAS	Flexión
	Esfuerzo Cortante
	Fisuración
ZAPATAS FLEXIBLES	Flexión
	Esfuerzo Cortante
	Punzonamiento
	Fisuración

Tabla 2: Comprobaciones en Zapatas Aisladas

1.5.2.1 Diseño a Flexión

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.

Este cálculo se lo realiza en cada dirección, de cada lado de la zapata, retrasada a la cara del soporte una distancia m .

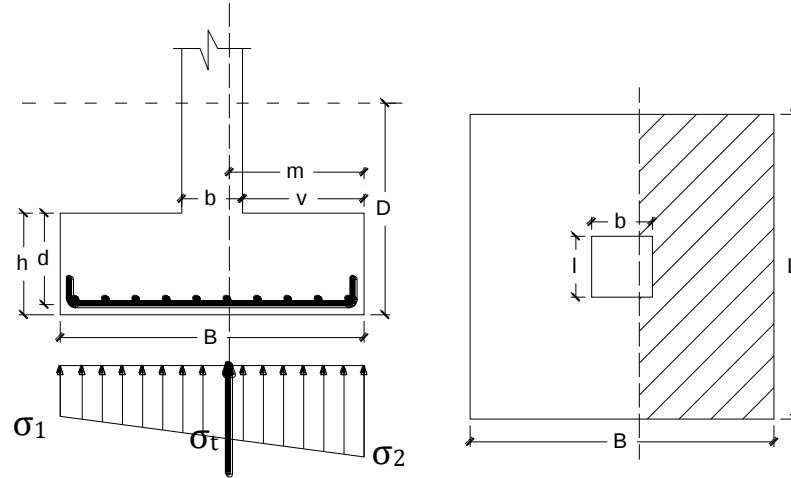


Figura 5: Cálculo a flexión en zapatas aisladas

Siendo:

$m = v + 0.15 * b$ en el caso de pilar de hormigón

$m = v + 0.25 * b$ en el caso de pilar de ladrillo o mampostería

En este caso el momento flector sobre la sección de referencia antes descrita está definida por:

$$Md = \frac{1}{2} * \gamma f * \frac{N}{L} * (m)^2$$

Momento reducido:

$$\mu = \frac{Md}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

Con el valor de esta fórmula se determina la capacidad mecánica en el anexo IIa.

1.5.2.2 Diseño a Corte

No se especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de $v > h$ tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

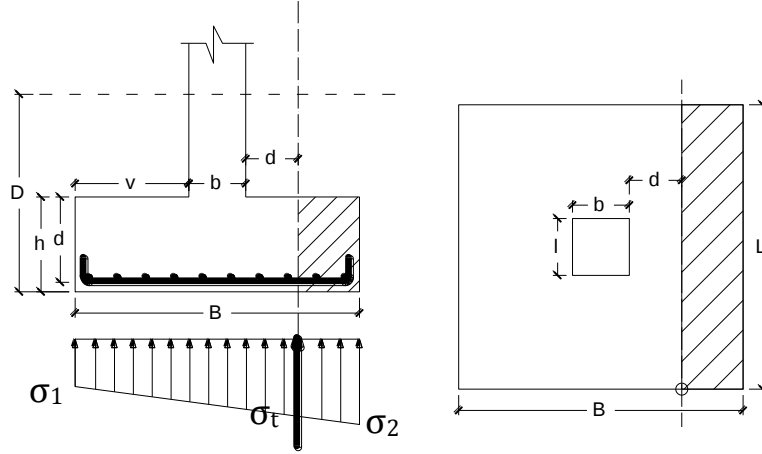


Figura 6: Cálculo a Corte en zapatas aisladas flexible

La sección de referencia se indica en la figura 6 a una distancia d de la cara del pilar en la dirección B , el esfuerzo cortante de cálculo será:

$$Vd = \gamma_f * \sigma * L * \left(\frac{B - b}{2} - d \right)$$

Siendo “ d ” el canto útil en cara del soporte, se realiza el cálculo igualmente para la dirección L de la zapata.

El esfuerzo cortante de agotamiento está definido por:

$$Vcu = fcv * L * d$$

Esta ecuación se verifica que:

$$Vd \leq Vcu$$

Donde, $fcv = 0.5 * \sqrt{fcd}$ y $fcd = \frac{fck}{\gamma_c}$; fcv y fcd en kp/cm^2

En caso de no cumplirse con la verificación entonces se debe aumentar el canto útil de la zapata.

Para el análisis de *zapatas rígidas* $V \leq 2h$, se consideran dos casos adicionales:

Caso I. Si $V \leq 1.5 * L$ (se supone que $B \geq L$), la comprobación se realiza asignando a cada cara, una comprobación a esfuerzo cortante, la reacción σ_t del suelo actuante desde el plano de la cara hacia el exterior de la zapata en las zonas trapezoidales.

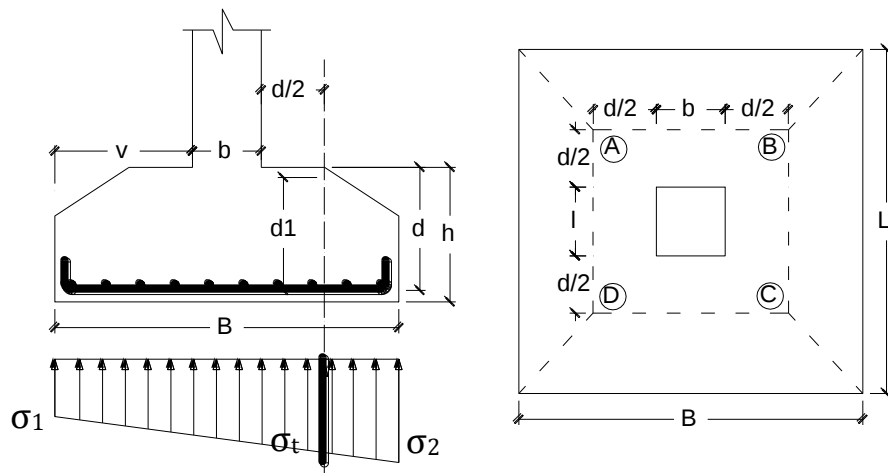


Figura 7: Cálculo a Corte en zapatas rígida (caso I)

Por ejemplo para sección BC, el esfuerzo cortante de cálculo está dada por la fórmula:

$$Vd = \gamma f * \sigma_t * \left(\frac{(L + l + d) * (B - b - d)}{4} \right)$$

El esfuerzo cortante último es solo correspondiente con la zona BC de la sección de referencia o sea:

$$Vcu = 2 * fcv * d * (l + d)$$

Para $(l + d) \leq L$; donde d1 es el canto útil en la sección de referencia y se ha de cumplir $Vd \leq Vcu$ para cada zapata.

Caso II. Si $V > 1.5 * L$, la zapata ya en esa dirección funciona sensiblemente igual a una viga ancha. Por tanto el cortante Vd viene dado en la dirección de B:

$$Vd = \gamma f * \sigma t * L * \left(\frac{(B - b)}{2} - d \right)$$

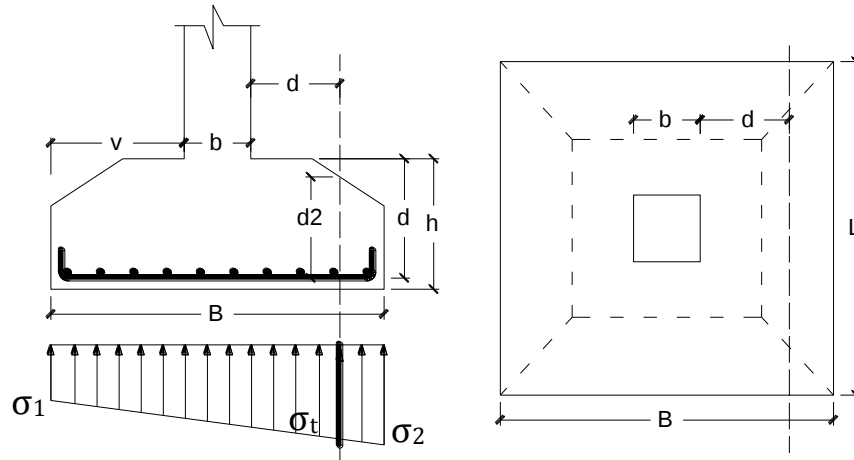


Figura 8: Cálculo a Corte en zapatas rígida (caso II)

Donde el esfuerzo cortante último es:

$$Vcu = fcv * L * d2$$

1.5.2.3 Diseño a Punzonamiento

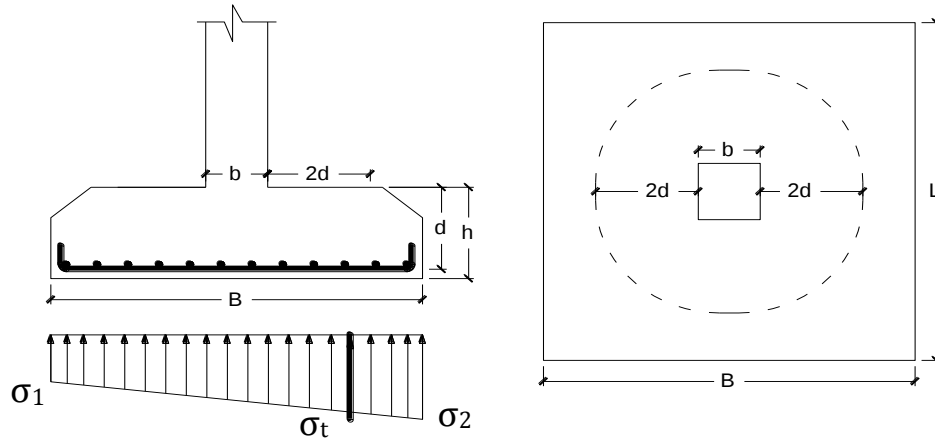


Figura 9: Cálculo a Punzonamiento en zapatas aisladas

Se admite que la resistencia a punzonamiento, es equivalente a la de una superficie S_p de referencia, cuyo contorno define el perímetro crítico en el cálculo a punzonamiento distantes de las caras del pilar a $2d$ siendo “ d ” el canto útil de la zapata.

La fuerza de punzonamiento será:

$$V_{pd} = \gamma f * \sigma_t * (B * L - (b + d) * (l + d))$$

La fuerza de punzonamiento al agotamiento es:

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

La superficie de punzonamiento está dada por:

$$S_p = d * (2 * b + 2 * l + 4d)$$

Donde deberá cumplirse que:

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

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

1.5.3. Comprobaciones a la Adherencia y Anclaje

1.5.3.1. Condiciones de Adherencia

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

$$Vd = \gamma_f * \frac{N}{B} * (v + 0.15 * b) = [kp]$$

Análogamente se calcula para la dirección en L.

$$\tau_b = \frac{Vd}{0.9 * d * n * u} = [kp/cm^2]$$

Donde:

N= número de barras

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

Se debe verificar que:

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

Para zapatas rígidas $V_{\max} \leq 2h$

$$\tau_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

Para zapatas flexibles $V_{\max} \geq 2h$

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1.6} * \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{225}\right)^2}$$

Este valor se obtiene de gráfico en el anexo IIc

1.5.3.2. Condiciones de Anclaje

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

Donde:

m = se obtiene de la tabla en el anexo IIb

ϕ = diámetro en cm.

Puede conducir en teoría a grandes esfuerzos en las extremidades de las barras, aunque ya se hicieron alguna consideraciones que moderan esa hipótesis, de todas formas EH-91 establece que si V es menor que h , el anclaje se contara a partir del punto A lineal de la parte recta de la barra.

De acuerdo con EH-91, en este sentido basta doblar con el radio correspondiente y llevar a partir de ese punto una longitud tal que se tenga $\frac{1}{3}l_b$, 10ϕ ó 15 cm , lo que sea mayor, siendo l_b la longitud teórica de anclaje.

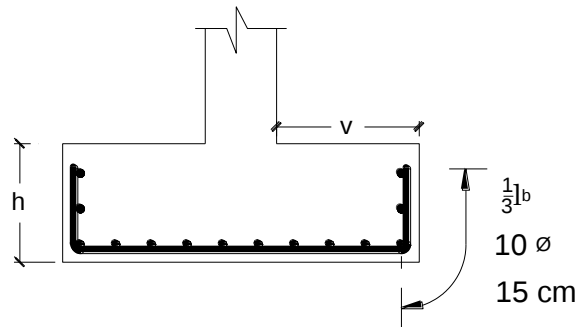


Figura 10: Longitud de anclaje

Si $V > h$, EH-91 establece que el anclaje se considere 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:

$$V \geq d + l_b + r$$

Donde “ r ” es el recubrimiento lateral.

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

1.6 LOSA DE CIMENTACIÓN

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 portante, 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.

1.6.1. Tipos de losas de cimentación

Se usan actualmente varios tipos de losas de cimentación, entre los que se describen en la figura 11.

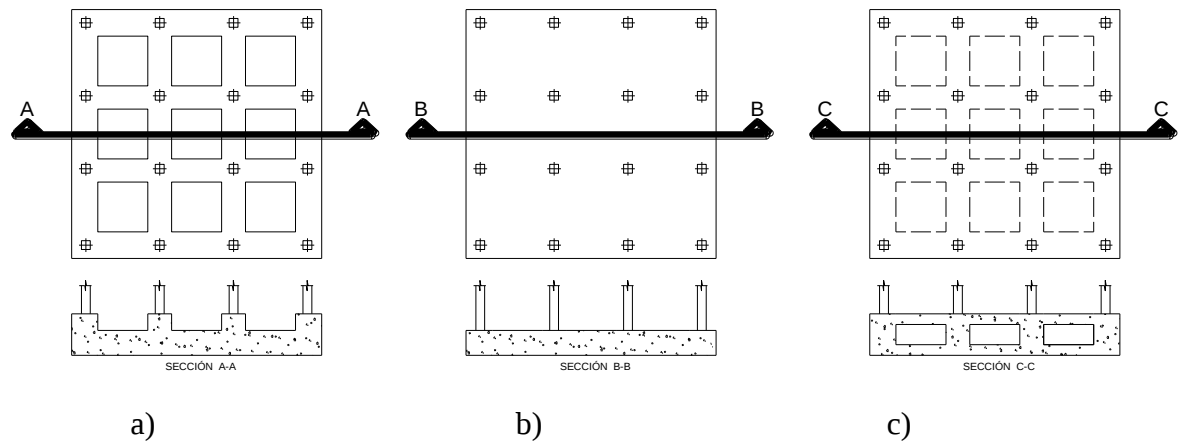


Figura 11: Tipos de losa de cimentación

En la figura 11a se tiene una losa o placa plana con mayor espesor bajo las columnas, éstas pueden ser arriba de la placa o abajo.

La figura 11b es una losa o placa de espesor constante en toda su superficie, el cual usaremos para el desarrollo y cálculo de este proyecto de grado por ser uno de los más conocidos y por su facilidad de encontrar bibliografía y resolución de ejercicios.

La figura 11c 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 parques de moviidades.

1.6.2. Diseño Estructural – Método Rígido Convencional

El método rígido convencional para el diseño de losas de cimentación se explica paso a paso con referencia a la figura 12.

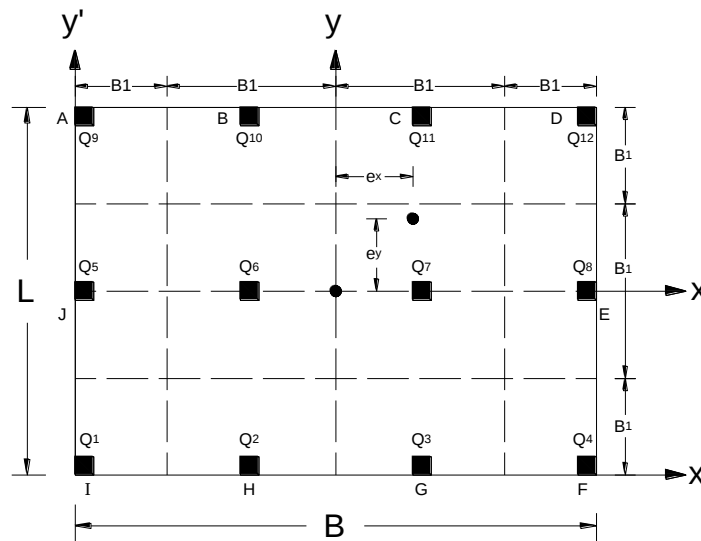


Figura 12: Diseño losa de cimentación

- 1) En la figura muestra la losa de L x B y las cargas de columnas Q1, Q2, Q3..... 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:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Donde:

$$A = B \cdot L \text{ (área losa de cimentación)}$$

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

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

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

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

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

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q}$$

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q}$$

Donde: $e_x = x' - L/2$; $e_y = y' - H/2$

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

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

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 12 es:

$$q_{prom} = \frac{q_I + q_F}{2}$$

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 $q_{prom} B_l B$, 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 la columna sobre la franja no será igual a $q_{prom} B_l B$ porque la fuerza cortante no se ha tomado en cuenta. Por esta razón la reacción del suelo y las cargas de las columnas necesitan ser ajustadas.

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

Ahora la reacción del suelo promedio modificada es:

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

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

$$F = \frac{carga\ promedio}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}$$

Las cargas de columnas modificadas son entonces $FQ_1 + FQ_2 + FQ_3 + FQ_4$. Esta carga modificada sobre la franja que se muestra en la figura 13. 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”.

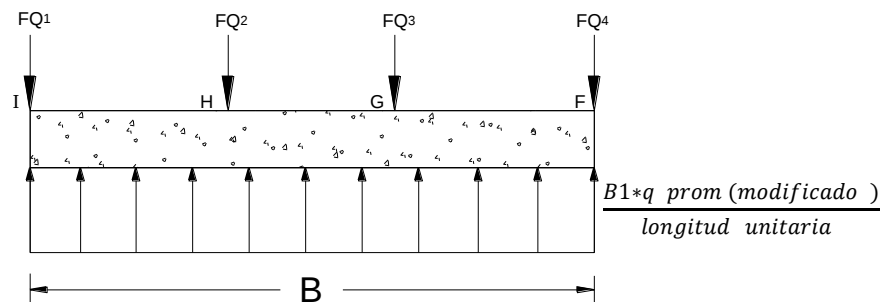


Figura 13: Cargas de columnas modificadas

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:

$$U = b_o d \left[\phi (0.34) \sqrt{f'_c} \right]$$

Donde:

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

ϕ = factor de reducción ($\phi=0.85$)

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 14.

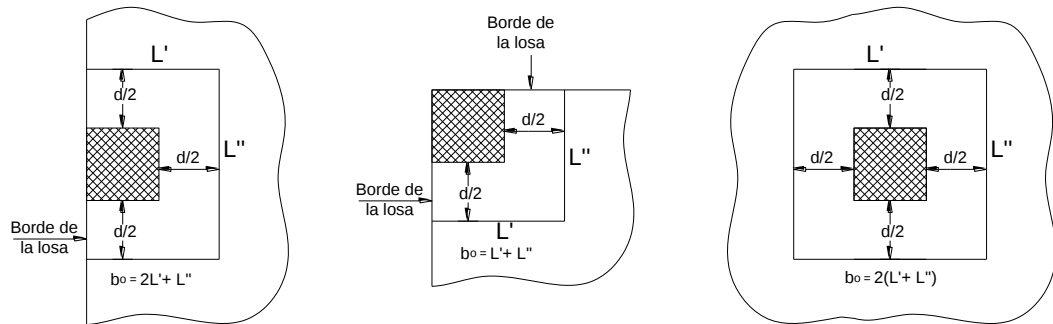


Figura 14: Cálculo de la profundidad efectiva

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

1.7. SUELO

1.7.1. Introducción

La mayoría de los suelos que cubren la superficie de la tierra se forman por la acción del medio ambiente, los efectos del medio ambiente son el resultado de los fenómenos físicos y químicos que alteran la estructura y la composición de las diferentes rocas, existen dos tipos generales que causan la de las rocas en tamaños más pequeños denominados: 1) *medio ambiente mecánico* (físico) y 2) *medio ambiente químico*.

1) *El Medio Ambiente Mecánico*, es el proceso por el cual las rocas se fracturan en piezas de menor tamaño bajo la acción de fuerzas físicas, como la corriente del agua de los ríos, el viento, las olas oceánicas, el hielo del glacial, la acción del congelamiento, además de expansiones y contracciones causadas por ganancia o pérdida de calor.

2) *El Medio Ambiente Químico*, es el proceso de descomposición química de la roca original, que ocurre como resultado de la oxidación, carbonatación y en otras acciones químicas que descomponen los minerales de las rocas, en el caso mecánico, la roca se fractura en piezas menores sin cambiar su composición química, sin embargo en el químico el material original puede transformarse en otro totalmente diferente, por ejemplo el feldespato puede producir minerales arcillosos.

El suelo producido por estos efectos del medio ambiente, llega a ser transportado mediante procesos físicos a otros lugares, formando depósitos de suelo transportado, por otra parte algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se originan y se conocen como suelos residuales. Según sea el agente de transporte, los suelos transportados pueden subdividirse principalmente en:

- Aluviales o fluviales
- Glaciales
- Eólicos

1.7.2. Clasificación de suelos.

Dada la complejidad y 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, la mecánica de suelos desarrolló sistemas de clasificación desde un principio puramente descriptivo basados en las características granulométricas.

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían en forma considerable, para clasificar de manera apropiada el suelo se debe conocer su distribución granulométrica (tamaño de granos y/o particular).

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes, los sistemas principales de clasificación actualmente en uso son:

- 1) Sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*)
- 2) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos USCS (*Unified Soil Classification System (Corps of engineers, U.S. Army – Bureau of Reclamation)*)

El sistema de clasificación AASHTO es utilizado principalmente para clasificar las capas en la construcción de carreteras, no es utilizado en la construcción de cimientos, se hará una descripción general de este sistema.

1.7.2.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este sistema de clasificación de suelos fue propuesto por Casa Grande 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 propuesto fue revisado en 1952, hoy en día es ampliamente usado por los ingenieros.

Los suelos se clasifican con dos letras. La primera de ellas es la inicial de la palabra inglesa que designa el tipo de suelo, mientras que la segunda es un adjetivo calificativo, referida en algunos casos a características de la curva granulométrica, en otros a la cantidad de finos y en otros a la plasticidad de éstos.

CUADRO N° 1

Prefijos y Sufijos del Sistema SUCS

Letras utilizadas por la clasificación SUCS			
Primera letra	Palabra	Segunda letra	Palabra
G	Grava ("Gravel")	W	Bien graduado ("Well graded")
S	Arena ("Sand")	P	Mal graduado ("Poorly graded")
M	Limo ("Mo", en sueco)	M	Limoso ("Mo", en sueco)
C	Arcilla ("Clay")	C	Arcilloso ("Clayey")
O	Orgánico ("Organic")	L	Baja plasticidad ("Low plasticity")
PT	Turba ("Peat")	H	Alta plasticidad ("High plasticity")

Fuente: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004

El sistema abarca los suelos granulares y los finos, distinguiendo ambos por tamizado a través de la malla N° 200, las partículas gruesas son mayores que dicha malla, y las finas menores, según se distribuye el material que pasa el tamiz de 3'' = 75 mm; el suelo es fino cuando más del 50% pasa el tamiz n° 200, si no, es granular

a) Los suelos granulares se designan con estos símbolos

Prefijos

G	Grava	El 50% o más es retenido en el tamiz n° 4
S	Arena	Sí más del 50% pasa el tamiz n° 4

Sufijos

W	Bien gradado	P	Mal gradado	Depende del Cu y Cc
M	Limoso	C	Arcilloso	Depende de W_L y el IP

Fuente: Explanaciones y Drenaje (Carlos Kraemer, Segunda edición – Madrid 1992)

Si menos del 5% pasa el tamiz nº 200, los sufijos son W o P, según los valores de Cu y Cc. Si más del 12% pasa el tamiz nº 200, los sufijos son M o C, dependiendo de W_L e IP. Si el porcentaje de finos está entre el 5% y el 12%, se utilizan sufijos dobles (clase intermedia).

b) Los suelos finos se designan con estos símbolos.

Prefijos

M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico

Fuente:

Explanaciones y

Drenaje (Carlos Kraemer, Segunda edición – Madrid 1992)

Sufijos

L	Baja plasticidad ($W_L < 50\%$)	En la carta de plasticidad separados por la línea B.
H	Alta plasticidad ($W_L > 50\%$)	

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa el tamiz nº 40, y se obtiene a partir de la llamada *CARTA DE PLASTICIDAD* así:

Sobre la línea A: “arcillas inorgánicas”.

Debajo de la línea A: “limos y arcillas orgánicas”.

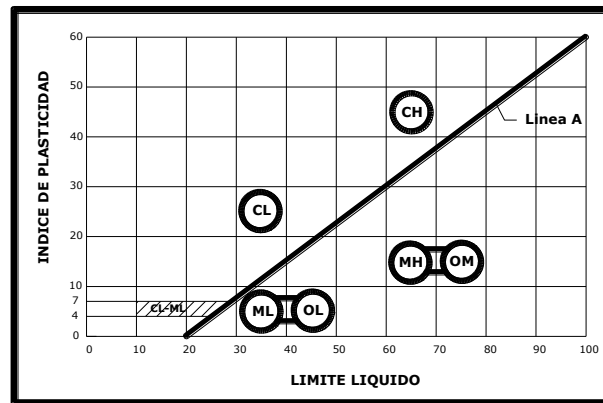
La clasificación de los finos se realiza mediante el Gráfico de Casagrande, en la que se representan el **LL** en el eje de abscisas y el **IP** en el de ordenadas, interviniendo la denominada línea A, que es una función de ambos índices.

La ecuación de la línea A es:

$$IP = 0.73 (LL - 20)$$

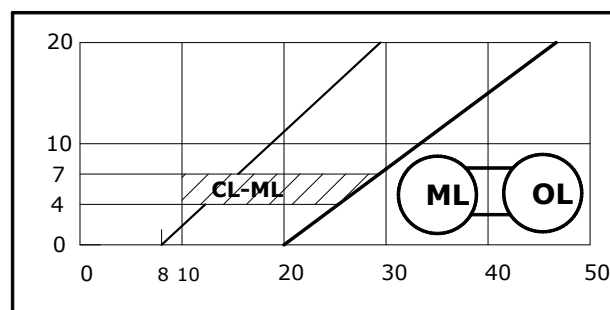
CUADRO N° 2

Carta de plasticidad según ASTM



Fuente: Corps of Engineers, U.S. Army

La línea B: $LL = 50$ separa H (alta plasticidad) de L (baja plasticidad)



Fuente: Corps of Engineers, U.S. Army

Detalle de clasificación en la zona de $LL < 30$ y $IP < 10$

Otra de las características en la carta de plasticidad para decir cuándo es GM, GC, SM o SC, se establece mediante los siguientes parámetros:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{GM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{GC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\}$	Sobre la línea A con
	$4 < IP < 7 \Rightarrow \text{Doble símbolo}$
$\left\{ \begin{array}{l} \text{SM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{SC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\}$	En la zona sombreada con
	$4 \leq IP \leq 7 \Rightarrow \text{Doble símbolo}$

CUADRO N° 3

Características y uso de suelos según ASTM.

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS	
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes.	
GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas	
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua	
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales	
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo	
SP	m	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud	
SM	m	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas	
SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento	
ML	m	-	M	m	Inaceptable en pavimentos, licuable	
CL	+	--	M	m	Revestimiento de canales, pero es erodable	
OL	m	-	--	m	No recomendable, máximo si hay agua	
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)	
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones (hinchable)	
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes	
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente	+++
					Muy alto	++
					Alto	+
					Moderado	m
					Deficiente	-
					Bajo	--
					Muy bajo	---

Fuente: Internet, Clasificación de Suelos, Norma AST

Los limos no se diferencian de las arcillas por su tamaño de partículas, como en clasificaciones más simples, sino por su plasticidad, siendo la línea A la frontera entre ambos.

En esta clasificación, los suelos se dividen en tres grandes grupos:

- **Suelos de grano grueso**, constituidos por gravas y arenas con menos de 50% de finos que pasan por el tamiz nº 200 ASTM (0.074 mm).
Se establecen varios subgrupos en función de la granulometría del suelo y de la plasticidad de la fracción que pasa por el tamiz nº 40 (0.42 mm).
- **Suelos de grano fino**, constituidos por los suelos con 50% o más de finos. Se trata de suelos arcillosos y limosos. Sobre el gráfico de Casagrande se establecen unas zonas que corresponden a diferentes subgrupos, de forma que los suelos son finalmente clasificados en función de la relación entre su límite líquido y su índice de plasticidad y según que contengan o no materia orgánica.

Suelos de estructura orgánica, constituidos fundamentalmente por materia orgánica fibrosa, como las turbas. Estos suelos son además fácilmente identificables por su color marrón oscuro y su olor a materia en descomposición.

CUADRO N° 4

Propiedades de los suelos clasificados según la ASTM

Clasificación		Símbolos del grupo	Valor como explanada sin acción de la helada	Sensibilidad a la helada	Compresibilidad e hinchamiento	Capacidad de drenaje	d max. P.M. (Kg/dm3)	CBR	Módulo de reacción K (MN/m3)	
GRAVAS		GW		Excelente	Nula a muy Ligera	Casi nulos	Excelente	2,0 - 2,3	40 - 80	80 - 140
		GP		Bueno a excelente	Nula a muy Ligera	Casi nulos	Excelente	1,8 - 2,3	30 - 60	80 - 140
		GM	d	Bueno a excelente	Ligera a media	Muy ligeros	Aceptable a mala	2,0 - 2,4	40 - 60	80 - 140
			u	Bueno	Ligera a media	Ligeros	Mala a impermeable	1,9 - 2,2	20 - 30	50 - 140
		GC		Bueno	Ligera a media	Ligeros	Mala a impermeable	2,1 - 2,4	20 - 40	50 - 140
ARENAS		SW		Bueno	Nula a muy Ligera	Casi nulos	Excelente	1,8 - 2,1	20 - 40	50 - 100
		SP		Aceptable a bueno	Nula a muy Ligera	Casi nulos	Excelente	1,7 - 2,2	10 - 40	40 - 100
		SM	d	Aceptable a bueno	Ligera a alta	Muy ligeros	Aceptable a mala	1,9 - 2,2	15 - 40	40 - 100
			u	Aceptable	Ligera a alta	Ligeros a medios	Mala a impermeable	1,6 - 2,1	10 - 20	20 - 80
		SC		Malo a aceptable	Ligera a alta	Ligeros a medios	Mala a impermeable	1,6 - 2,2	5 - 20	20 - 80
LIMOS Y ARCILLAS	LL ≤ 50	ML		Malo a aceptable	Media a muy alta	Ligeros a medios	Aceptable a mala	1,4 - 2,1	≤ 15	20 - 50
		CL		Malo a aceptable	Media a alta	Medios	Impermeable	1,4 - 2,1	≤ 15	10 - 40
		OL		Malo	Media a alta	Medios a altos	Mala	1,4 - 1,7	≤ 5	10 - 20
	LL > 50	MH		Malo	Media a muy alta	Altos	Aceptable a mala	1,3 - 1,7	≤ 10	10 -20
		CH		Malo a aceptable	Media	Altos	Impermeable	1,4 - 1,9	≤ 15	10 - 40
		OH		Malo a muy malo	Media	Altos	Impermeable	1,3 - 1,8	≤ 5	5 - 20
SUELOS ORGÁNICOS		PT		Inaceptable	Ligera	Muy altos	Aceptable a mala			

Fuente: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004

$$d = LL \leq 25 \text{ IP} \leq 6$$

u = Restantes casos

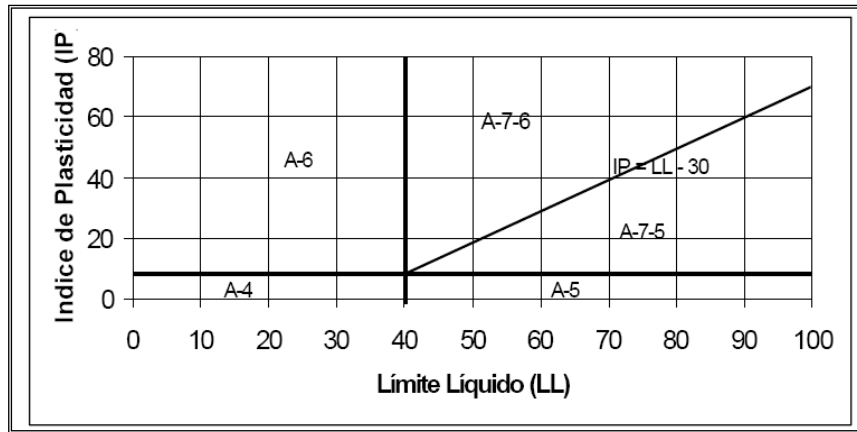
1.7.2.2. Clasificación A.A.S.H.T.O.

La clasificación AASHTO no pretende identificar el suelo según su naturaleza (grava, arena, arcilla, limo), sino simplemente señalar qué tipos de suelos son más útiles para la construcción de infraestructuras. Así se diferencian siete grupos de suelos, designados como A-1, A-2, A-3, hasta el A-7. Para la clasificación es suficiente realizar un análisis granulométrico y los límites de Atterberg de la fracción que pasa por el tamiz nº 40.

Los grupos A-1, A-2 y A-3 corresponden a los suelos granulares, con un máximo de 35% pasando por el tamiz nº 200. Se trata de gravas, arenas y zahorras (mezclas de grava y arena) cuyo comportamiento en explanadas suele ser bueno a excelente, excepto los suelos A-2-6 y A-2-7 que por su elevada plasticidad se comportan como los suelos arcillosos, siempre que el porcentaje de finos supere un 15% - 20%. Para clasificar en la práctica a un suelo, se parte de la primera columna de la tabla hasta encontrar un grupo o subgrupo en el que encajen las características definidas por los ensayos. El grupo A-3 aparece antes que el A-2 por esta razón y no por que los suelos que lo constituyen tengan mejores propiedades.

Los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 comprenden a los suelos limo-arcillosos, con más de un 35% de material pasando por el tamiz nº 200. Para su clasificación se atiende únicamente al límite líquido y al índice de plasticidad, según las zonas definidas en el gráfico de plasticidad de la fig. (Los subgrupos del grupo A-2 se definen también por el mismo procedimiento). El comportamiento de estos suelos en explanadas puede calificarse en general de regular a malo.

CUADRO N° 5
Carta de plasticidad según AASHTO



Fuente: Explanaciones y Drenaje (Carlos Kraemer, Segunda edición – Madrid 1992)

Los distintos grupos admiten suelos con porcentaje de finos y plasticidad muy diferentes, por lo que resulta conveniente una evaluación dentro de cada grupo. Para ello se utiliza el **índice de grupo** definido por la siguiente expresión:

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

IG: Índice de grupo

F: Proporción de finos (Pasa por el tamiz N° 200)

LL: Límite líquido

IP: Índice de plasticidad

Este índice toma valores entre 0 y 20 (o más), correspondiendo los menores valores a los mejores suelos. La clasificación contiene algunas indicaciones basadas en el valor del índice de grupo, pero son unas precisiones de un interés práctico menor.

El índice de grupo IG, se escribe entre paréntesis a continuación de los símbolos del grupo o subgrupo a que pertenece el suelo, como por ejemplo A-7-6 (16), lo que significa que es un suelo del sub-grupo A-7-6 con índice de grupo 16.

Sobre el índice de grupo pueden hacerse las siguientes observaciones:

- En términos generales, cuando mayor es el IG de un suelo, peor son sus cualidades como explanada o capa de asiento del firme. Así, por ejemplo, los suelos que pertenecen a los grupos A-1, A-3, A-2-4 Y A-2-5 tienen un $IG = 0$ y pueden calificarse de buenos, en tanto que un índice de grupo de 20 o mayor corresponde a un suelo de muy mala calidad, en condiciones medias de drenaje y compactación.
- Los valores críticos del límite líquido y del índice de plasticidad son respectivamente de 40 y 10.

El índice de grupo anteriormente no podía ser superior a 20. Actualmente puede tomar cualquier valor positivo. Si saliera negativo se expresará como cero (0).

CUADRO N° 6
Características de suelos según AASHTO

Grupo Suelos	Permeabilidad	Elasticidad	Cambio de volumen	Capilaridad	Base de pavimentos	Sub Bases	Terraplenes	Valoración Escala
A - 1	--	---	--	-	++	++	++	+++ Sobresaliente
A - 2	-	++	+	m	-	m	+	++ Muy alto
A - 3	+	-	--	-	+	+	+	+ Alto
A - 4	-	+	+ -	+++	-	-	+ -	m Moderado
A - 5	-	m	++	+++	---	-	--	- Deficiente
A - 6	---	-	++	++	--	--	-	-- Bajo
A - 7	--	m	++	++	--	--	--	--- Muy bajo

Fuente: Internet, Clasificación de Suelos, Norma AASHTO

CUADRO N° 7
SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS
AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% pasa el tamiz N° 200)			
Grupo:	A-1		A-3					A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Porcentaje que pasa: N° 10 (2mm) N° 40 (0,425mm) N° 200 (0,075mm)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- - 35 máx				- - 36 mín			
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40											
Límite líquido	-		-	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx	41 mín (2)
Índice de plasticidad	6 máx		NP (1)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	11 mín	11 mín	11 mín
Constituyentes principales	Fracmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo			

- (1): No plástico
(2): El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30

Fuente: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004

1.8 MECÁNICA DE SUELOS

La mecánica de suelos es encargada de analizar los cambios que se producen en una masa de suelo ante la acción de cargas externas que actúan provocando alteraciones a su estructura original, tal como asentamientos, deslizamientos. Además por la presencia de nivel de aguas freáticas que provoca alteraciones que se manifiestan en cambios de volumen, como la expansión y la retracción del suelo.

Con el propósito de entender y dar solución a estos problemas que presentan en una construcción, es que se han desarrollado teorías y modelos matemáticos para dar respuestas satisfactorias y adaptarlas a la realidad del terreno.

El hecho real es que no se cuenta con una teoría que pueda brindar una única solución, porque en la formación de los suelos se tiene una infinidad de composición, en la inmensa mayoría de los casos prácticos una estimación suficientemente aproximada de los fenómenos reales es aceptable en función de ciertos parámetros de tolerancia y seguridad para que puedan ser económicamente viables.

Es necesaria una exploración del terreno para recolectar toda la información posible referida a:

- a). Las diferentes capas del terreno, contenido de material, su inclinación, espesor, y características mecánicas (compresión simple, ensayo triaxial, etc.).
- b). Contenido de humedad y la profundidad de la capa freática.
- c). Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas y la capacidad de asientos sobre suelos inalterados.

Sobre el número y profundidad de las tomas a realizar, bien mediante excavaciones o mucho más frecuente mediante sondeos mecánicos estará en función de las características del edificio a construir.

1.8.1. Granulometría

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrico es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo, fijar en porcentaje de su peso total y la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene.

El método más directo para separar un suelo en fracciones de distinto tamaño consiste en hacerlo pasar a través de un juego de tamices.

El estudio se realiza en el laboratorio mediante ensayos de tamizado y de sedimentación, los ensayos de tamizado se utilizan para obtener la granulometría de los suelos granulares o de las partículas gruesas de cualquier suelo, en tanto que con limos y arcillas han de realizarse ensayos de sedimentación.

1.8.1.1. Tamizado

a) Análisis sin lavado

Para los ensayos de tamizado sin lavado se emplea una serie normalizada de tamices, de abertura decreciente, a través de los cuales se hace pasar una cantidad determinada de suelo de peso en seco P .

El material retenido en cada tamiz de abertura d_i se seca y se pesa. De esta forma se pueden calcular el porcentaje en peso respecto al total que pasa por cada tamiz, que da lugar a la curva granulométrica.

$$100 \frac{(P_i)_{pasa}}{P} = 100 \frac{(P_{i-1})_{pasa} - (P_i)_{retenido}}{P} = f(d_i)$$

Empezando con un tamiz de abertura d_1 tal que todo el material pase por él.

$$(P_1)_{pasa} = P$$

La curva granulométrica así definida se representa en un gráfico llevando en abscisas el diámetro de las partículas en mm (luz de malla del tamiz) y en ordenadas el porcentaje de partículas de diámetro menor que el indicado (% que pasa del total). Para poner de manifiesto la composición de las fracciones finas, la escala de abscisas es logarítmica. Existen varias series normalizadas de tamices.

Una de las series más utilizadas en el mundo es la ASTM americana. Los tamices de la serie gruesa se designan según su luz de malla en pulgadas, en tanto que los números de la serie fina coinciden con los de malla por pulgada (así el tamiz n° 40 indica 40 mallas por pulgada cuadrada).

No suelen emplearse todos los tamices de cada serie, sino que se eligen los necesarios o los más importantes.

Cuando los ensayos se realizan únicamente a efectos de identificación y clasificación de los suelos, se utilizan solamente dos o tres tamices.

El tamiz n° 200 (0.074 mm) marca prácticamente el límite de las posibilidades de tamizado. Resulta incluso cada vez más pesada y hasta dudosa la separación real de las partículas de limo y arcilla.

b) Análisis con lavado

Este método se utiliza para el agregado fino solamente, para lo cual se sigue el procedimiento siguiente:

Del material que pasa el tamiz N° 10, se toma una muestra de 500 a 600 grs, se pone la muestra en un recipiente con agua y se deja remojar hasta que todo el material se haya desintegrado. Esto requiere de 2 a 12 horas, se vacía el contenido del recipiente sobre el tamiz N° 200 cuidadosamente y con ayuda de agua, se lava lo mejor posible la muestra, para que todos los finos pasen por el tamiz.

El material retenido en el tamiz N° 200 se pasa a un recipiente, se debe tener cuidado de pasar todo el material retenido al recipiente.

Este recipiente con el material se coloca en el horno durante 24 horas. Una vez que el material está seco, se procede a tamizarlo, tomando los datos de los pesos retenidos.

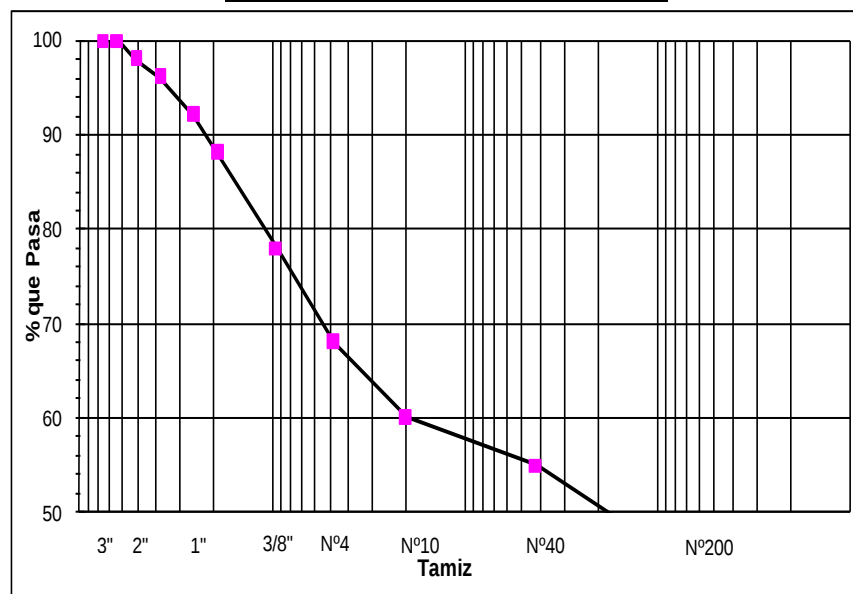
CUADRO N° 8

SERIE DE TAMICES

Tamiz	Abertura (mm)
3"	76,20
2 1/2"	63,50
2"	50,80
1 1/2"	38,10
1"	25,40
3/4"	19,05
3/8"	9,53
N° 4	4,75
N° 10	2,00
N° 40	0,43
N° 200	0,08

CUADRO N° 9

CURVA GRANULOMÉTRICA



1.8.2. Capacidad de Carga

1.8.2.1. Consolidación del suelo

La consolidación de un suelo es producto de la acción de cargas sobre una capa de suelo poroso saturado compresible la capa se comprime y expulsa agua de sus poros, a este fenómeno se le llama *Consolidación*, que se va formando progresivamente en el transcurso del tiempo.

La tensión que produce la consolidación se llama tensión o presión de consolidación, que da origen a la *presión efectiva*. La presión efectiva de cada capa de suelo está en función del contenido de material con la que está constituida (gravas, arenas, limos arcillas y las diferentes combinaciones entre éstos).

1.8.2.2. Capacidad Carga del suelo en fundaciones 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 la soporta.
- 2) la cimentación no deberá 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*.

1.8.2.3. Capacidad de Carga Última

Considera una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 15, con un ancho igual a B ahora si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementa. La variación de la carga por unidad de área q sobre la cimentación se muestra también en la figura 15 junto con el asentamiento.

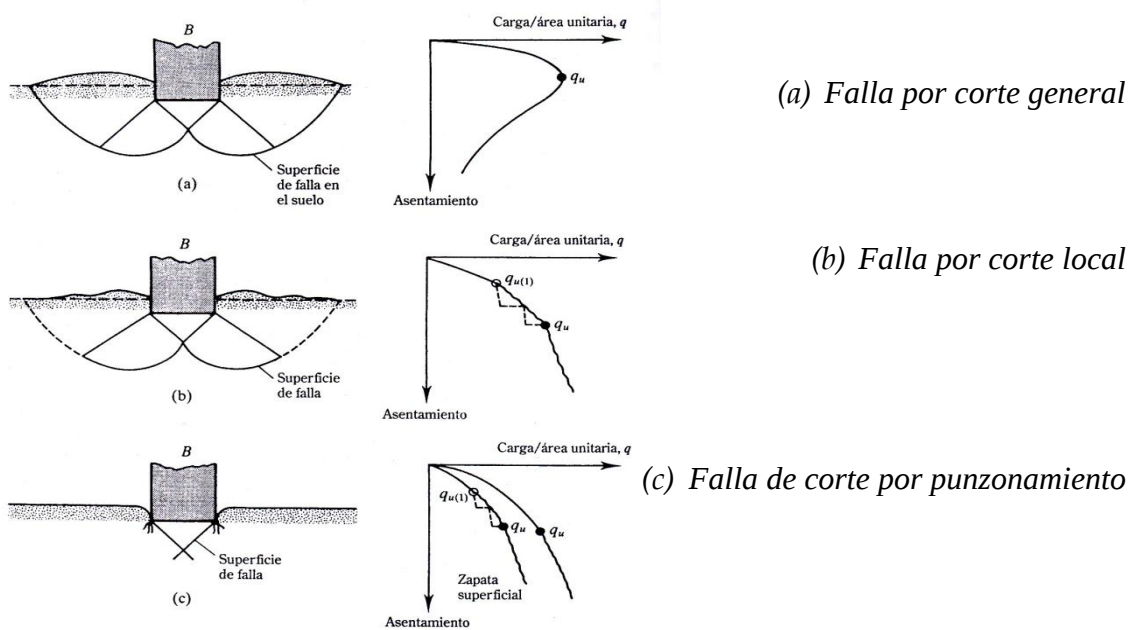


Figura 15: Naturaleza de la falla en suelo por capacidad de carga:

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*.

Respecto del campo de aplicación de diferentes teorías referidas para determinar la capacidad de carga de un suelo, el criterio para señalar a una teoría como apropiada para un caso dado obedece tanto a la confiabilidad de la teoría en sí, de acuerdo a los resultados de sus aplicaciones prácticas, como a la sencillez de aplicación, una de la teorías recomendadas es la teoría de Terzaghi, recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo.

1.8.2.4. Teoría de 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 16), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigaciones posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

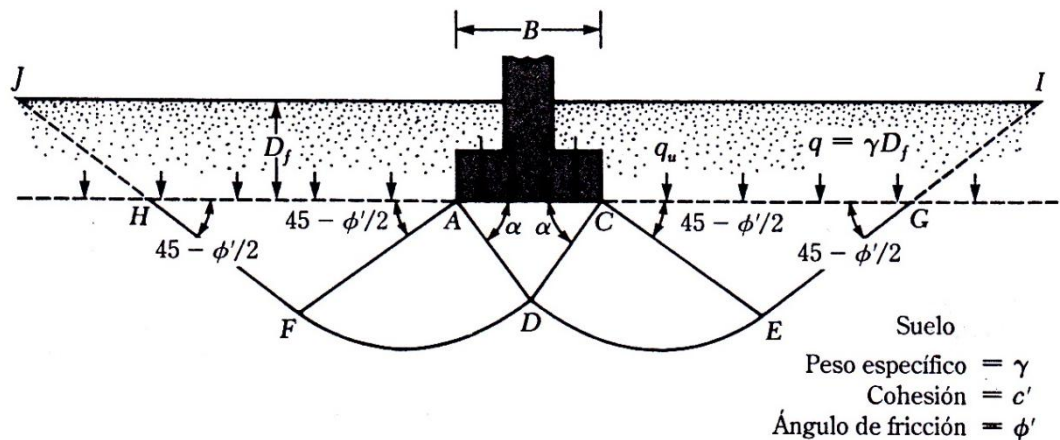


Figura 16: Falla por capacidad de carga

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 16.

1. La triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. La zona de los cortes radiales, ADF i CDE , son las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. 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 fórmulas han sido propuestas por Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental basadas en resultados experimentales.

Zapata Cuadrada

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Zapata Circular

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma RN_\gamma$$

1.8.2.5. Capacidad de Carga Neta

La capacidad de carga última neta se define como la expresión última 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 en la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a esta se supone despreciable, entonces la capacidad de carga última $q_{neta(u)}$ será:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

1.8.2.6. 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 diseña 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 más usadas son dos ecuaciones, para suelos friccionantes y para suelos cohesivos.

Suelo friccionante, que es la más usada:

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

Suelo cohesivo:

$$q_{adm} = \frac{q_u - q}{F_s}$$

El valor del factor de seguridad que se usa normalmente es 3, pero en regiones donde se consideran los efectos de sismos, este valor puede estar entre (3.5 a 5.5).

1.8.3. Determinación de la capacidad de carga en “situ”

1.8.3.1. Ensayo SPT

Se ejecuta un sondeo hasta la cota deseada y en el fondo del mismo se introduce una toma muestras de dimensión estándar. Se hincan las tomas muestras con una masa de 63.5 Kg que cae desde una cierta altura (normalizado en la ASTM D-1586). Se cuenta el número de golpes necesarios para hincar 60 cm (en tramos de 15 cm). De la suma del valor de golpeo de los dos tramos centrales de 15 cm se obtiene NSPT y de ahí mediante correlaciones empíricas se obtienen los parámetros resistentes. El toma muestras permite obtener una muestra alterada del terreno para facilitar su identificación. Este proceso se va repitiendo a lo largo del sondeo. Tiene el inconveniente de no obtener datos continuos.

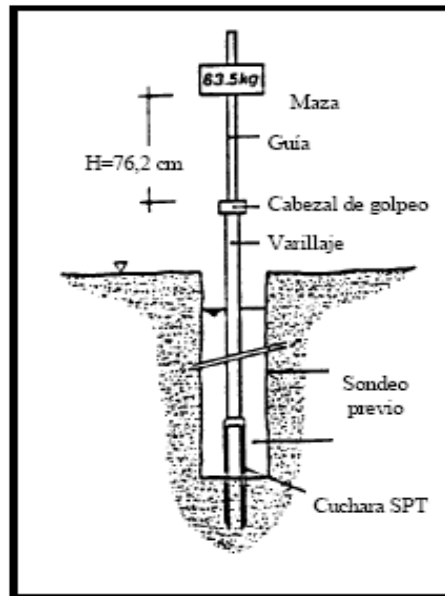


Figura 16a: Ensayo SPT

1.8.3.2. Presiómetro de Menard (MPM)

En el interior de un sondeo se introduce un aparato cilíndrico, donde hay una membrana hinchable midiendo la presión y el volumen de fluido que lo llena (o bien, el desplazamiento de la pared de la membrana). El inconveniente es que al realizar el sondeo se puede haber alterado ya el terreno y se obtienen unos resultados dependientes de la pericia del sondista, se puede emplear en cualquier tipo de suelo y roca.

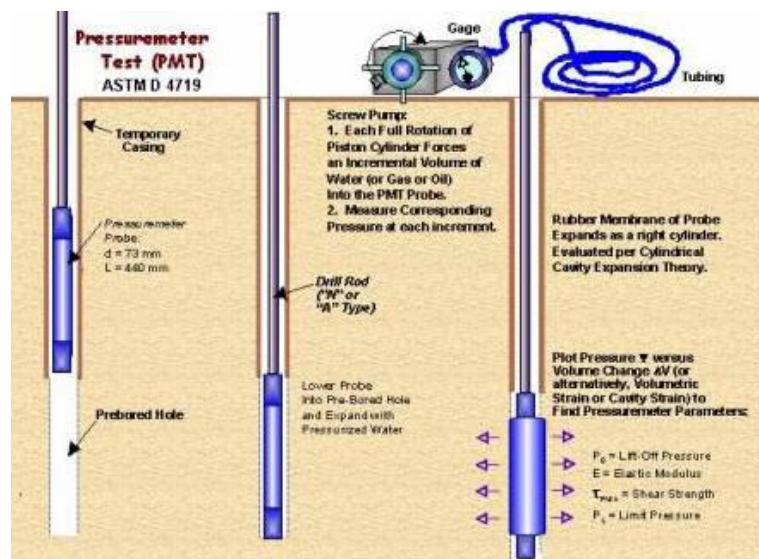


Figura 16b: Ensayo MPM

1.8.4. Ensayos y Pruebas de Laboratorio

Se pueden tener dos tipos de muestras durante una exploración de suelo, alterada e inalterada.

Las muestras alteradas pero representativas generalmente pueden ser utilizados para las siguientes pruebas de laboratorio: Análisis Granulométrico, Límites de Atterberg, Contenido de Humedad, Peso específico y Clasificación de suelos.

1.8.4.1. Análisis Granulométrico

Este tipo de análisis permite conocer las diferentes características de los granos y tamaños de una muestra a través de una serie de tamices (mallas) estandarizadas. (Ver apartado 1.8.1).

1.8.4.2. Límites de Atterberg

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un *semilíquido*, si el suelo se seca en forma gradual se comportara como un material *plástico*, *semisólido* o *sólido*, dependiendo de su contenido de agua, se define como *límite líquido* (LL) al porcentaje de contenido de agua con el que el suelo cambia de un *estado líquido* a un *estado plástico*.

Igualmente se define como *límite plástico* (PL) y límite de contracción (SL) a los contenidos de agua en porcentaje, con el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido de uno semisólido a uno sólido, respectivamente, estos tres parámetros se denominan *límites de Atterberg*.

- a) *Límite líquido*, de un suelo se determina por medio de la copa de Casagrande y se define como el contenido de agua con el cual se obtiene un cierre en la ranura de 12.7 mm (1/2 pulgada) al aplicar 25 golpes.
- b) *Límite plástico*, se define como el contenido de agua para el cual el suelo se desmorona al moldearlo en un rollito de 3.18 mm (1/8 pulgada) de diámetro.

- c) *Límite de Contracción*, se define como el contenido de agua para el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de humedad.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se define como *índice de plasticidad (PI)*:

$$PI = LL - LP$$

Los límites de Atterberg varían considerablemente para diferentes suelos, dependiendo del origen y de la naturaleza y cantidad de minerales arcillosos.

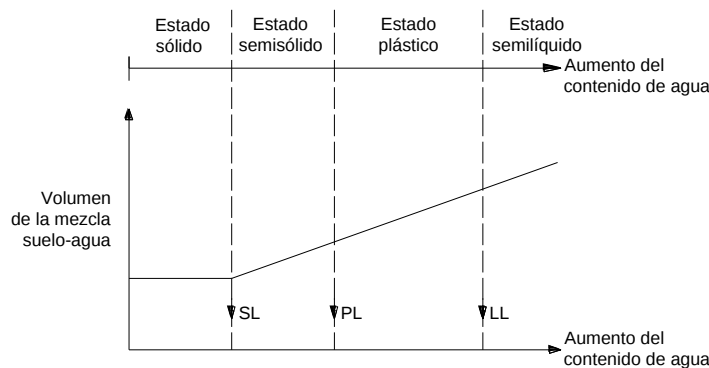


Figura 17: Límites de Atterberg

1.8.4.3. Contenido de Humedad

El método más preciso para determinar el contenido de humedad de un suelo es por secado hasta tener un peso constante en un horno regulado a 105° - 110° C.

Por diferencia entre el peso inicial y final de la muestra se obtiene el contenido de agua, que se expresa como porcentaje del peso de suelo seco. El tiempo necesario de secado puede llegar hasta las 24 horas y depende de la cantidad y naturaleza del suelo. Un suelo granular se deseca antes que un suelo cohesivo. Por otra parte algunos suelos pueden requerir temperaturas más bajas de secado (oxidación de materia orgánica presente, pérdida de agua combinada en suelos yesosos).

En obra es frecuente emplear también otros métodos más rápidos cuya precisión, en general menor, está relacionada con el tipo de suelo y el procedimiento operativo.

Para acelerar el secado del suelo puede seguirse el método del alcohol, que se vierte sobre el suelo, procediéndose seguidamente a su mezcla e ignición. Las operaciones se repiten hasta conseguir la evaporación de toda el agua contenida en el suelo.

1.8.4.4. Peso específico

Denominado también densidad aparente de la muestra ‘in situ’, es decir en el lugar de origen y sobre muestras ‘inalteradas’. Para ello primero se pesa la muestra, luego se cubre con una capa de parafina caliente para impermeabilizarla. Luego se vuelve a pesar y la diferencia de peso dividida por la densidad será el Volumen añadido. La muestra parafinada se pesa en una balanza hidrostática para obtener el volumen total de la muestra. La Densidad Aparente se obtiene dividiendo el peso obtenido al principio por su Volumen.

1.8.4.5. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos en laboratorio permitirá identificar las características granulométricas y los comportamientos a procesos mecánicos y clasificarlo de acuerdo al sistema de clasificación de suelo descritos anteriormente (ver apartado 1.7.2), con esta información se determinará si satisface en las condiciones naturales los requerimientos para realizar una cimentación, o es que deberá ser tratado (mejorado) para cumplir las exigencias que requiere la estructura.

1.9. MEJORAMIENTO DE SUELO

El suelo en un sitio de construcción no siempre será totalmente adecuado para soportar estructuras como edificios, puentes, carreteras y presas. Por ejemplo en depósitos de suelo granular el suelo *in situ*, tal vez esté muy suelto e indique un gran asentamiento elástico. En tal caso, tiene que ser densificado para incrementar su peso específico así como su resistencia al cortante.

Algunas veces las capas superiores del suelo no son adecuadas y deben retirarse y reemplazarse con otro material mejor sobre el cual pueda construirse una cimentación estructural.

El suelo usado como relleno debe estar bien compactado para soportar la carga estructural deseada, los rellenos compactados también pueden requerirse en área de bajo nivel para elevar el terreno donde se construirá una cimentación.

Estratos de arcilla blanda saturada a menudo se encuentran a poca profundidad debajo de las cimentaciones, dependiendo de la carga estructural y de la profundidad de los estratos de arcilla, pueden ocurrir grandes asentamientos por consolidación, requiriéndose entonces de procedimientos especiales de mejoramiento del suelo para minimizar los asentamientos.

Las propiedades de los suelos expansivos pueden ser alteradas considerablemente agregando agentes estabilizadores, por ejemplo cal, el mejoramiento de *in situ* de suelos por medio de aditivos se conoce como estabilización.

Se usan diversos procedimientos con el objetivo de:

- Reducir el asentamiento de las estructuras
- Mejorar la resistencia al cortante del suelo a incrementar así la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales.
- Incrementar el factor de seguridad contra posibles fallas de taludes de riveras y presas de tierra
- Reducir la contracción y expansión de suelos.

En este presente trabajo de proyecto de grado se analizará los principios de mejoramiento de suelos por medio de la compactación, para la construcción de *cimentaciones superficiales*.

1.9.1. Principios Generales de Compactación

Si se agrega una pequeña cantidad de agua a un suelo y luego este se compacta, el suelo tendrá una cierta densidad, si el contenido de agua del mismo suelo se incrementa gradualmente de la energía de compactación es la misma, la densidad en seco del suelo incrementará gradualmente. La razón es que el agua actúa como un lubricante entre las partículas sólidas a un estado más denso, el incremento de la densidad seca, con el incremento del contenido de agua en un suelo alcanzará un valor límite más allá de las cantidades adicionales de agua conducirán a una reducción de la densidad seca, el contenido de agua para el cual se obtiene la *densidad seca máxima* se llama *contenido de agua óptima*.

Las pruebas estándar de laboratorio usadas para evaluar la densidad seca máxima y el contenido óptimo de agua para diferentes suelos son.

- a) Prueba de Proctor Estandar
- b) Prueba de Proctor Modificado

1.9.2 Compactación de Suelos

La compactación es un tratamiento eficaz y económico de reforzamiento de los suelos y otros materiales para que resistan las solicitaciones indicadas con deformaciones admisibles. Los materiales se extienden en tongadas o capas de espesor uniforme y se compactan mediante varias pasadas de máquinas pesadas llamadas compactadores.

Es necesario distinguir claramente entre **consolidación** y **compactación**. La **consolidación** es un proceso lento (del orden de meses o de años), debido normalmente a la acción del peso propio y de las sobrecargas, en que la densificación tiene lugar por la expulsión de aire y eventualmente de agua de los poros. En cambio en la **compactación** la densificación se obtiene rápidamente, por lo que no puede tener lugar una pérdida de humedad, sino sólo una disminución de los huecos de aire del suelo y un acercamiento de sus partículas provocado por la energía de compactación.

Para lograr la estabilidad volumétrica pueden aplicarse diversos tratamientos, pero el que se adopta de forma generalizada, por su reducido costo y su efectividad, es la compactación. Constituye un tratamiento eficaz y económico de mejora de los suelos y de otros materiales para que resistan las solicitaciones para este tipo de estructuras de edificación.

El objetivo de la compactación es que los materiales que forman la infraestructura no experimenten asentamientos irregulares por efecto de las acciones de las cargas. La compactación exige la aplicación de una energía mecánica a cada unidad de volumen del material. Para poder comunicar esta energía, los materiales se extienden en tongadas o capas de espesor uniforme y se compactan mediante varias pasadas de máquinas compactadoras.

La aplicación de un proceso de compactación debe resolver los problemas tecnológicos que aparecen en cada una de sus tres fases, que son las siguientes:

- Selección de los materiales más adecuados, atendiendo a sus propiedades resistentes una vez compactados. Estimación de su compactabilidad y establecimiento de unos criterios cuantitativos para decidir si la compactación ha sido suficiente.
- Selección de la maquinaria más adecuada para su compactación, teniendo en cuenta su rendimiento con dichos materiales y factores económicos tales como su costo, disponibilidad, maniobrabilidad, versatilidad, etc. Fijación del proceso de compactación y en particular, el espesor de las tongadas o capas, el número necesario de pasadas y la humedad óptima de compactación.
- Contar con los equipos necesarios para realizar un control de la compactación para aceptar o rechazar el trabajo ejecutado.

1.9.3. Estructura de un Suelo

Los suelos en general están constituidos por partículas sólidas, entre las que quedan huecos o poros rellenos de aire y de agua. En el caso general son pues sistemas de tres fases: sólida líquida y gaseosa. En condiciones límite de suelos totalmente secos o saturados de agua, las fases se reducen a dos, pero no es frecuente encontrar en la naturaleza suelos en este estado.

Diversos procesos, tales como los de humedecimiento, desecación, consolidación o compactación de un suelo, modifican el volumen relativo ocupado por cada fase. Al mismo tiempo varían también muchas de sus características, tales como su resistencia a la deformación, su permeabilidad, su capacidad de expansión o retracción, etc.

1.9.4. El Diagrama Densidad-Humedad

El diagrama de las fases de un suelo es útil para aclarar las definiciones que siguen y para establecer las relaciones más importantes entre ellas. Esquemáticamente, las fases del suelo se han representado separadas y con alturas proporcionales al volumen relativo que ocupan.

Durante el proceso de compactación las partículas del suelo se mueven y reorientan con una disposición cada vez más compacta, más densa. **La densidad seca** del suelo constituye por ello un buen índice para evaluar la eficacia del proceso seguido, pero, teniendo en cuenta el diferente comportamiento de los distintos suelos, suele utilizarse un índice relativo llamado **grado de compactación** o porcentaje alcanzado respecto a una densidad patrón, obtenida con cada suelo en un ensayo normalizado de compactación.

La obtención de una densidad seca adecuada es un medio de comprobación de la compactación, cuya finalidad es la de dotar al suelo de capacidad resistente, indeformabilidad e inalterabilidad.

En suelos granulares basta con la obtención de una alta densidad seca para lograr resistencia e indeformabilidad, pero en suelos con finos es imprescindible la comprobación de la densidad y la humedad, que deben estar comprendidas entre límites adecuados establecidos en las solicitudes. En caso de suelos con áridos o finos evolutivos se requiere además limitar la porosidad para evitar alteraciones con el tiempo.

1.9.5. Factores que Afectan al Proceso de Compactado

La densidad seca alcanzada depende fundamentalmente de la humedad del suelo durante la compactación, del tipo y energía de compactación y del tipo de suelo (granulometría, plasticidad, forma de las partículas, composición mineralógica).

Otros factores son: el espesor de la capa compactada, el número de pasadas por el compactador, las condiciones atmosféricas, el tipo de las capas subyacentes y la compacidad de éstas.

1.9.5.1. Humedad de Compactación

Si se toman varias muestras de un cierto suelo, se les añaden diferentes cantidades de agua, y se procede a continuación a compactar cada una de las muestras siguiendo un método normalizado de compactación como el ensayo Proctor, se podrá comprobar que la densidad seca alcanzada depende en cada caso de la humedad de compactación. Al aumentar la humedad, la resistencia del suelo disminuye, el agua tiene un efecto lubricante, que facilita el deslizamiento y giro de las partículas entre sí y su agrupamiento en estructuras más compactas. El resultado es una densidad seca más elevada.

Para una cierta humedad óptima se alcanza en general, para cada tipo de suelo y de compactación, una densidad seca máxima. Con humedades crecientes superiores a la óptima, se observa un decrecimiento de la densidad seca; la disminución de huecos de aire es ya insignificante y la curva humedad-densidad seca es casi paralela a la curva de saturación del suelo.

Ello se debe a que el agua ocupa una parte importante de los huecos entre partículas y a que una parte del esfuerzo de compactación se traduce en un aumento de las presiones intersticiales por lo que las tensiones intergranulares o efectivas son realmente menores.

La densidad máxima de compactación y el correspondiente contenido óptimo de agua se determinan graficando, la densidad seca vs el contenido de humedad.

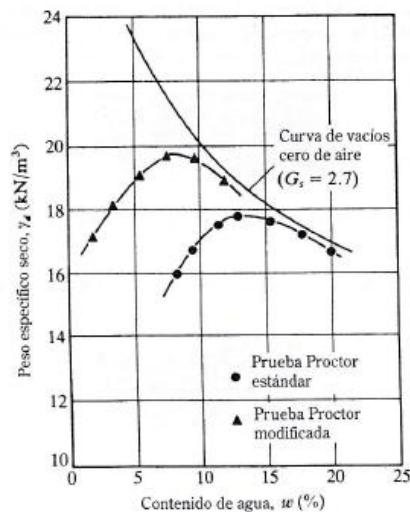


Figura 18: Curvas de compactación Proctor estándar y modificada

1.9.5.2. Energía de Compactación

Para proceder a la compactación, se transmite al material una energía determinada. El efecto de la energía varía según el mecanismo de transmisión (tipo de compactación) y la magnitud de la energía comunicada.

Cada tipo de compactación dará lugar en general a una diferente relación humedad-densidad seca para cada clase de suelo. Este hecho implica la existencia de compactadores basados en distintos principios de funcionamiento y su diferente eficacia según el suelo de que se trate y la magnitud de la obra.

Así por ejemplo un suelo granular alcanza mayores densidades secas con una compactación de tipo vibratorio, en tanto que un suelo fino cohesivo se compacta mejor mediante compresión parcial con amasado, como la que realizan los rodillos de patas de cabra o de neumáticos. En el caso de suelos arcillosos, el método de compactación puede afectar a la estructura del suelo y por tanto a sus propiedades.

Podemos mencionar dos métodos de compactación artificial de acuerdo a la magnitud de la obra y su importancia: la compactación manual y la compactación con equipo pesado.



Pisón (saltarina)



Compactadora de plancha vibradora

Figura 19: Equipo de compactación automática



Compactador de Rodillo liso



Motoniveladora



Compactador de patas de cabra

Figura 20: Maquinaria pesada de compactación

Sin embargo en cualquier caso, un aumento de la energía de compactación por unidad de volumen conduce a un incremento de la densidad seca máxima y a una disminución de la correspondiente humedad óptima de compactación.

La eficacia es sin embargo mayor con humedades bajas y llega a ser prácticamente nula cuando el suelo está muy húmedo.

Este hecho tiene una aplicación directa en obra. Para un espesor de capa dado de la tongada y con un suelo que tiene una humedad excesiva, prácticamente no puede conseguirse un aumento de la densidad seca incrementando el número de pasadas de los compactadores, que equivale al número de golpes del ensayo anterior. Por otra parte se comprende que cuanto mayor sea la energía suministrada por el compactador, menor será la humedad óptima que deberá tener para conseguir la máxima densidad seca.

Es importante destacar también que los máximos de las curvas de compactación suelen alinearse sobre una curva casi paralela a la de saturación, con un porcentaje de huecos de aire pequeño que varía para cada tipo de suelo.

1.9.5.3. Tipo de suelo

El comportamiento de un suelo sometido a compactación depende del tipo de suelo (granular o cohesivo), las curvas de compactación, y en particular la densidad seca máxima y la humedad óptima, dependen del tipo de suelo.

Los mayores valores de las densidades secas máximas, asociados a humedades óptimas bajas, corresponden a los suelos granulares bien graduados con pocos finos, de naturaleza poco plástica. Estos suelos tienen curvas picudas; lo que indica su sensibilidad a la humedad de compactación. Una pequeña cantidad de finos que pasen por el tamiz nº 200 (ASTM) permite alcanzar mayores densidades, pero a partir de un cierto porcentaje los valores bajan.

Los suelos arcillosos muy plásticos, las arenas uniformes, ciertos suelos limosos y los suelos finos orgánicos; son suelos todos ellos difíciles de compactar.

CUADRO N° 10

(Características generales de compactación de los distintos tipos de suelos)

Clasificación AASHTO	Ensayo Proctor	
	Densidad seca máxima (kg/dm ³)	Humedad óptima (%)
A – 1	1.85 – 2.25	7 – 15
A – 2	1.75 – 2.15	9 – 18
A – 3	1.75 – 1.85	9 – 15
A – 4	1.50 – 2.10	10 – 20
A – 5	1.35 – 1.60	20 – 35
A – 6	1.50 – 1.90	10 – 30
A – 7 – 5	1.35 – 1.60	20 – 35
A – 7 – 6	1.45 – 1.85	15 – 30

Fuente: Ingeniería de Carreteras Vol. II, Pardillo, Rocci, Mc Graw Hill España 2004

1.9.6. Ensayo de Proctor en Laboratorio

El ingeniero R. R. Proctor inició en 1929 una serie de estudios sobre la compactación de suelos y su aplicación a la construcción de presas de tierra en California. Sus trabajos, publicados en 1933, pusieron en evidencia la relación humedad-densidad seca y también la influencia de la energía de compactación.

A él se debe la propuesta de un ensayo normalizado de laboratorio, en el que se alcanzan unas densidades secas máximas y unas humedades óptimas del mismo orden de las obtenidas en obra con maquinaria normal. Este ensayo, llamado Proctor normal o simplemente ensayo Proctor, es utilizado con pequeñas variaciones de detalle en todo el mundo.

El aumento de las cargas por rueda de los vehículos aconsejó posteriormente la utilización de maquinaria pesada de compactación y la aplicación del ensayo al control de la compactación de materiales granulares elaborados. El Corps of Engineers de la U.S. Army propuso un ensayo Proctor modificado en el que se aplica una mayor energía de compactación por unidad de volumen, obteniéndose así unas densidades secas máximas más elevadas y unas humedades óptimas menores que el ensayo normal.

1.9.6.1. Proctor Normal

En el ensayo Proctor normal se utiliza un molde metálico de 1000 cm³ de capacidad de collar y base rígida. El molde, con el collar colocado, se llena en tres tongadas y se apisona dando 25 golpes uniformemente distribuidos por capa, con una masa de 2.5 kg y una altura de caída libre de 305 mm. La compactación puede ser manual o mecánica. Una vez compacta la última capa se quita el collar y se enrasa perfectamente el molde.

Un detalle muy importante es que, debido al tamaño del molde, el suelo ensayado no debe contener partículas demasiado grandes. Para conseguir una buena compactación, no influida por unas pocas partículas grandes, se ensaya la parte del suelo que pasa por el tamiz de 20 mm. La densidad máxima Proctor es una densidad de referencia con la que habrá que comparar las densidades que se obtengan in situ, por lo que el valor obtenido en laboratorio debe ser representativo.

Por ello cuando el tamiz de 20 mm retiene más de un 30 % del suelo o existen gravas, bolos o fragmentos de roca en mayor cantidad que los elementos de menor tamaño (menores de 5 mm), la densidad Proctor no constituye un buen elemento de comparación y debe sustituirse por otros ensayos que midan directamente la capacidad resistente y la deformabilidad del suelo (ensayos de carga con placa, deflectómetros, etc.)

Cada ensayo comprende la compactación de varias porciones del suelo con diferentes humedades. De cada molde se obtiene la densidad húmeda y la humedad del suelo, con lo que puede dibujarse un punto de la curva humedad-densidad seca. Son suficientes en general cuatro o cinco operaciones para trazar la curva y determinar la densidad máxima Proctor y la humedad óptima correspondiente. El suelo se seca normalmente al aire, después de la compactación se obtiene la densidad húmeda y la humedad del suelo, con lo que puede dibujarse un punto de la curva humedad-densidad seca.

A continuación se procede a desagregar el suelo, a aumentar su humedad y a compactar de nuevo. Este proceso se repite hasta que el suelo esté ya muy húmedo, pudiéndose así ya trazar la curva y determinar la densidad máxima Proctor y la humedad óptima correspondiente. Cuando el suelo contiene partículas que se desmenuzan fácilmente o bien una arcilla muy plástica, conviene utilizar muestras nuevas para cada humedad. Las curvas Proctor obtenidas con muestras reutilizadas tienen máximos de la densidad algo superior a las que se obtendrían con muestras nuevas. El ensayo puede realizarse también con el molde de 2320 cm³ del ensayo Proctor modificado. Para mantener la misma energía por unidad de volumen se dará en este caso 56 golpes con la masa de 2.5 kg.

CUADRO N° 11

Comparación de los resultados obtenidos con los ensayos Proctor normal y modificado

Tipo de suelo	Densidad seca máxima (Kg/dm ³)		Diferencia (Kg/dm ³)	Humedad óptima (%)		Diferencia (%)
	Normal	Modificado		Normal	Modificado	
Arcilla muy plástica	1.55	1.87	+ 0.32	28	18	-10
Arcilla limosa	1.66	1.94	+ 0.28	21	12	-9
Arcilla arenosa	1.84	2.05	+ 0.21	14	11	-3
Arena	1.94	2.08	+ 0.14	11	9	-2
Gravas y arenas bien graduadas	2.06	2.19	+ 0.13	9	8	-1

Fuente: TRL (Transport Research Laboratory) Británico

1.9.6.2. Proctor Modificado

El ensayo Proctor modificado se realiza con un procedimiento muy similar al Proctor normal, pero con un molde más grande y una energía de compactación mayor por unidad de volumen. El molde empleado tiene una capacidad de 2320 cm³ (152.5 mm de diámetro interior y 127 mm de altura); puede también emplearse el molde utilizado para el ensayo CBR, con un disco espaciador en su fondo, se llena el molde en cinco tongadas, con 56 golpes por tongada de una maza de 4.54 kg y 457 mm de altura de caída. La energía de compactación por unidad de volumen es en este ensayo es 4.5 veces la del ensayo normal.

No hay que perder de vista, que la densidad Proctor es una densidad de referencia, con la que habrá que comparar las densidades que se obtengan *in situ*, y como tal parámetro de referencia debe ser representativo. Por ello cuando abundan en el suelo las partículas gruesas (mayores de 20 mm) o existen gravas, bolos o fragmentos de roca en mayor cantidad que los elementos de pequeño tamaño (menores de 5 mm), la densidad Proctor no constituye un buen elemento de comparación y debe sustituirse por otros ensayos que midan directamente la capacidad resistente y la deformabilidad del suelo. Las especificaciones estándar para los dos tipos de prueba Proctor se dan en la tabla 3 y tabla 4.

Tabla 3. Especificaciones para la prueba Proctor Estándar (Basado en la ASTM designación 698)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm (4 pulg)	101.6 mm (4 pulg)	152.4 mm (6 pulg)
Volumen del molde	944 cm ³ (1/30 pie ³)	944 cm ³ (1/30 pie ³)	2 124 cm ³ (0.075 pie ³)
Peso del pisón	2.5 kg (5.5 lb)	2.5 kg (5.5 lb)	2.5 kg (5.5 lb)
Altura de caída del pisón	304.8 mm (12 pulg)	304.8 mm (12 pulg)	304.8 mm (12 pulg)
Numero de golpes de pisón por cada suelo	25	25	56
Numero de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	600 kN*m/m ³ (12 400 pies*lb/pie ³)	600 kN*m/m ³ (12 400 pies*lb/pie ³)	600 kN*m/m ³ (12 400 pies*lb/pie ³)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla n° 4 (4.75 mm). Puede usarse si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla n° 4.	Porción que pasa la malla n° 9.5 mm (3/8 pulg). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla n° 4 es más del 20% y 20% o menos por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm (3/8 pulg).	Porción que pasa la malla n° 19.0 mm (3/4 pulg). Puede usarse si mas de 20% o menos por peso de material es retenido en la malla n° 9.5 mm (3/8 pulg). y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19.00 mm (3/4 pulg)

Tabla 4. Especificaciones para la prueba Proctor Modificada (Basado en la ASTM designación 1557)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm (4 pulg)	101.6 mm (4 pulg)	152.4 mm (6 pulg)
Volumen del molde	944 cm ³ (1/30 pie ³)	944 cm ³ (1/30 pie ³)	2 124 cm ³ (0.075 pie ³)
Peso del pisón	4.54 kg (10 lb)	4.54 kg (10 lb)	4.54 kg (10 lb)
Altura de caída del pisón	457.2 mm (18 pulg)	457.2 mm (18 pulg)	457.2 mm (18 pulg)
Numero de golpes de pisón por cada suelo	25	25	56
Numero de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2 700 kN*m/m ³ (56 000 pies*lb/pie ³)	2 700 kN*m/m ³ (56 000 pies*lb/pie ³)	600 kN*m/m ³ (12 400 pies*lb/pie ³)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla n° 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% o menos por peso de material es retenido en la malla n° 4.	Porción que pasa la malla n° 9.5 mm (3/8 pulg). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla n° 4 es más del 20% y 20% o menos por peso de retenido en la malla de 9.5 mm (3/8 pulg).	Porción que pasa la malla n° 19.0 mm (3/4 pulg). Puede usarse si mas de 20% o menos por peso de material es retenido en la malla n° 9.5 mm (3/8 pulg). y menos de 30% por peso es retenido en la malla de 19.00 mm (3/4 pulg)

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentación de Braja Das (Quinta Edición)

1.9.7. Medida de la Humedad

El método más preciso para determinar la humedad de un suelo es por secado hasta peso constante en un horno regulado a 105° - 110° C.

Por diferencia entre el peso inicial y final de la muestra se obtiene el contenido de agua, que se expresa como porcentaje del peso de suelo seco. El tiempo necesario de secado puede llegar hasta las 24 horas y depende de la cantidad y naturaleza del suelo. Un suelo granular se deseca antes que un suelo cohesivo.

En obra es frecuente emplear también otros métodos más rápidos cuya precisión, en general menor, está relacionada con el tipo de suelo y el procedimiento operativo. Para acelerar el secado del suelo puede seguirse el método del alcohol, que se vierte sobre el suelo, procediéndose seguidamente a su mezcla e ignición. Las operaciones se repiten hasta conseguir la evaporación de toda el agua contenida en el suelo. Conviene evitar que el suelo se caliente excesivamente y no debe emplearse con suelos que contengan una cantidad importante de arcilla, yeso o materia orgánica.

1.9.8. Medida de la Densidad *in Situ*

Existen diferentes métodos para obtener la densidad *in situ*. La mayoría de ellos consisten en excavar un hoyo más o menos cilíndrico en el suelo y determinar la masa del material extraído y el volumen que ocupaba. Todos ellos son aplicables tanto a suelos naturales como a suelos compactados.

1.9.8.1. Descripción del ensayo

El método de la arena utiliza arena natural, muy uniforme y seca, cuya densidad aparente se conoce por calibrado previo. Con ella se llena un recipiente hasta una válvula de cierre.

Una vez excavado el hoyo con las precauciones necesarias para recoger todo el material excavado, se centra sobre él el recipiente en posición invertida y se abre la válvula. La arena ocupará por gravedad el volumen del hoyo y un embudo de transición. Pesando el recipiente antes y después del ensayo, se puede estimar el volumen del hoyo y el del embudo, que se conoce.

El hoyo puede tener 10 – 12 cm de diámetro y 12 - 18 cm de profundidad. Cuando se trate de zahorras o de suelos con un porcentaje apreciable de partículas gruesas será necesario practicar un hoyo más grande.

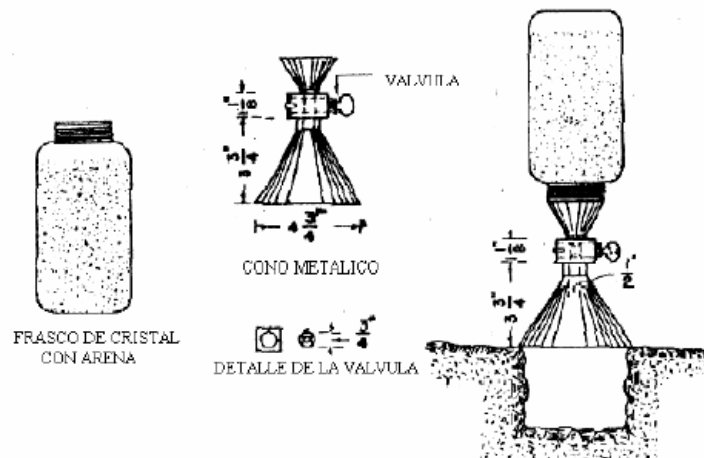


Figura 21: Ensayo Método de la Arena

1.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SUELO

Para el análisis estructural del suelo como material de construcción para realizar el trabajo de mejoramiento de suelo para fundaciones superficiales, si una vez identificado las características mecánicas en cuanto a su granulometría, humedad optima y densidad máxima seca, es necesario determinar la capacidad portante máxima, el espesor, el área de influencia y las dimensiones geométricas para la construcción como base de un cimentación.

1.10.1. Esfuerzo debido a una carga concentrada

En 1885, Boussinesq desarrollo las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isótropos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie, según su análisis el incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por la carga puntual de magnitud P está dado por:

$$\Delta\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}}$$

Donde: $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

x, y, z = coordenadas del punto A

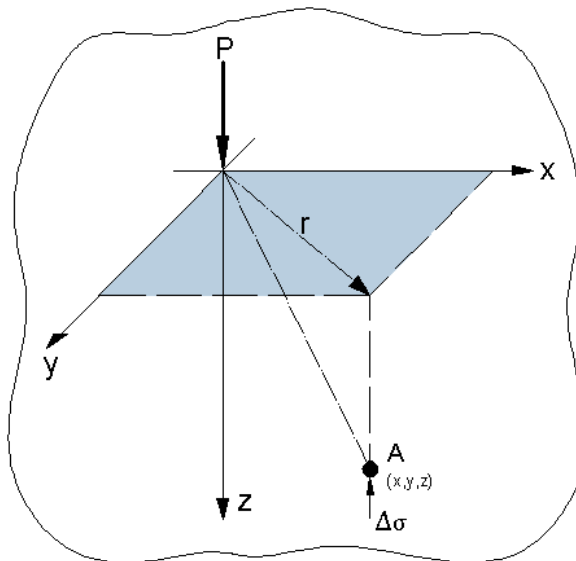


Figura 22: Esfuerzo vertical en un punto A

1.10.2 Esfuerzo Debajo de un Área Rectangular

El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada como se observa en la figura 23.

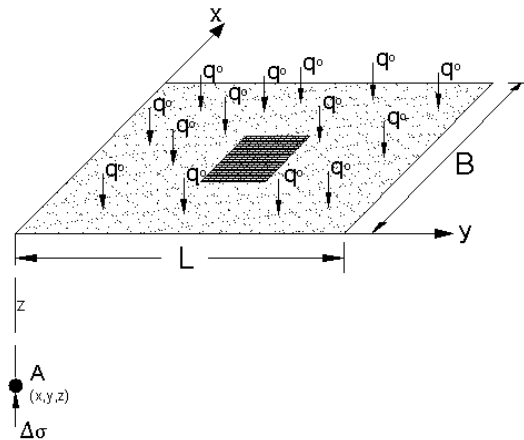


Figura 23: Esfuerzo vertical en un punto A de una superficie rectangular

El incremento total del esfuerzo $\Delta\sigma$ causado por el area total cargada en el punto A esta dada por:

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I$$

Donde: q_o = carga por unidad de área

I = factor de influencia

A menudo los Ingenieros en Cimentaciones usan un método directo aproximado para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad causado por la construcción, denominado *método 2:1* como se muestra en la figura 24, según este método incremento del esfuerzo a la profundidad z es:

$$\Delta\sigma = \frac{q_o * B * L}{(B + z)(L + z)}$$

Donde: q_o = carga por unidad de área

B = base de la zapata

L = longitud de la zapata

z = profundidad a la que se quiere calcular el incremento del esfuerzo

Esta ecuación se basa en la hipótesis de que el esfuerzo se dispersa desde la cimentación a lo largo de líneas con una *pendiente de 2 vertical y 1 horizontal*.

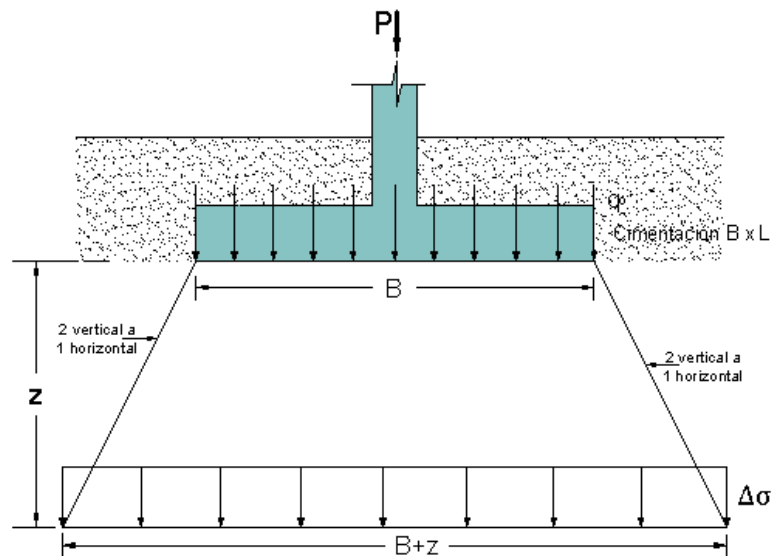


Figura 24: Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación

De acuerdo con estas consideraciones planteadas por Boussinesq se llega a determinar que la profundidad “ z ” será el espesor “ e ” mínimo requerido para el suelo mejorado y a que esta profundidad la capacidad admisible q_{adm} del suelo natural será mayor o igual al incremento del esfuerzo a la profundidad “ z ”.

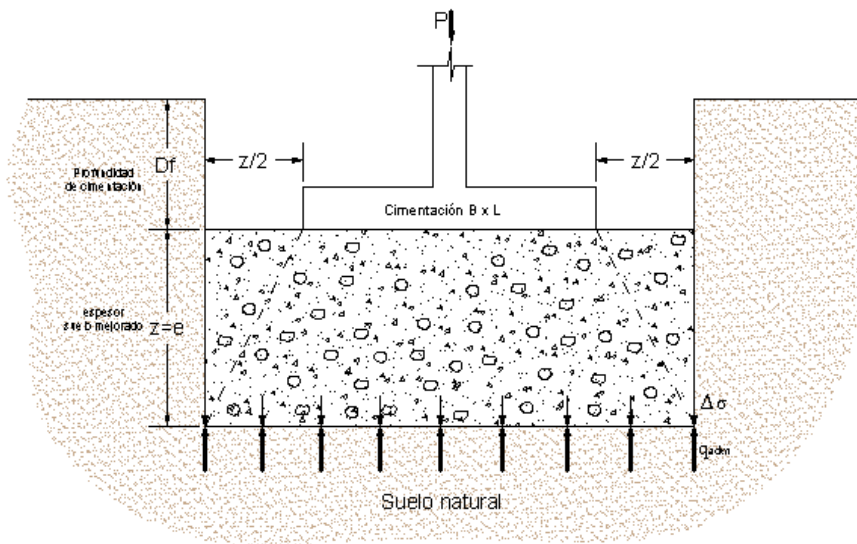


Figura 25: Suelo mejorado por medio de la compactación

1.10.3 Análisis de Capacidad de Carga en Suelos Estratificados

El análisis anterior para el cálculo de la de la cimentación se desarrolla en un suelo considerado homogéneo hasta una profundidad más allá de la profundidad de fundación, donde la cohesión, ángulo de rozamiento interno y el peso específico del suelo se consideran constantes.

Sin embargo en la práctica a veces se encuentran frecuentemente perfiles de suelo estratificados en donde la superficie de falla bajo la carga última se puede extender a través de dos o más estratos, la determinación de la capacidad de carga última en suelos estratificados puede realizarse en un número limitado de casos.

1.10.3.1 Suelo más Fuerte Sobre Suelo más Débil

Para estimar la capacidad de carga de de suelos estratificados se aplicara el procedimiento propuesto por Meyerhof (1974) y Meyerhof y Hanna (1978).

La figura 26 muestra una cimentación superficial corrida soportada un estrato de suelo más fuerte, sobre un suelo más débil que llega hasta una gran profundidad. Para los dos estratos de suelo los parámetros físicos son los siguientes:

CUADRO N° 12 (*Parámetros físicos de estratos suelo*)

Estrato	Peso Especifico	Angulo de Rozamiento Interno	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ'_1	C'_1
Inferior	γ_2	ϕ'_2	C'_2

Bajo la carga ultima por área de unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como muestra la figura 26 si la profundidad H es relativamente pequeña compara con el ancho B de la cimentación, ocurrirá la falla por corte general en el estrato inferior, como se muestra en la figura 26 (a), sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior se suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última como se muestra en la figura 26 (b).

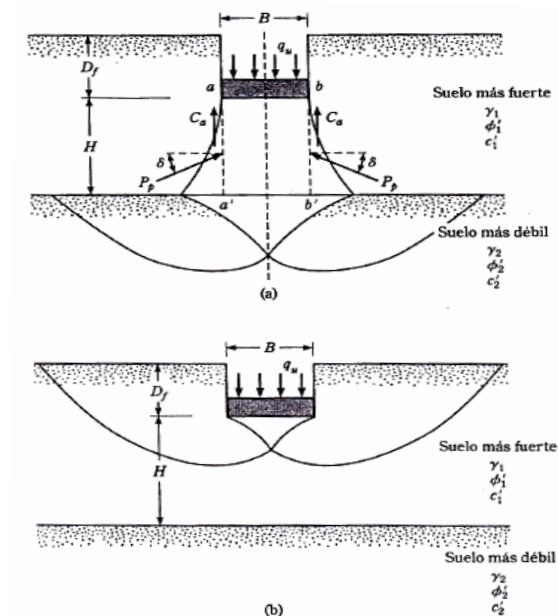


Figura 26: Capacidad de Carga de una cimentación de Suelo Estratificado

La capacidad de carga para el caso de la figura 26(a) pueda darse como:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2C'_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t$$

Donde:

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

C'_a = adhesión

K_s = coeficiente de corte por punzonamiento

ϕ'_1 = ángulo de rozamiento interno del estrato superior

D_f = profundidad de excavación

γ_1 = peso específico del estrato superior

q_t = capacidad de carga del terreno superior

q_b = capacidad de carga del estrato inferior

q_u = capacidad de carga ultima

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ'_1 se muestra en la figura 27 la variación de c'_a/c'_1 con q_2/q_1 en la figura 28, si la altura H es relativamente grande entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior de suelo más fuerte.

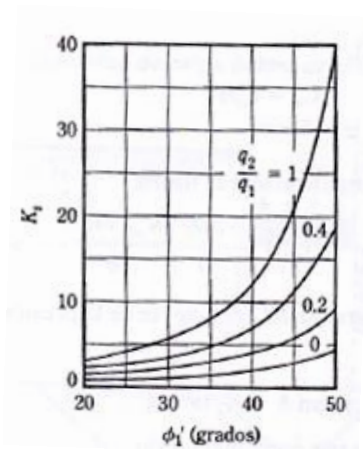


Figura 27: Coeficiente K_s según Meyerhof y Hanna

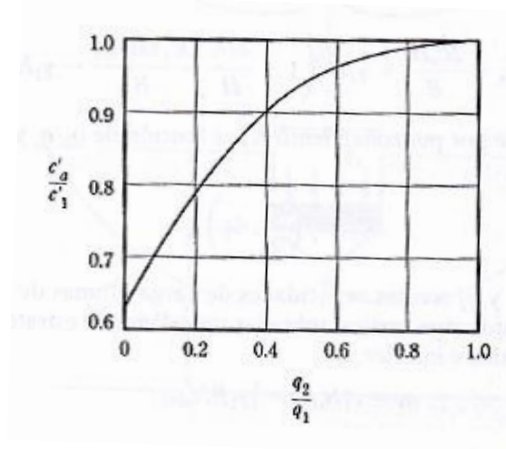


Figura 28: Variación de c'_a/c'_1 versus q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978)

1.10.4. Asentamientos

El asentamiento elástico de una cimentación superficial flexible se estima teóricamente (teoría de ley de Hooke y Bowles, 1987), como:

$$S_e = q_0(\alpha B') \left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s} \right) I_s I_f$$

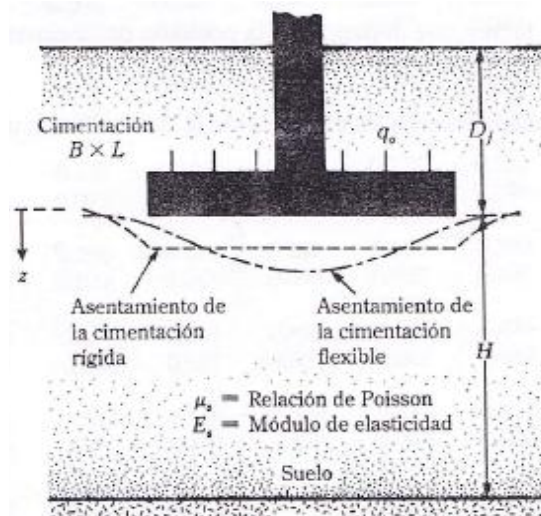


Figura 29: Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas

Donde:

q_0 = Presión neta aplicada sobre la cimentación.

μ_s = Relación de Poisson del suelo.

E_s = Modulo de elasticidad promedio del suelo
bajo la cimentación Medido de $z=0$ a $z=4B$.

$B' = B/2$ Para el centro de la cimentación.

$B' = B$ Para una esquina de la cimentación.

α = factor de posición de la cimentación donde
el asentamiento está siendo calculado

I_f = Factor de profundidad $= f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, y \frac{L}{B}\right)$

$$I_s = \text{Factor de forma} = F_1 + \frac{1-2\mu_f}{1-\mu_s} F_2 \quad , \quad F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad \text{y} \quad F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_1$$

$$\text{Además:} \quad A_0 = m' \ln \frac{(1+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1})} \quad , \quad A_1 = \ln \frac{(m'+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}}$$

$$\text{y} \quad A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2+n'^2+1}}$$

Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación, usamos:

$$\alpha = 4 \quad , \quad m' = L/B \quad \text{y} \quad n' = H/(B/2)$$

El asentamiento elástico de una zapata rígida puede estimarse como:

$$S_{e(rigida)} \approx 0.93 S_{e(flexible \text{ centro})}$$

1.11. Filosofía de Diseño

Para realizar los cálculos de diseño de los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la edificación al terreno, de zapatas aisladas y losas de cimentación, se utilizarán los principios, modelos matemáticos desarrollados en el marco teórico de este proyecto de grado como también las recomendaciones de normas y reglamentos vigentes de la construcción de obras civiles en nuestro medio.

Para optimizar los procesos de cálculo previo se hace uso de paquetes de computación CYPECAD, destinado para el diseño de estructuras de hormigón y para obtener los planos de detalle se hará uso del paquete de computación de Autocad 2009.

CAPÍTULO - II

INFORMACIÓN Y ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. INTRODUCCIÓN

Esta etapa incluye la recolección de información respecto al tipo de estructura por construir y su uso general, para la construcción de edificios debe conocerse las cargas aproximadas en las columnas y su espaciamiento, así como la reglamentación local de la construcción. Además una idea general del entorno y el tipo de suelo que se encontrara cerca y alrededor del sitio propuesto recurriendo a las siguientes fuentes:

- Planos Arquitectónicos y estructurales
- Construcciones existentes.
- Proyectos relacionados con el proceso de construcción.
- Normas y reglamentos de la construcción.

Se debe realizar un reconocimiento y una inspección visual del sitio para obtener información sobre:

- La topografía general del sitio, la posible existencia de zanjas de drenado, de escombros y otros materiales.
- La estratificación del suelo en cortes profundos y/o pozos existentes.
- Señales de crecidas de agua en edificios cercanos.
- Niveles de agua subterráneas.
- La existencia de grietas y otros problemas en construcciones vecinas.
- La presencia de material vegetal y orgánico.

Debe ir acompañado de una investigación profunda del sitio de construcción, con una planeación de:

- La excavación de calicatas para observar la estratigrafía del suelo.
- La realización de sondeos de prueba y la recolección de muestras del suelo para subsecuentes observaciones en laboratorio.
- Uso de equipo necesario para determinar la capacidad de carga del suelo.
- Determinar la profundidad de la cimentación.
- Influencias externas que puedan poner en riesgo la estructura.

2.2. ESTUDIO GEOLÓGICO

Los estudios geológicos y geotécnicos siguen normalmente una secuencia ordenada y abarcan desde el estudio más o menos preciso de los terrenos conformados dentro del área de influencia de una obra estructural posible o definitiva hasta los estudios específicos en zonas localizadas, tales como cimentaciones y otras obras complementarias.

El estudio se realiza, en el campo, en general, por cuadrantes, cubriendo la zona de interés, para la búsqueda de yacimientos de material granular y bancos de préstamo próximos a la obra. En algunos casos, las carreteras discurren muy cerca de otras infraestructuras o construcciones, donde pueden existir estudios anteriores realizados en la zona del terreno.

El empleo de esta información acorta los plazos, por lo que es aconsejable realizar un esfuerzo inicial dedicado a recopilarla. El estudio previo debe comprender los siguientes aspectos:

- Morfología (topografía, movimientos del terreno, vegetación, capa vegetal, etc.).
- Estratigrafía y litología (buzamientos, mineralogía, alteraciones, etc.).
- Tectónica (sinclinales, anticlinales, intrusiones, etc.)
- Hidrología y drenaje (ríos, arroyos, capas freáticas, manantiales, etc.)

2.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Las características geotécnicas básicas se relacionan con la:

- Clasificación cualitativa de suelos, materiales granulares y rocas.
- Evaluación del terreno como cimiento de obras estructurales y como material de construcción.
- Problemas geotécnicos de la zona (drenaje, estabilidad, capacidad de soporte).

Este estudio debe ir acompañado del trabajo de campo respectivo para una mejor evaluación, entre estos trabajos podemos mencionar:

2.3.1. Calicatas

Las calicatas son unas excavaciones que se realizan en el sitio donde se realizara el emplazamiento de construcción, cuyo objetivo es reconocer los primeros horizontes del terreno.

Dadas las características de la construcción de edificios que se ejecutara, no suelen alcanzar más de 1 a 4 m de profundidad. Esta profundidad ha de ser menor en caso de encontrar roca de calidad media o dura.

Las dimensiones habituales de una calicata son de dos metros de longitud por uno de ancho y de uno a cuatro metros de profundidad. El número de éstas en el caso de edificaciones sólo será el necesario.

En las calicatas se toman muestras de todos los horizontes representativos, en su ejecución deben extremarse los cuidados para evitar contaminaciones de unos horizontes con otros. Dichas muestras son alteradas en cuanto se refiere a resistencia y humedad. Debe recogerse uno o varios sacos, con un peso de 20 a 30 kg por saco, para poder realizar los ensayos de identificación y comportamiento completos, incluyendo los ensayos Proctor y CBR.

2.3.2. Ensayos de penetración

Un ensayo de penetración es un reconocimiento de campo que consiste en la hincada de una punta metálica de diámetro normalizado en el terreno. En esta operación se registran los golpes que es preciso dar para avanzar cada tramo de 20 cm. estos golpes son el resultado del reconocimiento. Lógicamente, el reconocimiento termina si se encuentra un material en el que no es posible avanzar con un rendimiento mínimo. En este momento se dice que hay **rechazo**. Es aconsejable definir en la petición de reconocimientos lo que debe considerarse rechazo en el reconocimiento de campo.

La desventaja más señalada de los ensayos de penetración es que no se averigua la naturaleza del suelo, sino únicamente su resistencia a la penetración. La interpretación de los resultados es distinta según la naturaleza de los suelos, por lo que es precisa reconocerla por otros medios.

2.3.3. Ensayos dentro de la Mecánica de Suelos

Una vez que ya se tengan las muestras obtenidas por los reconocimientos, es necesario proceder a realizar los diversos ensayos, que pueden clasificarse en **ensayos de identificación** y **ensayos de evaluación del comportamiento**.

Los **ensayos de identificación** son fundamentalmente los de análisis granulométrico y límites de Atterberg para utilizar las clasificaciones AASHTO y ASTM. También tiene interés la determinación de la humedad natural (problemas de compactación, estabilidad de taludes, etc.).

Los **ensayos de caracterización del comportamiento** son los de compactación, como el Proctor (normal o modificado) y los de capacidad de soporte del material compactado (como el CBR).

Para determinar si los materiales son utilizables en terraplenes y en suma para el proyecto de las explanaciones de los caminos municipales, será necesario realizar ensayos de compactación y de capacidad de soporte de los suelos afectados. Suelen ser ensayos proctor (normales o modificados), y ensayos C.B.R.

2.4. INFORMACIÓN RECOLECTADA DEL SITIO PARA PROYECTO DE GRADO

El lugar seleccionado para el análisis de mejoramiento de suelos para fundaciones superficiales de pequeñas estructuras, se ubica en la comunidad de Colonia Linares, jurisdicción de la Ciudad de Bermejo, provincia Arce del Departamento de Tarija.

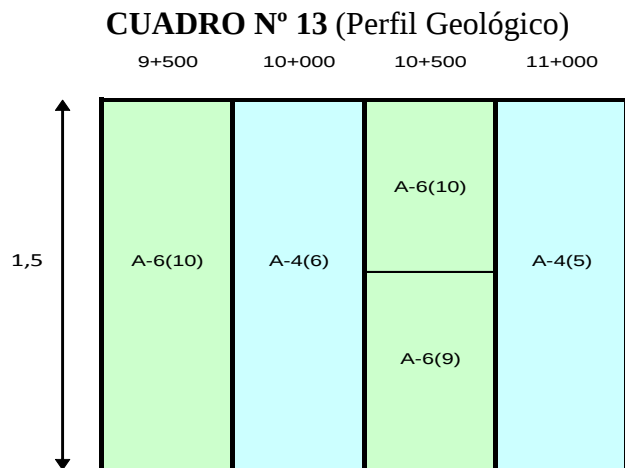
Se realizó el levantamiento de información del sitio y el área de influencia destinada para el desarrollo del presente proyecto de grado, obteniendo los siguientes resultados.

De la geología y la geotecnia, para obtener una información general de las características geológicas de la zona, se puede recurrir a la descripción realizada en la memoria del proyecto de camino carretero del tramo Bermejo-San Antonio, que se ejecuta actualmente y que pasa por esta comunidad. En la cual menciona que:

“Se hace una descripción cualitativa de los estratos superiores con características generales del suelo, a la profundidad de ensayo de carga, efectuado este tomamos muestras de la cuchara partida y otra muestra para proceso del material en laboratorio, de esta muestra ya clasificada se especifica en la planilla referida el tipo de suelo encontrado a profundidad de ensayo”.

La comunidad de Colonia Linares se ubica en con respecto al tramo de la carretera sobre la progresiva 10+600 en el tramo Ingenio Azucarero – San Antonio, de los alrededores de esta progresiva se pudo obtener la siguiente información geotécnica.

Los Perfiles Estratigráficos de la carretera en el tramo Ingenio Azucarero – San Antonio entre las progresivas 9+500 a 11+000, abarca aproximadamente dentro del área de influencia de la ubicación de la comunidad Colonia Linares, como se puede observar en estos perfiles se tiene de acuerdo al sistema de clasificación de suelos usado la AASHTO, se establece que hay una tendencia hacia los materiales granulares finos (arenas muy finas, arenas limosas, limos inorgánicos, arcillas limosas de baja plasticidad) ver tabla comparativa de suelos en Anexo I.



Fuente: Proyecto Asfaltado Tramo Bermejo-San Antonio

Esto nos da una idea general, que tipo de suelo se encontrara en la zona identificada para la edificación de la estructura educativa, gracias a esta información se recurre a las tablas de clasificación de suelos tanto de la AASHTO, el SUCS y tablas de la bibliografía para cimentaciones de estructuras, que estos suelos tienen una consolidación media, capacidad de carga media a baja, y sobre todo son muy sensibles a la presencia de agua, que da como efecto la construcción de cimentaciones de gran magnitud estructural y un elevado costo económico.

Con esta importante información de apoyo se tiene una idea y los lineamientos generales de las alternativas de las posibles soluciones y de los trabajos a realizar para su ejecución. Para dar fe de las características reales del suelo de la zona de emplazamiento del modulo educativo se realiza las pruebas de campo *in situ*.

2.4.1. Estudio de Suelo *in Situ*

El presente estudio y análisis de las características de suelo se realizó en el sitio designado para el desarrollo del presente proyecto de grado ubicado en la unidad educativa Colonia Linares de la comunidad del mismo nombre.

2.4.2. Suelo Natural

Se ha realizado dos calicatas evitando alterar sus propiedades en estado natural, para obtener una información más fidedigna posible, que permita identificar el tipo de suelo y sus propiedades resistentes, para realizar un análisis de alternativas del tipo de cimentaciones superficiales que se pueda construir y en función a este análisis definir el tipo de cimentación más viable.

2.4.2.1. Ensayo S.P.T. (ensayo de carga directa)

De acuerdo a este tipo de ensayo realizado, el suelo en este sitio tiene una capacidad portante muy bajo de $q_{adm}=0.08 \text{ kg/cm}^2$, un valor muy bajo, (Ver informe del ensayo en el Anexo I).

2.4.2.2. Granulometría

Los resultados obtenidos del análisis granulométrico de las muestras de suelo en laboratorio (Ver informe clasificación de suelos en el Anexo I), corresponde a un material fino, un OL o A-4, *Suelo limoso baja plasticidad*, de acuerdo a los sistemas de clasificación de suelos, estos suelos tienen las siguientes propiedades y usos.

- a) *Según la ASTM* corresponde a un suelo OL, de acuerdo al cuadro 4 (capítulo 01) tiene una moderada compresibilidad, una baja capacidad de carga, permeabilidad deficiente, otras características de este suelo se pueden observar en el Cuadro 5
- b) *Según la AASTHO* corresponde a un suelo A-4, Los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 comprenden a los suelos limo-arcillosos, con más de un 35% de material pasando por el tamiz nº 200. Para su clasificación se atiende únicamente al límite líquido y al índice de plasticidad.

2.4.3. Material Seleccionado para el Mejoramiento de Suelo

Del banco de préstamo identificado para adquirir el material que será utilizado en el mejoramiento de suelos para la cimentación de la estructura en la unidad educativa, se saco una muestra para obtener en laboratorio sus características mecánicas, propiedades granulométricas y la cantidad de humedad, (ver clasificación de suelos en Anexo I).

2.4.3.1. Granulometría

Con en el análisis granulométrico en laboratorio de este material se pudo identificar el tipo de suelo:

- a) *Según la ASTM* de acuerdo al cuadro N° 4 (capítulo 01) este tipo de suelo es un GW, que corresponde a las gravas bien gradadas, que tienen una aplicación entre otros en mantos de presas y terraplenes, además tiene las características de que se pueden alcanzar densidades máximas muy elevadas, compresibilidad e hinchamiento casi nulos, manteniendo sus propiedades volumétricas constantes, capacidad de drenajes excelentes, sobre todo en esta zona que se tiene la presencia de agua.
- b) *Según la AASHTO* se tiene con este sistema de clasificación un suelo A-1-a, Los grupos A-1, A-2 y A-3 corresponden a los suelos granulares, con un máximo de 35% pasando por el tamiz n° 200. Se trata de gravas, arenas y zahorras (mezclas de grava y arena de acuerdo al cuadro N° 6 (capítulo 01) cuyo comportamiento en carreteras suele ser bueno a excelente.

2.4.3.2. Humedad Óptima y Densidad Máxima

Se saco una muestra del banco de préstamo, se realizado el ensayo en laboratorio de este tipo suelo se pudo determinar con una humedad optima de un 7.06% se puede alcanzar una densidad máxima de 2.195 gr/cm^3 (ver Anexo I)

2.4.4. Datos de la Edificación

2.4.4.1. Zona de emplazamiento

Esta edificación estructural está proyectada en la U. E. Colonia Linares, jurisdicción municipal de la ciudad de Bermejo, será parte del equipamiento de infraestructura de esta unidad educativa, uno de los objetivos principales es de realizar varias alternativas de fundación y el resultado de este análisis será para definir la mejor alternativa de acuerdo al tipo de terreno que se tiene en el área de emplazamiento.

El detalle de la distribución de ambientes de esta edificación tiene como principal componente en sus dos niveles, la construcción de aulas, amplias para el mejor desarrollo de la enseñanza y aprendizaje, además se conecta estas dos plantas con una grada de en dos direcciones con un descanso intermedio, para una mejor circulación se tiene dos pasillos lineales tanto en la planta baja como en la planta alta, se prevé un pequeño deposito debajo del descanso de la grada, ver figura 30 y figura 31.

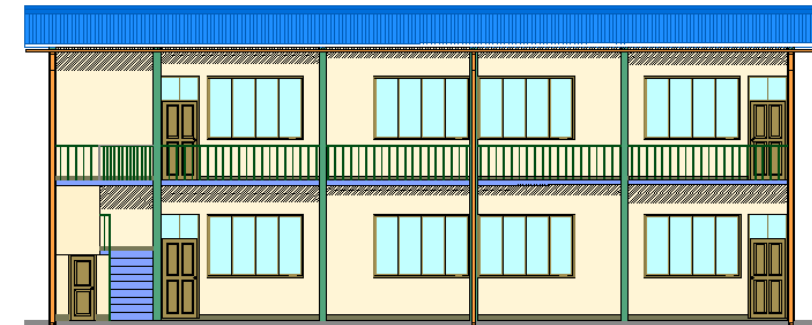


Figura 31: Fachada Principal del Módulo Educativo

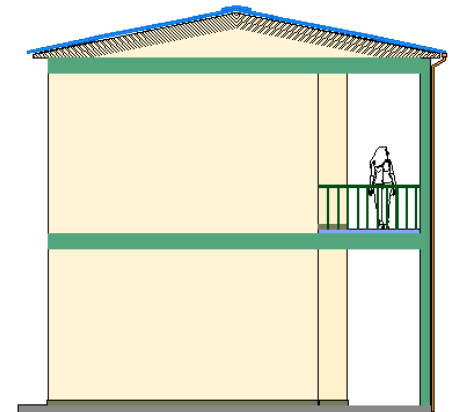


Figura 32: Vista Lateral del Módulo Educativo.

La planta baja cuenta con una área de construcción de 156.12 m² y en la distribución de ambientes tiene principalmente 2 aulas para una capacidad de 30 estudiantes, con una grada de acceso a la segunda planta con barandas de seguridad, con pequeño depósito para materiales deportivos y de limpieza debajo del descanso de la grada, además de un pasillo de circulación para vincular las aulas y demás ambientes.

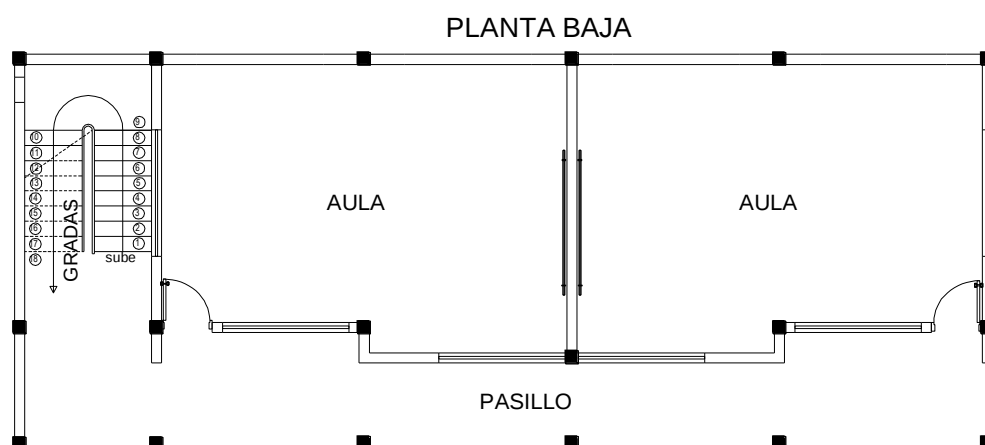


Figura 33: Vista Planta Baja del Módulo Educativo

Debido a la naturaleza de esta edificación La planta alta de igual manera tiene como ambientes principales 2 aulas para una capacidad de 30 estudiantes, con un respectivo pasillo de circulación para vincular las aulas y de acceso a la grada, con una área de construcción de 156.12 m².

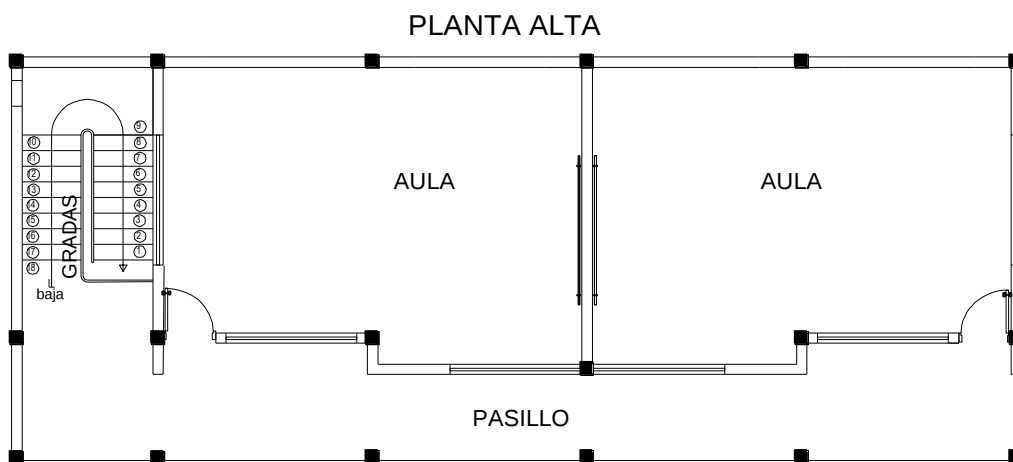


Figura 34: Vista Planta Alta del Módulo Educativo

La edificación considerada tiene las siguientes características: muros con espesor de 20 cm de ladrillo cerámico de 6 huecos, columnas de hormigón armado con una sección de 25x25 cm., vigas de hormigón armado con una sección de 20x30 cm., una losa maciza de espesor de 12 cm., la gradería de acceso a la planta alta de hormigón armado, la huella de 30 cm y la contrahuella de 19.5 cm. y un ancho de 1.15 metros, la cubierta de calamina trapezoidal galvanizada N° 28 sobre estructura de metálica, los acabados en muros serán en revoque con mortero de cemento, la carpintería de madera, En la figura 34 y la figura 35 se puede apreciar los materiales de construcción a utilizar.

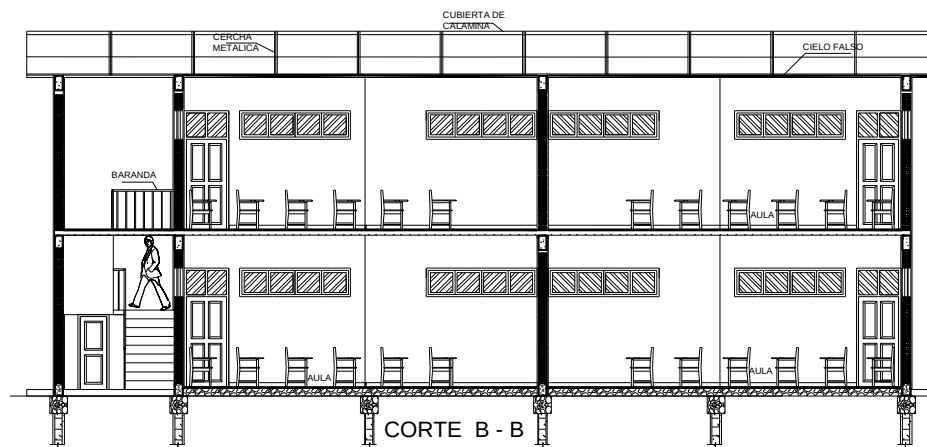


Figura 35: Corte B-B del Módulo Educativo

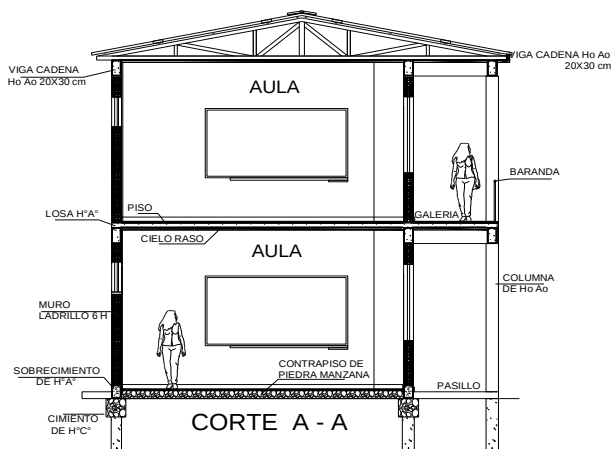


Figura 36: Corte A-A del Módulo Educativo

La cubierta de la planta alta está compuesto de calamina galvanizada con cerchas metálicas en perfil, con área total de 170.85 m² de construcción que cubre las aulas, como el pasillo y un cielo falso de yeso.

2.5. ANÁLISIS DE CARGA

Las cargas analizadas para el cálculo de la estructura se tienen las *cargas permanentes*, que comprende al peso propio de la estructura del hormigón, la carga muerta debido al peso de muros exteriores e interiores, el peso del revestimiento del piso, el peso de la cubierta de calamina trapezoidal, el peso de la estructura metálica para cubierta, los trabajos de acabados y el revoque del cielo raso del la losa, como así también del cielo falso del techo de calamina de la planta alta.

La sobrecarga o las cargas vivas, están conformadas por un peso temporal (mobiliario y personas) que se consideran a normas, de acuerdo al tipo de funcionalidad que tiene la edificación que es objeto de análisis en este proyecto de grado.

2.5.1 Cargas Permanentes

Análisis de cargas debido al peso del muro de ladrillo, mortero y revoque, tomando en cuenta que el muro tiene un espesor $e=18\text{cm}$ para toda la construcción, los datos para este análisis son:

- Ladrillo cerámico de 6 huecos (12x18x24 cm.)
- Peso unitario del ladrillo de 3.76 kg/pza
- Volumen unitario del ladrillo de 5184 cm^3
- Junta vertical 1.5 cm
- Junta horizontal 1.5 cm
- Peso específico del mortero 1700 kg/m^3
- Peso específico del yeso 1000 kg/m^3

a) Análisis de carga muro $e=18\text{ cm}$ para 1 m^2 :

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

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

$$\text{Para un metro cuadrado se tiene} = 3.92 \times 7.41 = 29.05 \text{ Pzas.}$$

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

$$\begin{aligned}\text{Volumen de ladrillo en } 1\text{m}^2 &= 29.05 \times 5184 = 150595.20 \text{ cm}^3 \\ \text{Volumen mortero de juntas} &= 180000 - 150595.20 = 29404.80 \text{ cm}^3 = 0.0294 \text{ m}^3\end{aligned}$$

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

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

Peso por metro de altura de muro es:

$$\text{Ladrillo} = 29.05 \text{ pza} \times 3.76 \text{ kg/pza} = 109.23 \text{ kg.}$$

$$\text{Mortero de juntas} = 0.0294 \text{ m}^3 \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 49.98 \text{ kg.}$$

$$\text{Mortero revoque} = 0.04 \text{ m}^3 \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 68 \text{ kg.}$$

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

Se tiene un peso total para un metro de altura de muro = **232.21 kg/m**

b) Análisis de carga cubierta de calamina 1 m²:

$$\text{Peso de la calamina} = 3 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso estructura metálica} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Planchado de cielo raso} = 12 \text{ kg/m}^2$$

Se tiene un peso total para 1 m² de cubierta = **25 kg/m²**

c) Análisis de carga de entrepisos para 1 m²:

$$\text{Piso cerámico y nivelación de 1 cm de} = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Planchado de cielo raso} = 12 \text{ kg/m}^2$$

Se tiene un peso total para 1 m² de entrepisos = **25 kg/m²**

2.5.2. Carga viva o sobrecarga

a) Análisis de sobrecarga en la cubierta para 1 m²:

$$\text{Sobrecarga viva} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de nieve o granizo} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga de viento} = 12 \text{ kg/m}^2$$

b) Análisis de sobrecarga aulas y gradas para 1 m²:

$$\text{Sobrecarga en aulas} = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga en gradas} = 400 \text{ kg/m}^2$$

CAPÍTULO - III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. CÁLCULO DE LA CARGA QUE TRASMITE LA EDIFICACIÓN AL SUELO.

Para fines prácticos del desarrollo de este trabajo de proyecto de grado se hará uso de un paquete de diseño estructural el CYPE CAD (CYPE Ingenieros\Versión 2009.1), con el objetivo de calcular las fuerzas que serán transmitidas al suelo de fundación, para que con estos datos se pueda realizar los cálculos de las zapatas de manera manual utilizando la base teórica descrita anteriormente referida a este tema, y con todos los resultados obtenidos de este trabajo realizar la comparación entre los diferentes casos de alternativas y de ahí recomendar la alternativa más económica.

3.1.1 Programa de Computación para Diseño Estructural CYPECAD

Este tipo de programa de computación CYPECAD, es un software para el cálculo estructural 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 con los detalles constructivos 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.

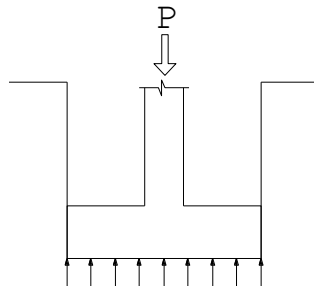


Figura 36: Carga Axial en la Zapata

3.1.2 Descripción General del Programa CYPECAD

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 numerosos países.

Ha sido concebido para realizar el cálculo de esfuerzos y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñadas con forjados unidireccionales de viguetas, vigas, placas aligeradas, losas mixtas, macizas, forjados bidireccionales reticulares, pilares, pantallas, muros de hormigón armado, estructuras de cimentación.

De todos estos elementos estructurales se pueden obtener los planos de los detalles constructivos, referidos a las dimensiones y armado de fierros, a través cualquier medio de impresión, según sea la necesidad y la importancia, además se puede obtener un listado de los resultados del cálculo, como el resumen volumétrico de los materiales que se usaran y la memoria de cálculo.

Otra de las particularidades de este paquete estructural permite una visualización previa en 3D de cada uno de los elementos de una estructura, donde se puede apreciar a cabalidad la estructura que se está diseñando.

3.1.3. Cálculo Estructural con el Paquete Estructural CYPECAD

Una vez obtenido todo el análisis de cargas que actuaran en la estructura, procedemos al cálculo, para obtener los resultados de los esfuerzos que actuaran en la cimentación, a continuación se describe el modo de introducción de datos para el usuario de este programa.

3.1.4. Introducción de Datos

La organización previa de datos es muy importante para una rápida y eficaz introducción de la estructura. En el ejemplo práctico siguiente se describe una forma de organización de datos, 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 pre dimensionadas, ángulos y 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
- Ubicación de las cargas superficiales de sobrecarga de uso y cargas muertas
- Altura entre planos superiores de forjados terminados consecutivos

En la introducción de datos para el uso del programa se sigue el siguiente proceso:

- Pulse sobre el icono de acceso directo al programa



Figura 37: inicio del programa CYPECAD

- Inmediatamente realiza una presentación de las diferentes utilidades y herramientas disponibles por el programa, pulsar en la opción CYPECAD



Figura 38: Ingreso a la opción CYPECAD

- Una vez ingresado al programa pulse sobre **Archivo / Nuevo** se abre una ventana donde debe escribir el nombre la Obra y una descripción de la misma una vez realizado este llenado pulsa **Aceptar**.

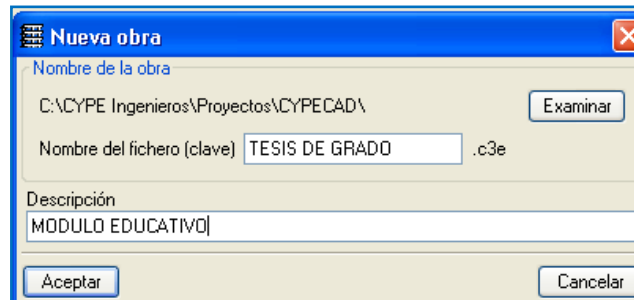


Figura 39: Nombre de la Obra

- Tras pulsar aceptar del anterior dialogo se presenta las opciones de cómo generar la obra pulsar **Obra Vacía / Aceptar**, de dicha acción aparece una ventana **Datos Generales** donde muestra el nombre de la obra y la descripción que anteriormente se escribió, además de las normas de cálculo, materiales y el tipo de control a utilizar, acciones de cargas medio ambientales (viento, fuego, sismo y otras consideraciones especiales), como también los coeficientes de pandeo de pilares.

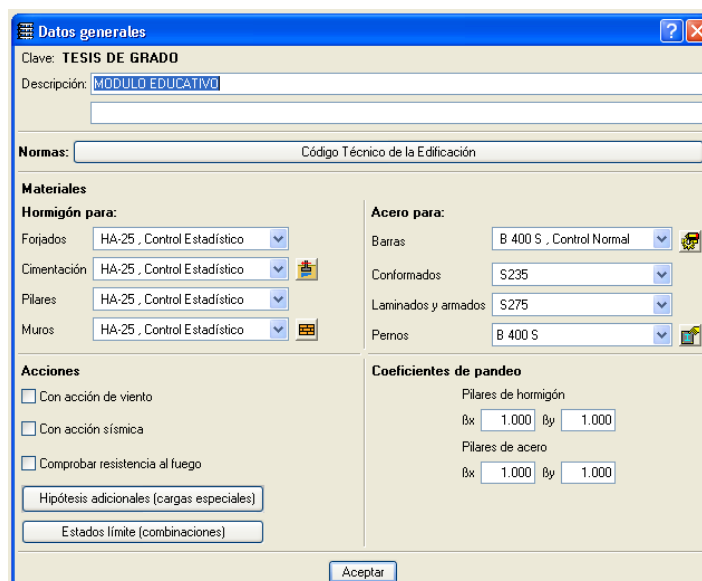


Figura 40: Datos generales de la obra

3.1.5. Introducción de Plantas o Grupos

A partir de este procedimiento se indica la secuencia de introducción de plantas o grupos, que conforman el conjunto de la estructura, referido a los niveles de cada planta y las cargas que actúan en cada una de ella, como también la posibilidad de agrupar plantas que tengan similares características.

- Pulse la opción **Introducción / Plantas / Grupos**, luego pulse **Nuevas plantas**, se abre una presentación con dos opciones, elegir la opción **Sueltas** y aceptar.

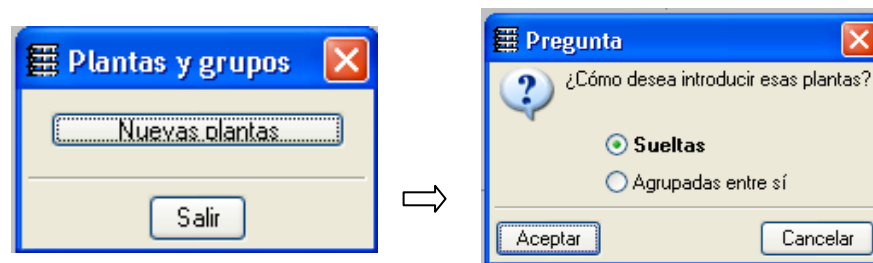


Figura 41: Introducción de plantas y grupos

- Se tiene una ventana donde se introduce el número de plantas, y se puede dar nombre y la altura a cada una de ellas para ser identificadas de mejor manera, también la sobrecarga y la carga muerta que actuarán en cada una, terminado este procedimiento pulse **Aceptar**.

Planta	Nombre	Altura	Q (Tn/m²)	CM (Tn/m²)
3	Cubierta	3.50	0.05	0.03
2	Planta Alta	3.50	0.35	0.03
1	Planta Baja	1.80	0.00	0.00

Figura 42: Introducción de altura y cargas a cada planta

- Hecho el proceso anterior se tiene una presentación de opciones, que le permiten considerar la introducción, borrar y editar nuevas plantas de las ya existentes, además unir en grupos si las plantas tienen características en común, y editar los mismos, en caso de no realizar ninguna de estas opciones se avanza al paso siguiente, pulse **Salir**.

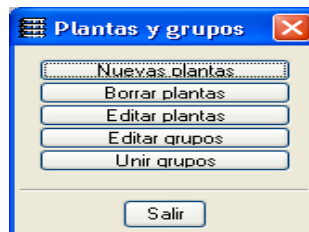


Figura 43: Editar plantas y grupos

3.1.6. Introducción de Elementos Estructurales (Columnas, vigas y losas)

Para realizar esta operación se puede proceder de dos maneras, por medio de plantillas de DXF ó DWG (Auto Cad), y por medio de coordenadas.

- Pulse la opción **Introducción / pilares, pantallas y arranques** en el menú superior desplegable al hacer esta operación aparece una ventana donde se escoge **Nuevo pilar**.

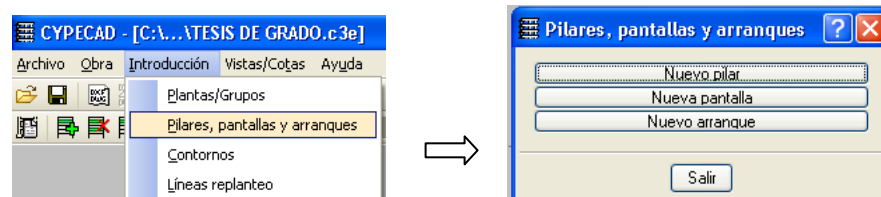


Figura 44: Introducción de pilares

- Ahora se introduce todos los datos de los pilares desde la cimentación hasta la cubierta, además se puede mantener o cambiar la sección del pilar en cada nivel de las plantas, como también se define los coeficientes de pandeo y empotramiento entre otras de las características.

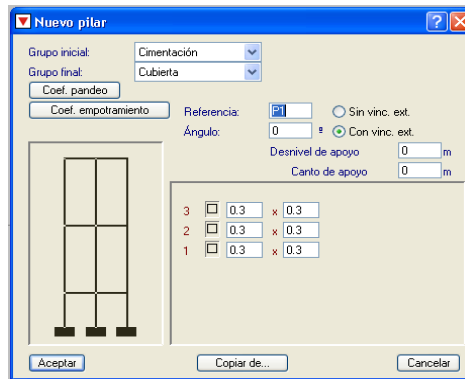


Figura 45: Introducción dimensiones de pilares

Después de introducir los pilares se procede a introducir los datos de las vigas, en la parte inferior del programa se tiene una pestaña con el nombre de **Entrada de vigas**, pulse y seguir los siguientes pasos:

- Pulsar **Vigas/Muros, Entrar vigas**, luego se mostrara la ventana **Viga actual** en la cual se puede seleccionar de gran diversidad de tipos de vigas, su ubicación y las dimensiones que se tengan en el proyecto.

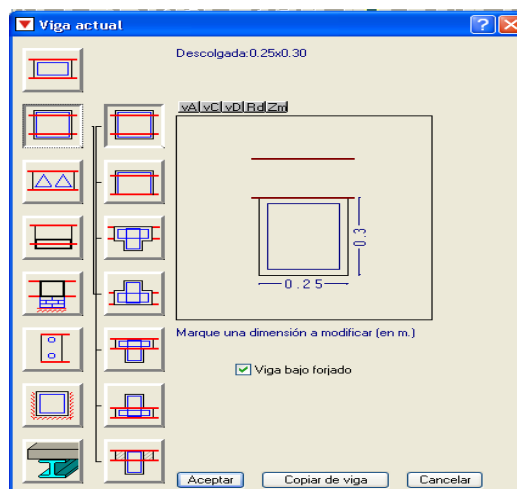


Figura 46: Introducción de vigas

Una vez elegido el tipo de viga, solo se tiene que señalar entre que pilares se quiere colocar la viga y su ubicación (centrada ó con respecto a una de las caras del pilar), puede colocar vigas rectas, curvas, en voladizo, el programa tiene esta flexibilidad para la introducción de vigas.

Culminado el proceso de introducción de pilares y vigas, se procede a la introducción de paños o losas.

- Pulsar **Paños/Gestión paños**, luego se mostrará la ventana donde se presenta las diferentes opciones de losas y la dirección de armado. Seleccionar el tipo de losa que se construirá, en este caso seleccionamos losa maciza y se debe especificar el canto (espesor) de la losa.

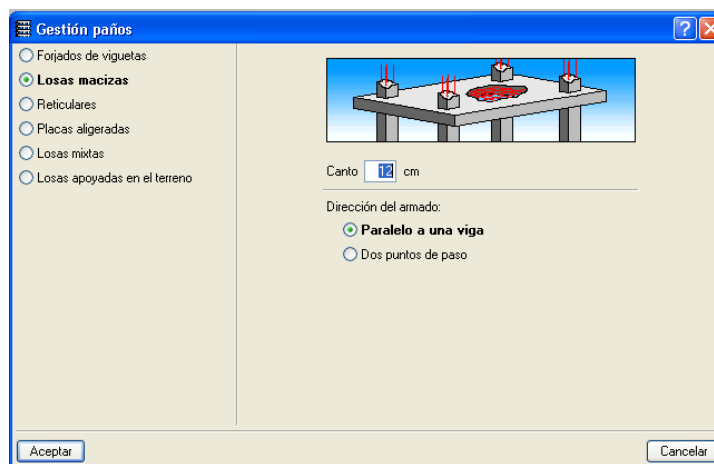


Figura 47: Introducción de losas

Una vez definido el tipo de losa y sus características se procede a ubicar losa en cada espacio interior definido por las vigas.

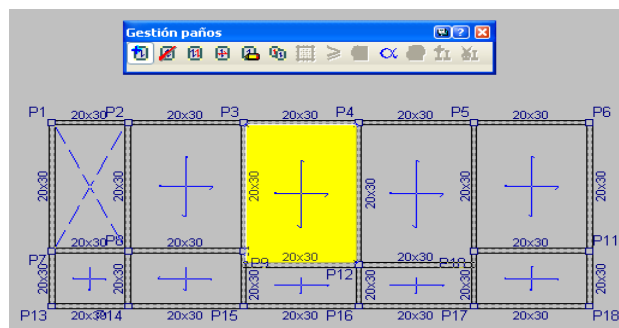


Figura 48: Ubicación de losas

3.1.7. Introducción de las Cargas e Hipótesis de Carga

- Pulsar **Cargas/Cargas**, luego se mostrara la ventana que presenta tres alternativas de estados de cargas puntual, lineal y superficial y la hipótesis de carga permanente y sobrecarga de uso.

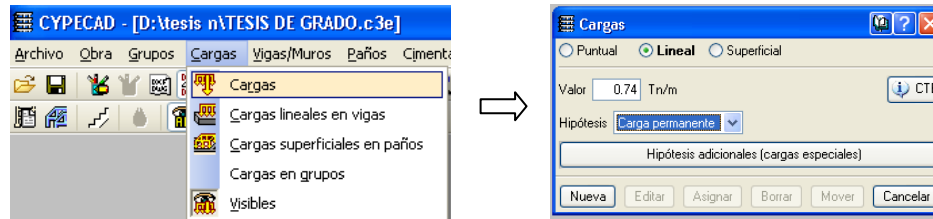


Figura 49: Introducción de cargas permanentes

Introducidos el valor de la carga y definida la hipótesis, pulse **Nueva**, con el puntero del ratón señalamos la ubicación de la carga, este proceso se repite para todas las ubicaciones, una hecho estas acciones, si por algún motivo se introdujo un valor incorrecto se puede realizar las modificaciones correspondientes pulsando nuevamente en **Cargas** y se presenta las alternativas de editar, asignar, borrar y mover dichas cargas o cambiar el estado de la hipótesis.

Antes de proceder con el cálculo y dimensionamiento de la estructura se puede obtener una visualización espacial (3D) del conjunto de la estructura, para confirmar la introducción de los datos y las ubicaciones de cada elemento estructural del conjunto de la obra.

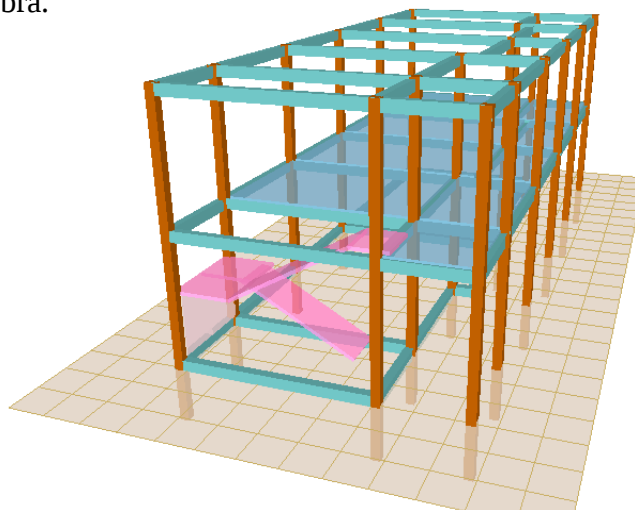


Figura 50: Vista 3D, esquema estructural

3.1.8. Cálculo y Dimensionamiento

Terminado todo el proceso de introducción de datos, es posible proseguir con el cálculo de la estructura, durante la ejecución y proceso de cálculo se mostraran mensajes informativos a cerca de la fase de cálculo en que se encuentra el programa, estos mensajes pueden informar de errores si se introdujo datos incompatibles con el proceso de cálculo.

- Pulse **Calcular / Calcular obra**, (sin dimensionar cimentaciones) por el hecho de que generalmente se tiene que realizar modificaciones, rectificaciones en las dimensiones de secciones de vigas, pilares, etc., y esto nuevamente debe ser calculado y verificado hasta cumplir con exigencias de diseño.

3.1.9. Resultados y Planos

Al finalizar el cálculo se pueden consultar todos los resultados si se presentan errores menciona las posibles soluciones, de los diferentes elementos estructurales producto del cálculo, en cuanto al detalle de armaduras, los diámetros, dimensiones, ubicación y espaciamientos, también realizar una impresión de planos y un reporte cantidades volumétricas.

Se pueden obtener los resultados a través de reportes y listados, los planos por medio de platillas y la impresión de salida en DXF ó DWG extensiones de compatibilidad con el programa Autocad. De las consultas a los resultados se pueden visualizar las deformaciones, esfuerzos, flechas, en pilares, vigas y losas y otros elementos estructurales que intervengan en el conjunto de la obra.

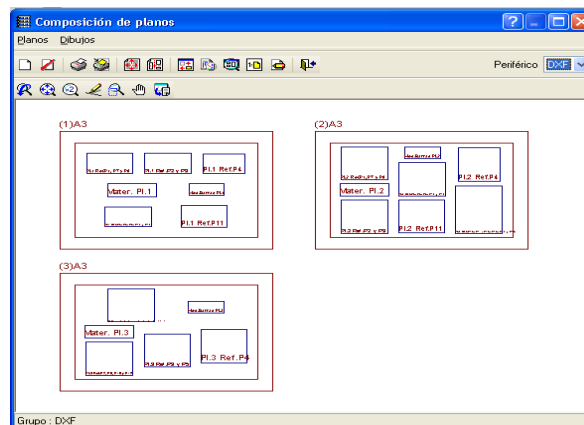


Figura 51: Impresión de planos

3.1.10. Esquema Estructural

A continuación se presenta un *esquema estructural* de la edificación educativa que será la base para la utilización del programa de computación mencionado, La ubicación y el lugar de emplazamiento de este módulo educativo permite proyectar toda la cimentación con pilares centrales.

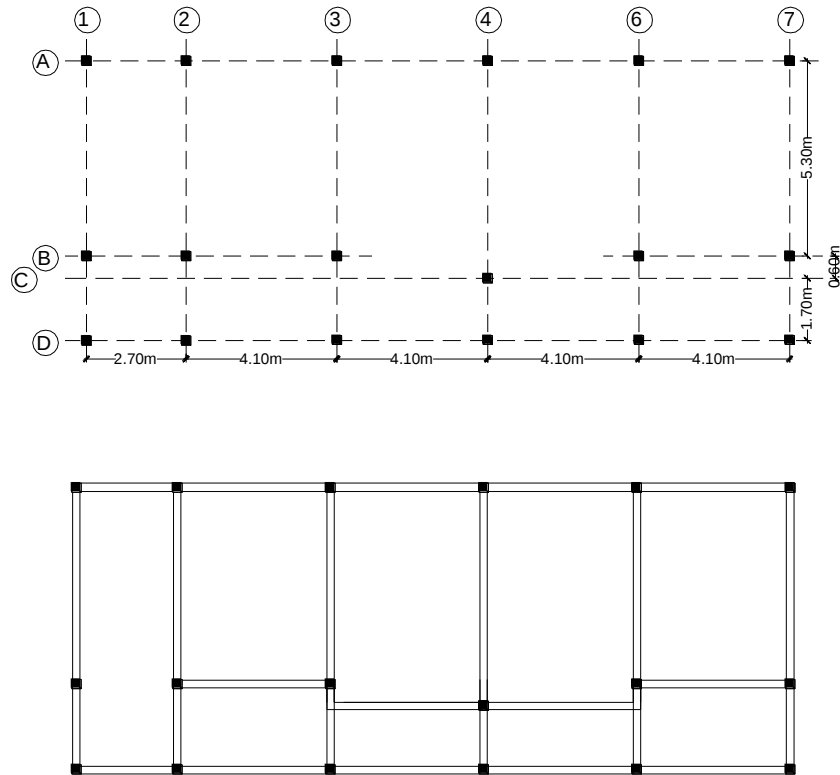


Figura 52: Esquema estructural módulo educativo

Del resultado de la utilización del programa de computación CYPECAD, aplicado al esquema estructural propuesto, se tienen los siguientes reportes de las cargas que se transmitirán a la cimentación.

ARRANQUE DE PILARES

Nota: Los esfuerzos están referidos a ejes locales del pilar

El sistema de unidades utilizado es N,Qx,Qy: (Tn) Mx,My,T: (Tn·m)

PILAR	HIPÓTESIS	N	Mx	My	Qx	Qy	T
P1	Carga permanente	9.23	0.12	-0.51	0.21	-1.00	0.00
	Sobrecarga de uso	0.22	0.00	-0.01	0.01	-0.02	0.00
P2	Carga permanente	16.73	0.11	-0.46	0.19	-0.91	0.00
	Sobrecarga de uso	2.32	-0.03	0.07	-0.05	0.12	0.00
P3	Carga permanente	15.99	-0.00	0.24	-0.01	0.33	0.00
	Sobrecarga de uso	4.29	-0.00	0.17	0.00	0.30	0.00
P4	Carga permanente	20.69	0.00	-0.50	-0.00	-1.01	0.00
	Sobrecarga de uso	4.48	-0.01	0.19	-0.01	0.33	0.00
P5	Carga permanente	16.49	0.02	0.26	0.02	0.34	0.00
	Sobrecarga de uso	4.40	-0.02	0.17	-0.03	0.29	0.00
P6	Carga permanente	12.31	-0.28	-0.39	-0.50	-0.84	0.00
	Sobrecarga de uso	1.81	0.03	0.07	0.07	0.11	0.00
P7	Carga permanente	11.57	0.14	0.65	0.23	1.09	0.00
	Sobrecarga de uso	0.85	0.00	-0.03	0.00	-0.05	0.00
P8	Carga permanente	22.55	0.16	0.64	0.27	1.05	0.00
	Sobrecarga de uso	4.97	-0.04	-0.07	-0.06	-0.13	0.00
P9	Carga permanente	23.31	-0.31	-0.42	-0.58	-0.86	0.00
	Sobrecarga de uso	8.06	0.02	-0.15	0.04	-0.29	0.00
P10	Carga permanente	29.25	0.02	0.76	0.02	1.24	0.00
	Sobrecarga de uso	8.28	-0.01	-0.15	-0.02	-0.29	0.00
P11	Carga permanente	24.13	0.36	-0.39	0.62	-0.84	0.00
	Sobrecarga de uso	8.33	-0.06	-0.16	-0.10	-0.31	0.00
P12	Carga permanente	16.25	-0.27	0.68	-0.51	1.07	0.00
	Sobrecarga de uso	3.47	0.07	-0.09	0.13	-0.18	0.00
P13	Carga permanente	2.04	0.04	0.10	0.02	0.03	0.00
	Sobrecarga de uso	0.58	0.03	0.07	0.02	0.03	0.00
P14	Carga permanente	3.44	0.04	0.14	0.02	0.05	0.00
	Sobrecarga de uso	1.23	0.03	0.08	0.01	0.03	0.00
P15	Carga permanente	3.58	0.03	0.16	0.01	0.07	0.00
	Sobrecarga de uso	0.80	0.01	0.05	0.00	0.02	0.00
P16	Carga permanente	1.32	0.02	0.13	0.01	0.05	0.00
	Sobrecarga de uso	0.15	0.01	0.04	0.00	0.01	0.00
P17	Carga permanente	3.55	0.01	0.05	0.02	0.07	0.00
	Sobrecarga de uso	0.94	0.00	0.03	0.02	0.02	0.00
P18	Carga permanente	2.25	-0.04	0.13	-0.03	0.04	0.00
	Sobrecarga de uso	0.55	-0.05	0.08	-0.03	0.03	0.00

3.2. CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Como se menciona anteriormente en esquema estructural para este proyecto de grado se diseñara las zapatas aisladas de pilar central y losa de cimentación para que estas dos alternativas para un análisis comparativo técnico frente a una alternativa de mejoramiento de la capacidad de carga del suelo de fundación.

3.2.1 Calculo Manual de Zapatas Aisladas de Pilar Central

De acuerdo a las características de la estructura educativa se tiene 18 pilares por consiguiente se tendrá 18 zapatas aisladas.

Para el desarrollo de este cálculo se tomara como dato el pilar P10, es en la que actúa las cargas de mayor magnitud y luego se realizaran los análisis para los otros pilares.

Información Preliminar

Acción de cargas en cada zapata

Carga Muertas			Carga Vivas			Carga M+V
Pilar	carga		Pilar	carga		kg
	Ton	kg		Ton	kg	
P1	9.23	9230	P1	0.22	220	9450
P2	16.73	16730	P2	2.32	2320	19050
P3	15.99	15990	P3	4.29	4290	20280
P4	20.69	20690	P4	4.48	4480	25170
P5	16.49	16490	P5	4.4	4400	20890
P6	12.31	12310	P6	1.81	1810	14120
P7	11.57	11570	P7	0.85	850	12420
P8	22.55	22550	P8	4.97	4970	27520
P9	23.31	23310	P9	8.06	8060	31370
P10	29.25	29250	P10	8.28	8280	37530
P11	24.13	24130	P11	8.33	8330	32460
P12	16.25	16250	P12	3.47	3470	19720
P13	2.04	2040	P13	0.58	580	2620
P14	3.44	3440	P14	1.23	1230	4670
P15	3.58	3580	P15	0.8	800	4380
P16	1.32	1320	P16	0.15	150	1470
P17	3.55	3550	P17	0.94	940	4490
P18	2.25	2250	P18	0.55	550	2800

Zapata 10

Carga Axial	=	37.53	Tn	=	37530	kg
Esfuerzo Adm. Terreno	=	0.08	kg/cm2	=	800	kg/m2 (ensayo SPT)
f_{ck}	=	210	kg/cm2	=	2100000	kg/m2 hormigón
f_{yk}	=	4200	kg/cm2	=	42000000	kg/m2 acero
Coef. (γ_f)	=	1.6	coef. de ponderación de las acciones			
Coef. (γ_c)	=	1.5	coef. de seguridad del hormigón			
Coef. (γ_s)	=	1.15	coef. de seguridad del acero			
Peso específico H°	=	2400	kg/m3			
Sección del Pilar $b=1$	=	0.25	m			

En esta operación los momentos M_x y M_y no serán tomados en cuenta para un prediseño, luego se hará la verificación con la acción de los momentos.

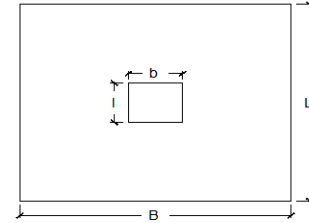
$$\sigma = \frac{N}{B \cdot L} \leq 800 \text{ kg/m}^2 \quad \text{si } L=B; b=1$$

$$\sigma = \frac{37530}{B^2} \leq 800$$

$$B = 6.85 \text{ m}$$

asumo :

$B = 6.85 \text{ m}$
$L = 6.85 \text{ m}$



$$\sigma_t = 799.8 \text{ kg/m}^2$$

Verificando con el peso de la zapata encontramos el canto " h " de la zapata

$$\sigma'_t = \frac{N}{B \cdot L} + P_e \cdot h = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{37530}{46.9225} + 2400 \cdot h = 800$$

$$h = 0.0001 \text{ m}$$

canto insuficiente!!! Para colocar armadura

3.2.1.1. Diseño a Corte

Suponemos que la zapata es flexible y mediante la comprobación cortante, se calculará " d "

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot L \cdot \left(\frac{B - b}{2} - d \right) ; V_{cu} = f_{cv} \cdot L \cdot d ; V_d \leq V_{cu}$$

$$f_{cv} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \text{donde} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 133.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cv} = 5.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cv} = 57735.03 \text{ kg/m}^2$$

$$V_d = 8768 \cdot (3.30 - d)$$

$$V_{cu} = 395485 \cdot d$$

Se tiene que cumplir :

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$d \geq 0.07 \text{ m}$$

canto insuficiente!!! Para colocar armadura

3.2.1.2. Diseño a Punzonamiento

Verificaremos a punzonamiento, para encontrar el canto útil "d"

$$V_{pd} = \gamma f * \sigma_t * (B * L - (b + d) * (l + d))$$

$$V_{pu} = S_p * 2 * f_{cv} \quad S_p = d * (2 * b + 2 * l + 4d) \quad ; \quad V_{pd} \leq V_{pu}$$

$$V_{pd} = 1280 * \left[46.92 - \left(0.25 d \right) * \left(0.25 + d \right) \right]$$

$$S_p = d * \left[1 + 4d \right]$$

$$V_{pu} = d * \left[1 + 4d \right] * 115470.05$$

Se tiene que cumplir :

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

$$4 d^2 + 1.00 d - 0.52 \geq 0$$

$$d \geq 0.26 \text{ m}$$

De los resultados obtenidos del canto útil "d" de los anteriores análisis, se elige el valor más alto de donde se puede establecer que:

$$d = 0.26 \text{ m}$$

y la altura total de la zapata será:

$$h = d + r + \phi/2$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

Una de las condiciones asumidas fue que la zapata es flexible, por lo que es necesario realizar la verificación de esta condición, por tanto el vuelo de la zapata es un parámetro que ayuda a esta verificación.

El vuelo de la zapata esta dada por:

$$V_{max} = \frac{B - b}{2} \quad ; \quad V_{max} > 2h$$

$$V_{max} = 3.30 \text{ m}$$

$$2h = 0.60 \text{ m}$$

Se tiene que cumplir : $V_{max} > 2h$

$$3.30 > 0.60 \quad \text{ok!}$$

Cumple con la condición de zapata flexible

3.2.1.3. Diseño a Flexión

Cálculo del momento flector

$$Md = \frac{1}{2} * \gamma f * \frac{N}{L} * (m)^2$$

$m = v + 0.15 * b$ en el caso de pilar de hormigón

$$m = 3.34$$

$$Md = 48822.56 \quad \text{kg/m}$$

El momento reducido está dado por:

$$\mu = \frac{Md}{\left(\frac{fck}{\gamma c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.0813$$

Con este valor del momento reducido μ de la cuantía ω recurre a tablas de Jiménez M. para la flexión, ver tabla en Anexo IIa

con $\mu = 0.0813$ de tabla se tiene $\omega = 0.08$

Con cuantía se calcula la armadura requerida A_s :

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.00544 \text{ m}^2$$

$A_s = 54.44 \text{ cm}^2$

Usar: 27 Ø16 c/ 25cm

3.2.1.4. Condición de Adherencia

$$Vd = \gamma_f * \frac{N}{B} * (v + 0.15 * b); \tau_b = \frac{Vd}{0.9 * d * n * u} ; \tau_b \leq \tau_{bd}; \tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1.6} * \sqrt{\left(\frac{f_{cd}}{225}\right)^2}$$

Para zapatas flexibles $V_{\max} \geq 2h$

$$Vd = 29256.96 \text{ kg}$$

$$\tau_b = 9.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 58.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ tabla Anexo IIc}$$

Se tiene que cumplir : $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$9.31 \leq 58.00 \text{ ok!}$$

Cumple con la condición de adherencia

3.2.1.5. Condición de Anclaje

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

Para $f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$ tiene $m = 14$ de tabla Anexo IIb

$$l_b = 35.84 \text{ cm}$$

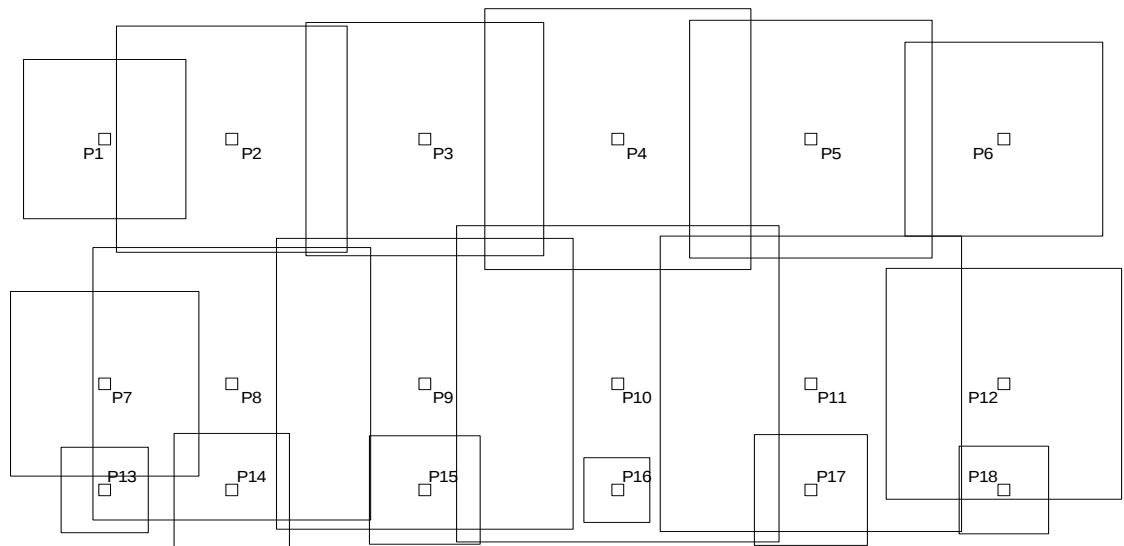
$$V \geq d + l_b + r$$

$$3.30 \geq 0.41$$

basta con disponer armadura recta

Este procedimiento de cálculo se repite para todas las demás zapatas a continuación se presenta un cuadro de los resultados obtenidos realizando las mismas consideraciones anteriores.

Zapata N°	Carga kg	Dimensiones		Espesor h	Armadura	
		B	L		x	y
P1	9450	3.45	3.45	0.25	12Ø12c/30	12Ø12c/30
P2	19050	4.90	4.90	0.25	18Ø12c/27	18Ø12c/27
P3	20280	5.05	5.05	0.25	23Ø12 c/22	23Ø12 c/22
P4	25170	5.65	5.65	0.25	30Ø12 c/20	30Ø12 c/20
P5	20890	5.15	5.15	0.25	27Ø12 c/20	27Ø12 c/20
P6	14120	4.20	4.20	0.25	14Ø12 c/30	14Ø12 c/30
P7	12420	4.00	4.00	0.25	14Ø12 c/30	14Ø12 c/30
P8	27520	5.90	5.90	0.30	27Ø12 c/22	27Ø12 c/22
P9	31370	6.30	6.30	0.30	19Ø16 c/30	19Ø16 c/30
P10	37530	6.85	6.85	0.30	20Ø16 c/30	20Ø16 c/30
P11	32460	6.40	6.40	0.30	23Ø16 c/27	23Ø16 c/27
P12	19720	5.00	5.00	0.25	22Ø12 c/22	22Ø12 c/22
P13	2620	1.85	1.85	0.20	7Ø12 c/26	7Ø12 c/26
P14	4670	2.45	2.45	0.20	9Ø12 c/27	9Ø12 c/27
P15	4380	2.35	2.35	0.20	8Ø12 c/30	8Ø12 c/30
P16	1470	1.40	1.40	0.20	5Ø12 c/28	5Ø12 c/28
P17	4490	2.40	2.40	0.20	8Ø12 c/30	8Ø12 c/30
P18	2800	1.90	1.90	0.20	7Ø12 c/27	7Ø12 c/27



Como se puede observar en la figura, que con las dimensiones calculadas de las zapatas se produce un solape en todas las zapatas, para su ejecución resulta inviable y nos plantea la necesidad buscar otra alternativa que pueda uniformizar la fundación.

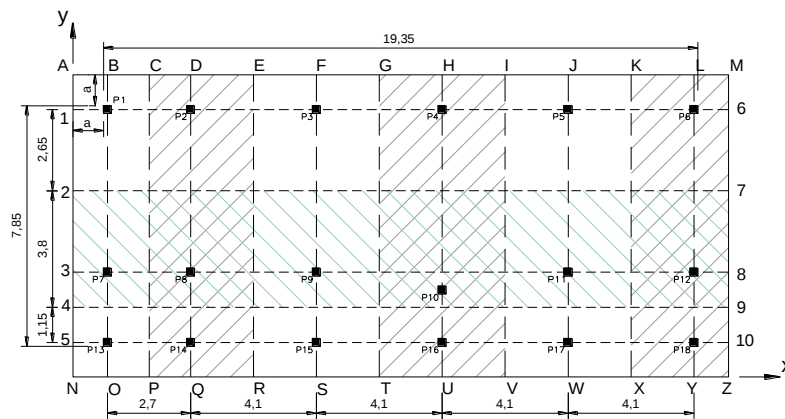
3.2.2 Calculo Manual de Losa de Cimentación

Al igual que los anteriores cálculos tanto del edificio como, las zapatas aisladas, con sus cargas correspondientes, se procederá a realizar el cálculo de la losa de fundación, los datos para la elaboración de este cálculo del edificio hecho con el programa CYPECAD, una vez definida el área de la losa se calcula su centro de gravedad y sus momentos de inercia.

Información Preliminar: Dimensiones de la losa de fundación

Datos: Longitud = 19.35 m

Ancho = 7.85 m



Cargas que actúan en la zapatas

Carga Muertas			Carga Vivas			Carga M+V
Pilar	carga		Pilar	carga		kg
	Ton	kg		Ton	kg	
P1	9.23	9230	P1	0.22	220	9450
P2	16.73	16730	P2	2.32	2320	19050
P3	15.99	15990	P3	4.29	4290	20280
P4	20.69	20690	P4	4.48	4480	25170
P5	16.49	16490	P5	4.4	4400	20890
P6	12.31	12310	P6	1.81	1810	14120
P7	11.57	11570	P7	0.85	850	12420
P8	22.55	22550	P8	4.97	4970	27520
P9	23.31	23310	P9	8.06	8060	31370
P10	29.25	29250	P10	8.28	8280	37530
P11	24.13	24130	P11	8.33	8330	32460
P12	16.25	16250	P12	3.47	3470	19720
P13	2.04	2040	P13	0.58	580	2620
P14	3.44	3440	P14	1.23	1230	4670
P15	3.58	3580	P15	0.8	800	4380
P16	1.32	1320	P16	0.15	150	1470
P17	3.55	3550	P17	0.94	940	4490
P18	2.25	2250	P18	0.55	550	2800

Carga Total de cargas muertas = 234680.00 kg

Carga Total de cargas vivas = 55730.00 kg

Carga Total de servicio = 290410.00 kg

3.2.2.1. Dimensiones de la losa de fundación y propiedades geométricas

$$L = 26.35 \quad \text{m}$$

$$B = 14.85 \quad \text{m}$$

$$\text{Área} = 391.30 \quad \text{m}^2$$

$$X_{cg} = 13.18 \quad \text{m}$$

$$Y_{cg} = 7.43 \quad \text{m}$$

$$I_x = 22640.555 \quad \text{m}$$

$$I_y = 7190.83 \quad \text{m}$$

$$a = 3.50 \quad \text{m} \quad \text{sobre ancho de la losa}$$

Cálculo de la excentricidad (e_x , e_y)

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \quad ; \quad e_x = x' - L/2$$

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \quad ; \quad e_y = y' - H/2$$

$$X' = 13.22 \quad \text{m} \quad \Rightarrow \quad e_x = 0.04 \quad \text{m}$$

$$y' = 7.75 \quad \text{m} \quad \Rightarrow \quad e_y = 0.33 \quad \text{m}$$

Cálculo de la presión sobre el suelo " q "

$$M_x = Q \cdot e_y = 94884.00 \quad \text{kg/m}$$

$$M_y = Q \cdot e_x = 12813.50 \quad \text{kg/m}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$q = 742.17 \pm 1.78 x \pm 4.19 y$$

Punto	Q/A	x(m)	± 1.78	y(m)	$\pm 4.19 y$	q = kg/m2
A	742.17188	-13.22	-23.56	7.10	29.75	748.36
B	742.17188	-9.59	-17.10	7.10	29.75	754.82
C	742.17188	-8.24	-14.69	7.10	29.75	757.23
D	742.17188	-6.89	-12.28	7.10	29.75	759.64
E	742.17188	-4.84	-8.63	7.10	29.75	763.29
F	742.17188	-2.79	-4.98	7.10	29.75	766.94
G	742.17188	-0.74	-1.33	7.10	29.75	770.59
H	742.17188	1.31	2.33	7.10	29.75	774.25
I	742.17188	3.36	5.98	7.10	29.75	777.90
J	742.17188	5.41	9.63	7.10	29.75	781.55
K	742.17188	7.46	13.29	7.10	29.75	785.21
L	742.17188	9.51	16.94	7.10	29.75	788.86
M	742.17188	13.13	23.40	7.10	29.75	795.32
N	742.17188	-13.22	-23.56	-7.75	-32.49	686.13
O	742.17188	-9.59	-17.10	-7.75	-32.49	692.59
P	742.17188	-8.24	-14.69	-7.75	-32.49	694.99
Q	742.17188	-6.89	-12.28	-7.75	-32.49	697.40
R	742.17188	-4.84	-8.63	-7.75	-32.49	701.05
S	742.17188	-2.79	-4.98	-7.75	-32.49	704.71
T	742.17188	-0.74	-1.33	-7.75	-32.49	708.36
U	742.17188	1.31	2.33	-7.75	-32.49	712.01
V	742.17188	3.36	5.98	-7.75	-32.49	715.67
W	742.17188	5.41	9.63	-7.75	-32.49	719.32
X	742.17188	7.46	13.29	-7.75	-32.49	722.97
Y	742.17188	9.51	16.94	-7.75	-32.49	726.62
Z	742.17188	13.13	23.40	-7.75	-32.49	733.08
A'	742.17188	-13.22	-23.56	7.10	29.75	748.36
B'	742.17188	-13.22	-23.56	1.48	6.19	724.81
C'	742.17188	-13.22	-23.56	-1.83	-7.66	710.96
D'	742.17188	-13.22	-23.56	-2.98	-12.48	706.14
E'	742.17188	-13.22	-23.56	-4.13	-17.29	701.32
F'	742.17188	13.13	23.40	7.10	29.75	795.32
G'	742.17188	13.13	23.40	1.48	6.19	771.76
H'	742.17188	13.13	23.40	-1.83	-7.66	757.91
I'	742.17188	13.13	23.40	-2.98	-12.48	753.09
J'	742.17188	13.13	23.40	-4.13	-17.29	748.28

La presión del suelo en todos los puntos es menor al valor de la presión admisible del terreno de 800 kg/m2

3.2.2.2. Cálculo del espesor de la losa

Para este cálculo se considera los valores más altos de cada tipo de zapata

Zapata de esquina:

$$U = 1,4 * CM + 1,7 * CV$$

$$U = 20311 \text{ kg}$$

$$b_o = 0,25 + d/2 + 0,25 + d/2$$

$$b_o = 0,5 + d$$

$$\phi = 0,85$$

$$U = b_o d \left[\phi (0,34) \sqrt{f'_c} \right]$$

$$0,20 = (0,5 + d) * d * (0,85 * 0,34 * \sqrt{20})$$

$$d^2 + 0,5 * d - 0,16 = 0$$

$$d = 0,22 \text{ m}$$

$$h = d + r + \phi/2 =$$

$$h = 0,30 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

Zapata medianera:

$$U = 36582 \text{ kg}$$

$$b_o = 2 * (0,25 + d/2) + 0,25 + d = 0,75 + 2d$$

$$\phi = 0,85$$

$$0,37 = (0,75 + 2d) * d * (0,85 * 0,34 * \sqrt{20})$$

$$2d^2 + 0,75 * d - 0,28 = 0$$

$$d = 0,23 \text{ m}$$

$$h = d + r + \phi/2 =$$

$$h = 0,30 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

Zapata central:

$$U = 55026 \text{ kg}$$

$$\phi = 4 * (0.25 + d/2 + 0.25) + d/2 = 2 + 4d$$

$$= 0.85$$

$$0.55 = (2 + 4d) * d * (0.85 * 0.34 * \sqrt{20})$$

$$4d^2 + 2 * d - 0.43 = 0$$

$$d = \frac{\phi}{0.16} \text{ m}$$

$$h = d + r + /2 =$$

$$h = 0.20 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

De los tres resultados cálculo dados se escoge el máximo valor, entonces la altura final de la losa será:

$h = 0.30 \text{ m}$

De las franjas de la losa divididas en horizontales y verticales se calcula las reacciones promedio del suelo en los extremos de cada franja con la tabla obtenida.

Franjas Verticales:

Franja ABC/NOP

$$q_1 = \frac{q_A + q_B + q_C}{3} = 753.47 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_N + q_O + q_P}{3} = 691.24 \text{ kg/m}^2$$

Franja CDE/PQR

$$q_1 = \frac{q_C + q_D + q_E}{3} = 760.05 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_P + q_Q + q_R}{3} = 697.82 \text{ kg/m}^2$$

Franja EFG/RST

$$q_1 = \frac{q_E + q_F + q_G}{3} = 766.94 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_R + q_S + q_T}{3} = 704.71 \text{ kg/m}^2$$

Franja GHI/TUV

$$q_1 = \frac{q_G + q_H + q_I}{3} = 774.25 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_T + q_U + q_V}{3} = 712.01 \text{ kg/m}^2$$

Franja IJK/VWX

$$q_1 = \frac{q_I + q_J + q_K}{3} = 781.55 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_V + q_W + q_X}{3} = 719.32 \text{ kg/m}^2$$

Franja KLM/XYZ

$$q_1 = \frac{q_K + q_L + q_M}{3} = 789.79 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_X + q_Y + q_Z}{3} = 727.56 \text{ kg/m}^2$$

Realizando $\sum F_v = 0$

Reacción del suelo para la franja ABC/NOP	=	53366.71	kg
Reacción del suelo para la franja CDE/PQR	=	36803.86	kg
Reacción del suelo para la franja EFG/RST	=	44800.63	kg
Reacción del suelo para la franja GHI/TUV	=	45245.44	kg
Reacción del suelo para la franja IJK/VWX	=	45690.26	kg
Reacción del suelo para la franja KLM/XYZ	=	63936.54	kg
Total	=	289843.45	kg

Este es aproximadamente al valor de la carga de servicio de 290410 kg

3.2.2.3. Cálculo de Armadura Vertical de la Losa

Refuerzo en cada franja de acuerdo al diagrama de corte y momentos flectores.

Franjas Verticales:

Franja ABC/NOP

$$q_{prom} = \frac{753.47 + 691.24}{2} = 722.36$$

$$Q1 = 9450 \text{ kg}$$

$$Q2 = 12420 \text{ kg}$$

$$Q3 = 2620 \text{ kg}$$

$$Cargapromedio = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3)}{2} =$$

$$Cargapromedio = 38928.35 \text{ kg}$$

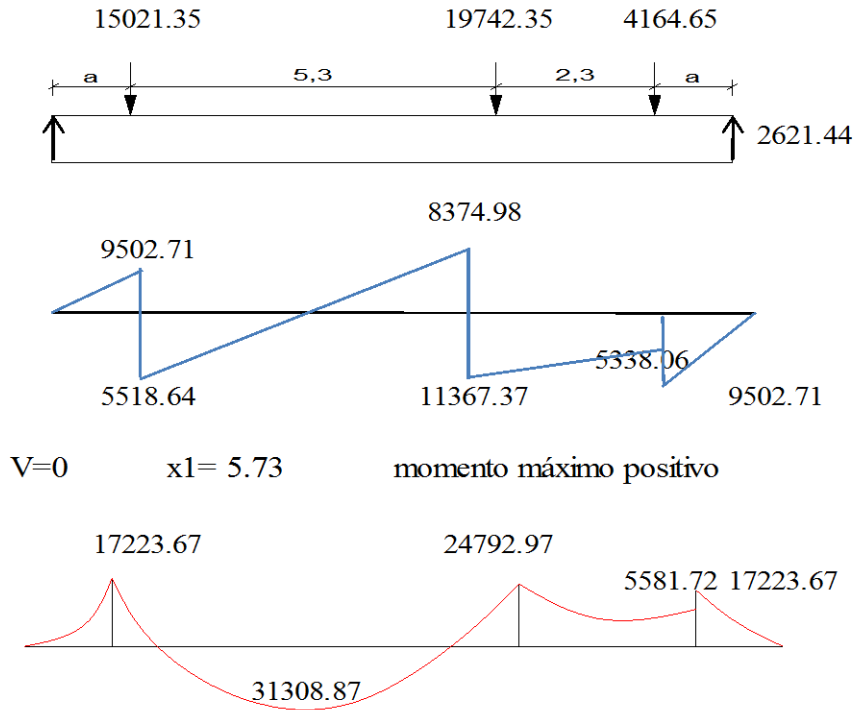
$$q_{prom(mod)} = 526.92 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.59$$

$$FQ1 = 15021.35 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 19742.35 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 4164.65 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 17223.67 / 1.59 = 10835.49 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 24792.97 / 1.59 = 15597.37 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 5581.72 / 1.59 = 3511.49 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 17223.67 / 1.59 = 10835.49 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 31308.87 / 1.59 = 19696.55 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b= 4.98 m	fck= 20000000 kg/m ²	x _{lim} = 0.67
r= 0.03 m	fcd= 13333333.3 kg/m ²	μ _{lim} = 0.33
d= 0.27 m	f _{yk} = 42000000 kg/m ²	ω _{lim} = 0.460
	f _{yd} = 36521739 kg/m ²	

$$M_d = 10835.49 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.022$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa
de donde ω = 0.031

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0015 \text{ m}^2$$

$$A_s = 15.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura requerida}$$

$$13 \text{ } \varnothing 12$$

$$\text{Usar: } 17 \text{ } \varnothing 12 \quad c/30 \text{ cm} \quad \text{Armadura mínima}$$

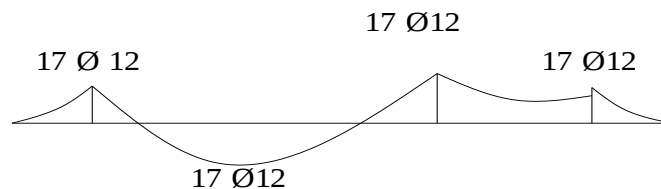
ω

Md (kg/m)	μ		$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. $\varnothing$	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
15597.37	0.032	0.031	15.20	$\varnothing 12$	13	17	30
3511.49	0.007	0.0310	15.20	$\varnothing 12$	13	17	30
10835.49	0.022	0.0310	15.20	$\varnothing 12$	13	17	30

Momentos Positivos

ω

Md (kg/m)	μ		$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. $\varnothing$	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
19696.55	0.041	0.0310	15.20	$\varnothing 12$	13	17	30



Franja CDE/PQR

$$q_{prom} = \frac{760.05 + 697.82}{2} = 728.93 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 19050 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 27520 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 4670 \text{ kg}$$

$$Cargapromedio = \frac{q_{prom} B_l B + (Q_1 + Q_2 + Q_3)}{2} =$$

$$Cargapromedio = -7218.07 \text{ kg}$$

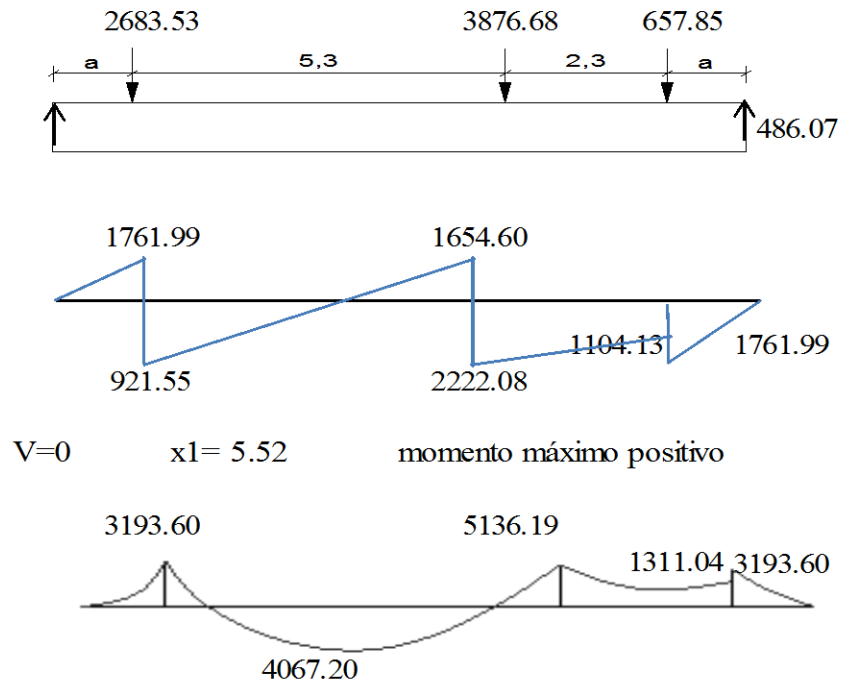
$$q_{prom(mod)} = 142.96 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.14$$

$$FQ_1 = 2683.53 \text{ kg}$$

$$FQ_2 = 3876.68 \text{ kg}$$

$$FQ_3 = 657.85 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 3193.60 / 0.14 = 22670.90 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 5136.19 / 0.14 = 36461.07 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 1311.04 / 0.14 = 9306.90 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 3193.60 / 0.14 = 22670.90 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 4067.20 / 0.14 = 28872.41 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al calculo de la armadura

b= 3.40 m	$f_{ck}= 2000000 \text{ kg/m}^2$	$x_{lim} = 0.67$
r= 0.03 m	$f_{cd}= 1333333.3 \text{ kg/m}^2$	$\mu_{lim} = 0.33$
d= 0.27 m	$f_{yk}= 42000000 \text{ kg/m}^2$	$\omega_{lim} = 0.460$
	$f_{yd}= 36521739 \text{ kg/m}^2$	

$$M_d = 22670.90 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.069$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.0739$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0025 \text{ m}^2$$

$$A_s = 24.77 \text{ cm}^2$$

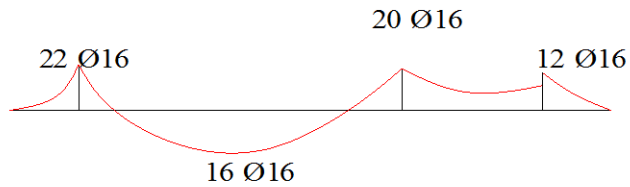
Armadura requerida

Usar: **22 Ø 12 c/ 16cm**

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
36461.07	0.110	0.1189	39.85	Ø16	20	20	20
9306.90	0.028	0.0310	10.39	Ø12	9	11	30
22670.90	0.069	0.0739	24.77	Ø16	12	12	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
28872.41	0.087	0.0945	31.67	Ø16	16	16	25



Franja EFG/RST

$$q_{prom} = \frac{766.94 + 704.71}{2} = 735.82 \text{ kg}$$

$$Q1 = 20280 \text{ kg}$$

$$Q2 = 31370 \text{ kg}$$

$$Q3 = 4380 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = -5614.69 \text{ kg}$$

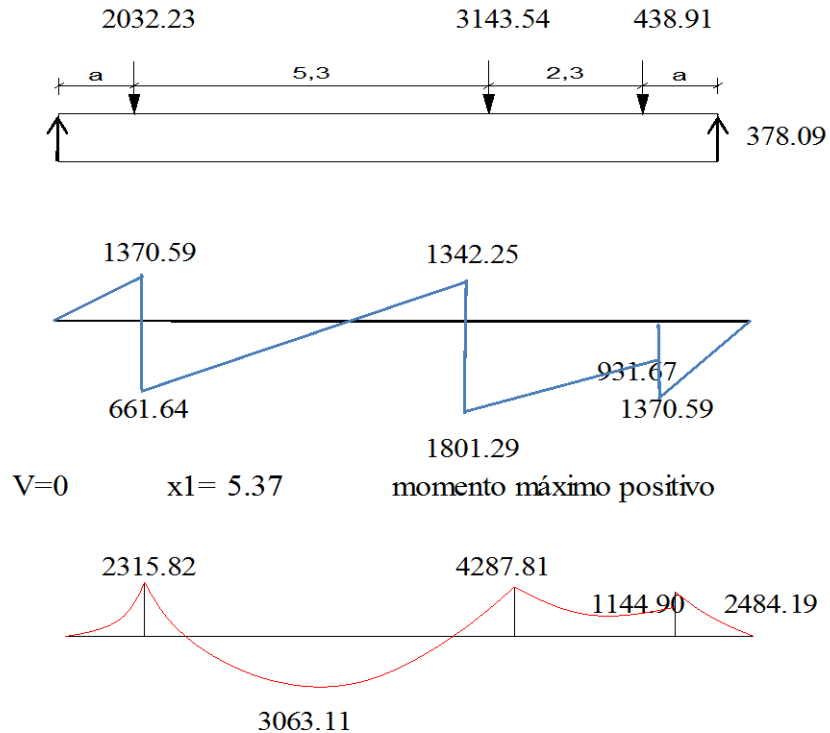
$$q_{prom(mod)} = 92.22 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.10$$

$$FQ1 = 2032.23 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 3143.54 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 438.91 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de $\varnothing 12$ c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 2315.82 / 0.10 = 23110.02 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 4287.81 / 0.10 = 42788.88 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 1144.90 / 0.10 = 11425.21 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 2484.19 / 0.10 = 24790.21 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 3063.11 / 0.10 = 30567.33 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$b = 4.10 \text{ m}$	$f_{ck} = 20000000 \text{ kg/m}^2$	$x_{lim} = 0.67$
$r = 0.03 \text{ m}$	$f_{cd} = 1333333.3 \text{ kg/m}^2$	$\mu_{lim} = 0.33$
$d = 0.27 \text{ m}$	$f_{yk} = 42000000 \text{ kg/m}^2$	$\omega_{lim} = 0.460$
	$f_{yd} = 36521739 \text{ kg/m}^2$	

$$M_d = 23110.02 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.058$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.063$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0025 \text{ m}^2$$

$$A_s = 25.46 \text{ cm}^2$$

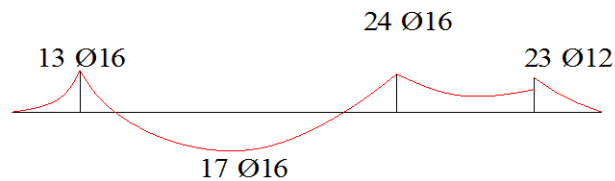
Armadura requerida

Usar: 13 Ø 16 c/ 30cm

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
42788.88	0.107	0.1189	48.05	Ø16	24	24	20
11425.21	0.029	0.0310	12.53	Ø12	11	14	30
24790.21	0.062	0.0630	25.46	Ø12	23	23	20

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
30567.33	0.077	0.0849	34.31	Ø16	17	17	25



Franja GHI/TUV

$$q_{prom} = \frac{774.25 + 712.01}{2} = 743.13 \text{ kg}$$

$$Q1 = 25170 \text{ kg}$$

$$Q2 = 37530 \text{ kg}$$

$$Q3 = 1470 \text{ kg}$$

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

$$Carga\ promedio = -9462.28 \text{ kg}$$

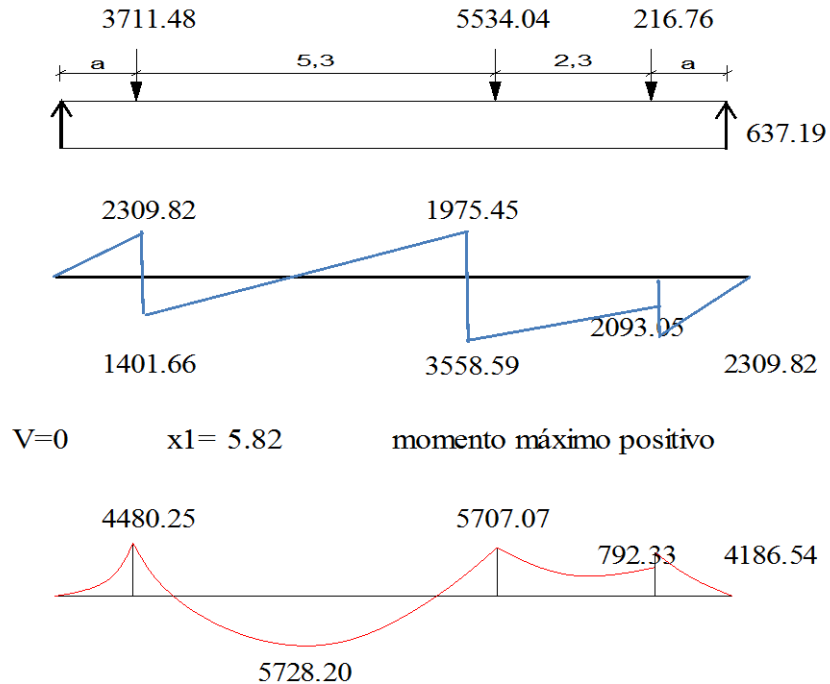
$$q_{prom(mod)} = 155.41 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.15 \text{ kg}$$

$$FQ1 = 3711.48 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 5534.04 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 216.76 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 4480.25 / 0.15 = 30383.52 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 5707.07 / 0.15 = 38703.43 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 792.33 / 0.15 = 5373.29 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 4186.54 / 0.15 = 28391.71 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 5728.20 / 0.15 = 38846.71 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b= 4.10 m	fck= 2000000 kg/m ²	x _{lim} = 0.67
r= 0.03 m	fcd= 1333333.3 kg/m ²	μ _{lim} = 0.33
d= 0.27 m	f _{yk} = 42000000 kg/m ²	ω _{lim} = 0.460
	f _{yd} = 36521739 kg/m ²	

$$M_d = 30383.52 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.076$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.0849$$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0034 \text{ m}^2$$

$$A_s = 34.31 \text{ cm}^2$$

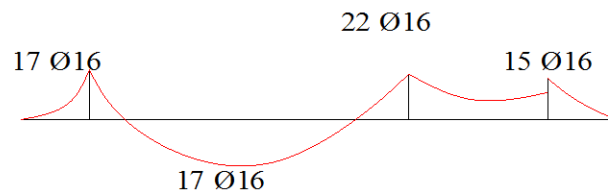
Armadura requerida

Usar: 17 Ø 16 c/ 25cm

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
38703.43	0.097	0.1074	43.42	Ø16	22	22	20
5373.29	0.013	0.0310	12.53	Ø12	11	14	30
28391.71	0.071	0.0739	29.87	Ø16	15	15	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
38846.71	0.097	0.0849	34.31	Ø16	17	17	25



Franja IJK/VWX

$$q_{prom} = \frac{781.55 + 719.32}{2} = 750.44 \text{ kg}$$

$$Q1 = 20890 \text{ kg}$$

$$Q2 = 32460 \text{ kg}$$

$$Q3 = 4490 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = -6074.87 \text{ kg}$$

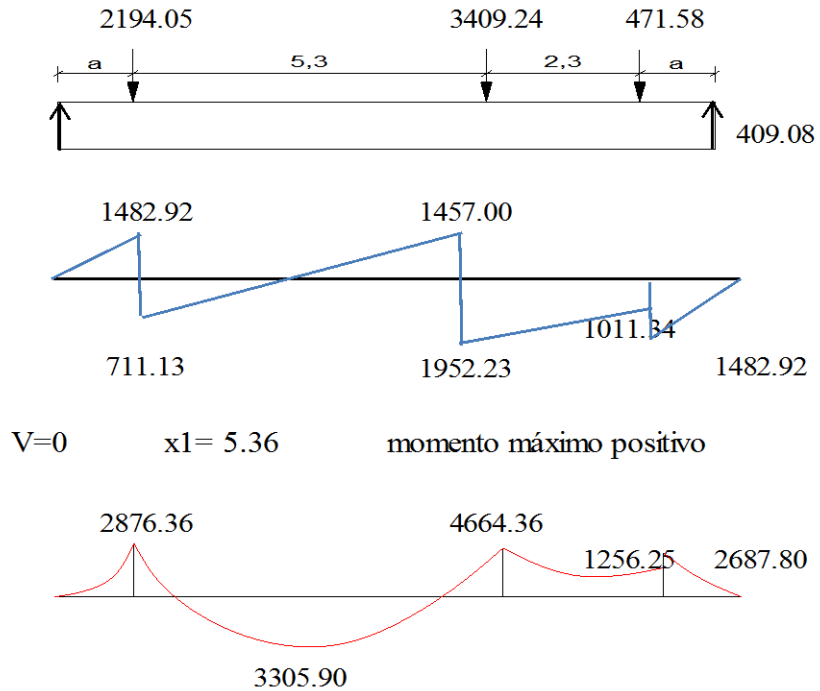
$$q_{prom(mod)} = 99.78 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.11$$

$$FQ1 = 2194.05 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 3409.24 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 471.58 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 2876.36 / 0.11 = 27386.36 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 4664.36 / 0.11 = 44410.32 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 1256.25 / 0.11 = 11961.04 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 2687.80 / 0.11 = 25591.04 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 3305.90 / 0.11 = 31476.07 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b= 4.10 m	$f_{ck}= 2000000 \text{ kg/m}^2$	$x_{lim} = 0.67$
r= 0.03 m	$f_{cd}= 1333333.3 \text{ kg/m}^2$	$\mu_{lim}= 0.33$
d= 0.27 m	$f_{yk}= 42000000 \text{ kg/m}^2$	$\omega_{lim}= 0.460$
	$f_{yd}= 36521739 \text{ kg/m}^2$	

$$M_d = 27386.36 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.069$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.0739$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0030 \text{ m}^2$$

$$A_s = 29.87 \text{ cm}^2$$

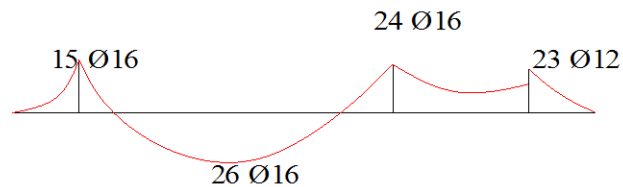
Armadura requerida

Usar: 15 Ø 16 c/ 30cm

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
44410.32	0.111	0.1189	48.05	Ø16	24	24	20
11961.04	0.030	0.0310	12.53	Ø12	11	14	30
25591.04	0.064	0.0630	25.46	Ø12	23	23	20

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
31476.07	0.079	0.1306	52.78	Ø16	26	26	17



Franja KLM/XYZ

$$q_{prom} = \frac{789.79 + 727.56}{2} = 758.68 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 14120 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 19720 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 2800 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = 13648.27 \text{ kg}$$

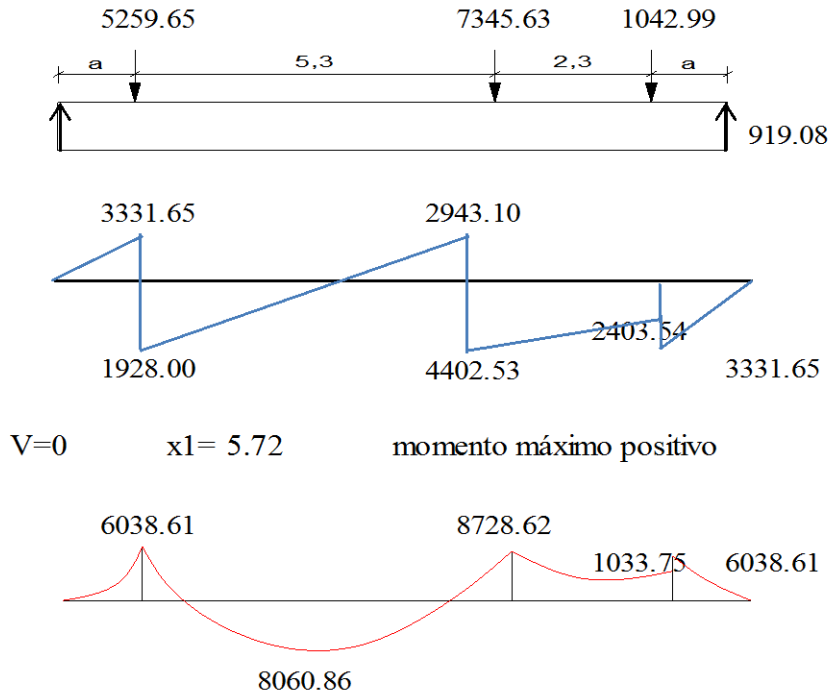
$$q_{prom(mod)} = 161.95 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.37 \text{ kg}$$

$$FQ_1 = 5259.65 \text{ kg}$$

$$FQ_2 = 7345.63 \text{ kg}$$

$$FQ_3 = 1042.99 \text{ kg}$$



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 6038.61 / 0.37 = 16211.20 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 8728.62 / 0.37 = 23432.76 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 1033.75 / 0.37 = 2775.20 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 6038.61 / 0.37 = 16211.20 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 8060.86 / 0.37 = 21640.09 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b= 5.68 m	fck= 20000000 kg/m ²	x _{lim} = 0.67
r= 0.03 m	fcd= 13333333.3 kg/m ²	μ _{lim} = 0.33
d= 0.27 m	f _{yk} = 42000000 kg/m ²	ω _{lim} = 0.460
	f _{yd} = 36521739 kg/m ²	

$$M_d = 16211.20 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.029$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde ω = 0.031

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0017 \text{ m}^2$$

$$A_s = 17.34 \text{ cm}^2$$

15 Ø 12

Armadura requerida

Usar: 19 Ø 12 c/ 30cm

Armadura mínima

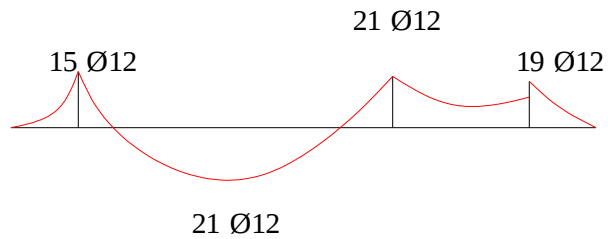
ω

Md (kg/m)	μ		As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
23432.76	0.042	0.0415	23.21	Ø12	21	21	30
2775.20	0.005	0.0310	17.34	Ø12	15	19	30
16211.20	0.029	0.0310	17.34	Ø12	15	19	30

Momentos Positivos

ω

Md (kg/m)	μ		As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
21640.09	0.039	0.0415	23.21	Ø12	21	21	30



Terminado el cálculo y armado de la enfierradura de las franjas verticales, procedemos de igual manera al cálculo de y armado de la enfierradura de las franjas horizontales, por lo que sólo se detallará la armadura en cada franja horizontal

Franjas Horizontales:

Franja AA'B'/MF'G'

$$q_1 = \frac{q_A + q_{A'} + q_B}{3} = 740.51 \quad \text{kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_M + q_{F'} + q_G}{3} = 787.47 \quad \text{kg/m}^2$$

Franja B'C'D'/G'H'I'

$$q_1 = \frac{q_B + q_C + q_D}{3} = 713.97 \quad \text{kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_G + q_{H'} + q_I}{3} = 760.92 \quad \text{kg/m}^2$$

Franja D'E'N/I'J'Z

$$q_1 = \frac{q_D + q_{E'} + q_N}{3} = 697.86 \quad \text{kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_I + q_{J'} + q_Z}{3} = 744.82 \quad \text{kg/m}^2$$

Realizando $\sum F_v = 0$

Reacción del suelo para la Franja AA'B'/MF'G'	=	126322.59
Reacción del suelo para la franja Franja B'C'D'/G'H'I'	=	73840.46
Reacción del suelo para la franja Franja D'E'N/I'J'Z	=	<u>90760.04</u>

Total = 290923.10 kg

Este valor es próximo a la carga de servicio de 290410 kg

3.2.2.4. Cálculo de Armadura Horizontal de la Losa

Refuerzo en cada franja de acuerdo al diagrama de corte y momentos flectores.

Franjas Horizontales:

Franja AA'B'/MF'G'

$$q_{prom} = \frac{740.51 + 787.47}{2} = 763.99 \text{ kg/m}^2$$

$$Q1 = 9450 \text{ kg}$$

$$Q2 = 19050 \text{ kg}$$

$$Q3 = 20280 \text{ kg}$$

$$Q4 = 25170 \text{ kg}$$

$$Q5 = 20890 \text{ kg}$$

$$Q6 = 14120 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

$$Carga \text{ promedio} = 8681.29 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 52.50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.08 \text{ kg}$$

$$FQ1 = 752.92 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 1517.79 \text{ kg}$$

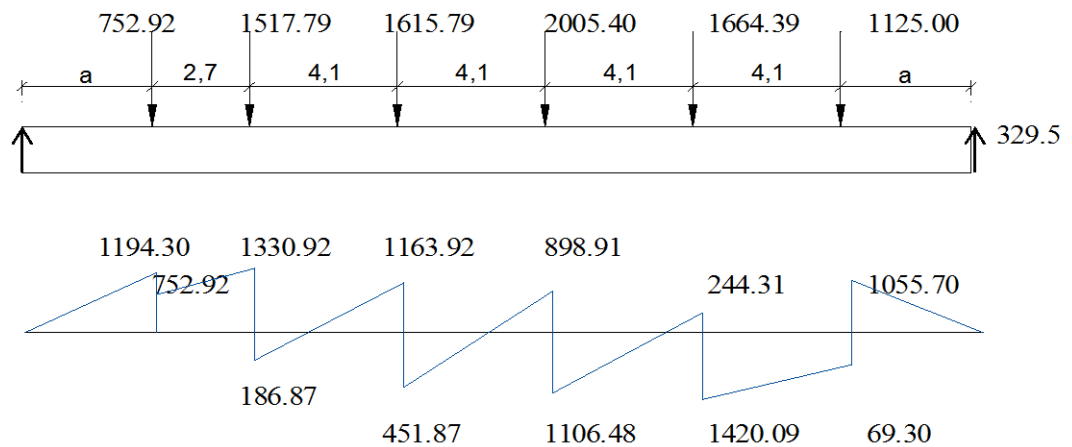
$$FQ3 = 1615.79 \text{ kg}$$

$$FQ4 = 2005.40 \text{ kg}$$

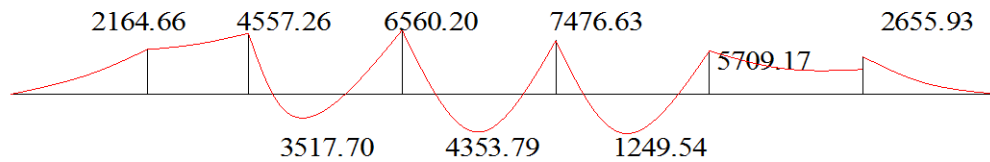
$$FQ5 = 1664.39 \text{ kg}$$

$$FQ6 = 1125.00 \text{ kg}$$

$$a' = a + b/2 = 3.625 \text{ m}$$



V=0	x1= 6.89	momento máximo positivo
V=0	x2= 11.80	momento máximo positivo
V=0	x3= 17.88	momento máximo positivo



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

M(-) =	2164.66 / 0.08	=	27168.93	kg/m
M(-) =	4557.26 / 0.08	=	57198.72	kg/m
M(-) =	6560.20 / 0.08	=	82337.86	kg/m
M(-) =	7476.63 / 0.08	=	93840.11	kg/m
M(-) =	5709.17 / 0.08	=	71656.47	kg/m
M(-) =	2655.93 / 0.08	=	33334.93	kg/m

Momentos Positivos

M(+) =	3517.70 / 0.08	=	44151.03	kg/m
M(+) =	4353.79 / 0.08	=	54644.94	kg/m
M(+) =	1249.54 / 0.08	=	15683.17	kg/m

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b=	6.28 m	fck=	2000000 kg/m2	xlim = 0.67
r=	0.03 m	fcd=	1333333.3 kg/m2	μlim= 0.33
d=	0.27 m	fyk=	42000000 kg/m2	ωlim= 0.460
		fyd=	36521739 kg/m2	

$$M_d = 27168.93 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.045$$

la cuantía ω recurre a tablas de Jiménez M.

de donde $\omega = 0.0522$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.0032 \text{ m}^2$$

$$A_s = 32.29 \text{ cm}^2$$

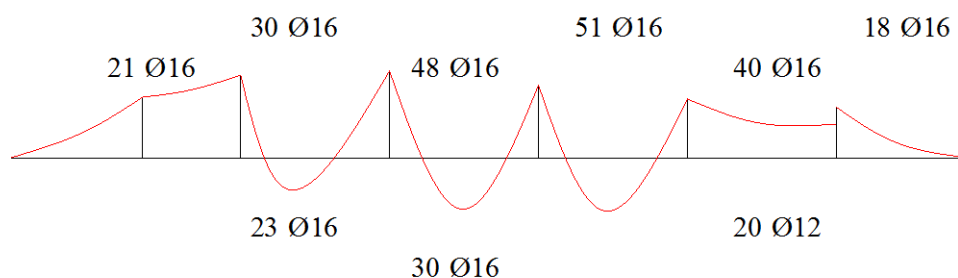
Armadura requerida

Usar: **21 Ø16 c/ 30cm**

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
57198.72	0.094	0.096	59.38	Ø16	30	30	20
82337.86	0.135	0.1546	95.63	Ø16	48	48	20
93840.11	0.154	0.1669	103.23	Ø16	51	51	20
71656.47	0.117	0.1306	80.78	Ø16	40	40	20
33334.93	0.055	0.0630	38.97	Ø16	18	18	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
44151.03	0.072	0.0739	45.71	Ø16	23	23	30
54644.94	0.090	0.0960	59.38	Ø16	30	30	20
15683.17	0.026	0.0310	19.17	Ø12	17	20	30



Franja B'C'D'/G'H'I'

$$q_{prom} = \frac{713.97 + 760.92}{2} = 737.45 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q7 &= 12420 \text{ kg} \\ Q8 &= 27520 \text{ kg} \\ Q9 &= 31370 \text{ kg} \\ Q10 &= 37530 \text{ kg} \\ Q11 &= 32460 \text{ kg} \\ Q12 &= 19720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

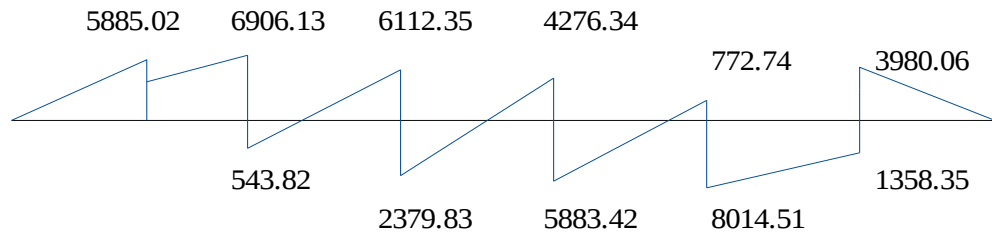
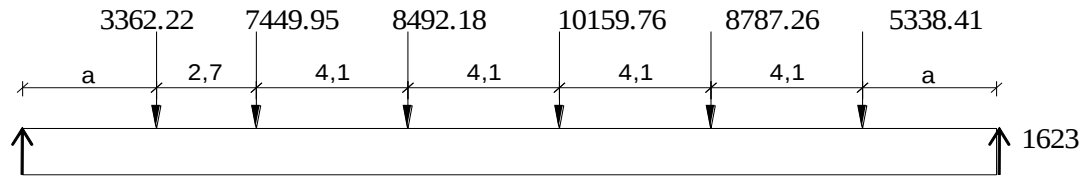
$$Carga \text{ promedio} = -43589.8 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 427.23 \text{ kg/m}^2$$

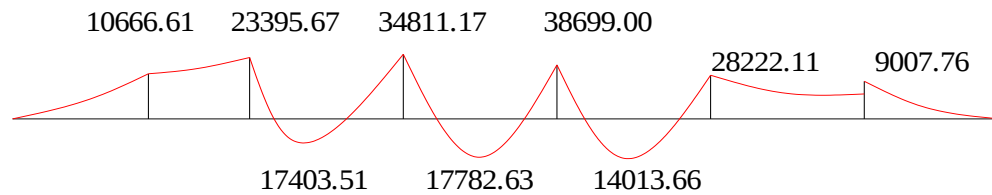
$$\text{Factor de carga} = 0.27$$

$$\begin{aligned} FQ7 &= 3362.22 \text{ kg} & FQ10 &= 10159.8 \text{ kg} \\ FQ8 &= 7449.95 \text{ kg} & FQ11 &= 8787.26 \text{ kg} \\ FQ9 &= 8492.18 \text{ kg} & FQ12 &= 5338.41 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$a' = a + b/2 = 3.625 \text{ m}$$



$V=0$ $x_1 = 6.66$ momento máximo positivo
 $V=0$ $x_2 = 11.89$ momento máximo positivo
 $V=0$ $x_3 = 18.15$ momento máximo positivo



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de $\emptyset 12$ c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 10666.61 / 0.27 = 39402.30 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 23395.67 / 0.27 = 86423.28 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 34811.17 / 0.27 = 128591.97 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 38699.00 / 0.27 = 142953.57 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 28222.11 / 0.27 = 104252.09 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 9007.76 / 0.27 = 33274.53 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 17403.51 / 0.27 = 64288.32 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 17782.63 / 0.27 = 65688.79 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 14013.66 / 0.27 = 51766.26 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{array}{lll} b = 3.80 \text{ m} & f_{ck} = 2000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} = 0.67 \\ r = 0.03 \text{ m} & f_{cd} = 1333333.3 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} = 0.33 \\ d = 0.27 \text{ m} & f_{yk} = 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} = 0.460 \\ & f_{yd} = 36521739 \text{ kg/m}^2 & \end{array}$$

$$M_d = 39402.30 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.107$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.1189$$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.0045 \text{ m}^2$$

$$A_s = 44.54 \text{ cm}^2$$

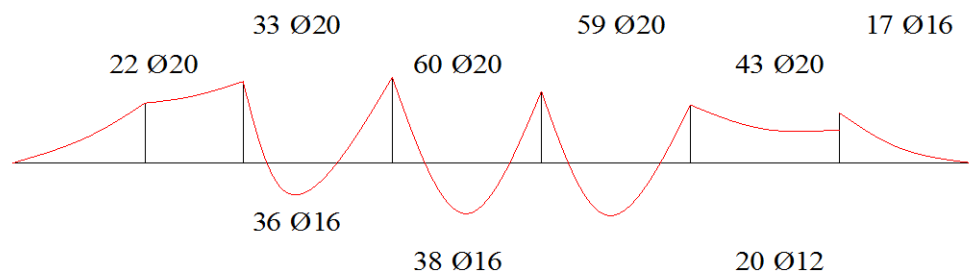
Armadura requerida

Usar: **22 Ø16 c/ 20cm**

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
86423.28	0.234	0.2761	103.42	Ø20	33	33	15
128591.97	0.348	0.5030	188.41	Ø20	60	60	15
142953.57	0.387	0.4931	184.70	Ø20	59	59	15
104252.09	0.282	0.3570	133.72	Ø20	43	43	15
33274.53	0.090	0.0960	35.96	Ø16	17	17	25

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
64288.32	0.174	0.1924	72.07	Ø16	36	36	10
65688.79	0.178	0.2056	77.01	Ø16	38	38	9
51766.26	0.140	0.1546	57.91	Ø12	51	20	18



Franja D'E'N/T'J'Z

$$q_{prom} = \frac{697.86 + 744.82}{2} = 721.34 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{13} = 2620 \text{ kg}$$

$$Q_{14} = 4670 \text{ kg}$$

$$Q_{15} = 4380 \text{ kg}$$

$$Q_{16} = 1470 \text{ kg}$$

$$Q_{17} = 4490 \text{ kg}$$

$$Q_{18} = 2800 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

$$Carga \text{ promedio} = 35165.02 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 279.48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.72$$

$$FQ_{13} = 4509.66 \text{ kg}$$

$$FQ_{14} = 8038.21 \text{ kg}$$

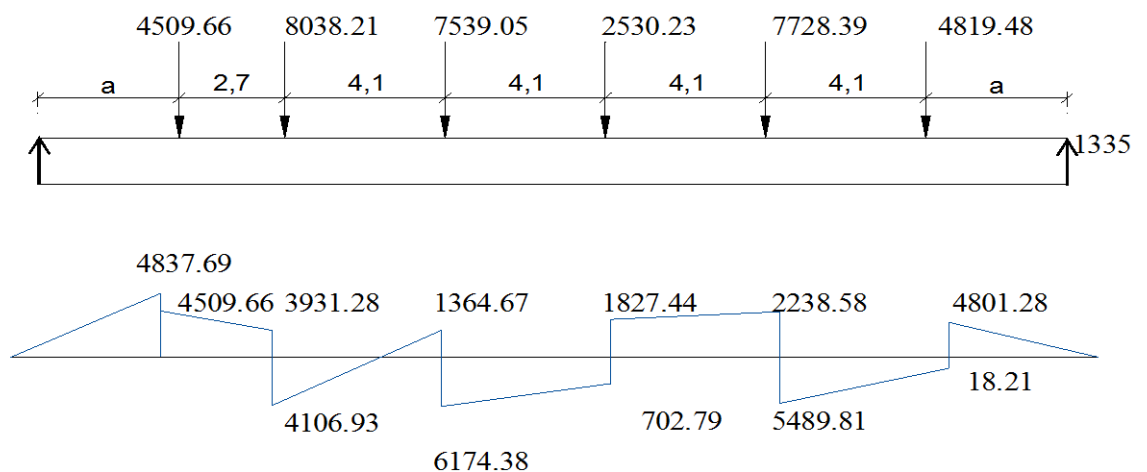
$$FQ_{15} = 7539.05 \text{ kg}$$

$$FQ_{16} = 2530.23 \text{ kg}$$

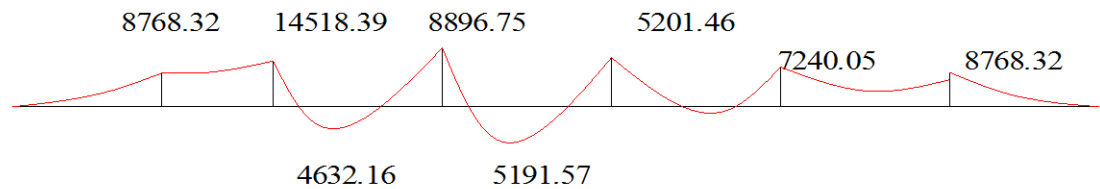
$$FQ_{17} = 7728.39 \text{ kg}$$

$$FQ_{18} = 4819.48 \text{ kg}$$

$$a' = a + b/2 = 3.625 \text{ m}$$



V=0 x1= 9.40 momento máximo positivo
V=0 x2= 15.05 momento máximo positivo



para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 8768.32 / 1.72 = 5094.17 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 14518.39 / 1.72 = 8434.82 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 8896.75 / 1.72 = 5168.79 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 5201.46 / 1.72 = 3021.92 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 7240.05 / 1.72 = 4206.29 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 8768.32 / 1.72 = 5094.17 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned} M(+) &= 4632.16 / 1.72 = 2691.17 \text{ kg/m} \\ M(+) &= 5191.57 / 1.72 = 3016.18 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{aligned} b &= 6.28 \text{ m} & f_{ck} &= 20000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} &= 0.67 \\ r &= 0.03 \text{ m} & f_{cd} &= 13333333.3 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} &= 0.33 \\ d &= 0.27 \text{ m} & f_{yk} &= 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} &= 0.460 \\ & & f_{yd} &= 36521739 \text{ kg/m}^2 & & \end{aligned}$$

$$M_d = 5094.17 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.008$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.031$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.0019 \text{ m}^2$$

$$A_s = 19.17 \text{ cm}^2$$

Armadura requerida

Usar: **20 Ø12 c/ 30cm**

Armadura mínima

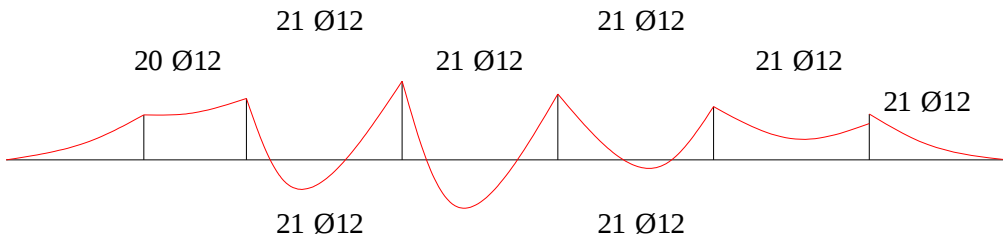
ω

Md (kg/m)	μ		As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
8434.82	0.014	0.031	19.17	Ø12	17	21	30
5168.79	0.008	0.0310	19.17	Ø12	17	21	30
3021.92	0.005	0.0310	19.17	Ø12	17	21	30
4206.29	0.007	0.0310	19.17	Ø12	17	21	30
5094.17	0.008	0.0310	19.17	Ø12	17	21	30

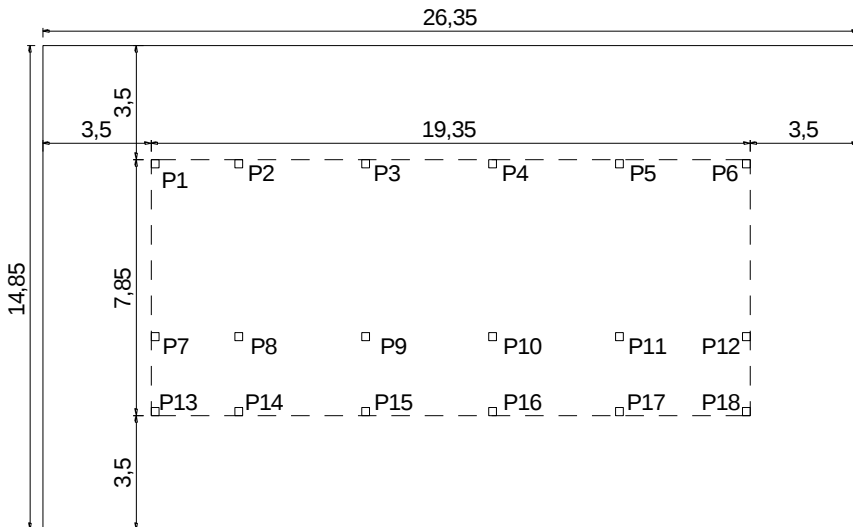
Momentos Positivos

 ω

Md (kg/m)	μ		As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
2691.17	0.004	0.0310	19.17	Ø12	10	21	30
3016.18	0.005	0.0310	19.17	Ø12	10	21	30



Detalle de losa de fundación en planta



3.3. Capacidad Portante del Suelo Mejorado

De acuerdo al estudio preliminar del material para realizar el mejoramiento de suelos aportan las siguientes características mecánicas:

Material de relleno: es un suelo granular GW o su similar A-1-a, este material tiene las características mecánicas de un buen material utilizado especialmente para capas base.

De acuerdo al análisis de mecánica de suelos se tiene que este material, en condiciones naturales cuenta con las siguientes características.

$$\text{Esfuerzo Admisible del Terreno} = 2.75 \text{ kg/cm}^2 = 27500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso específico} = 2.32 \text{ g/cm}^3 = 2320 \text{ kg/m}^3$$

De laboratorio se tiene como valor máximo alcanzado de:

$$\text{Densidad seca máxima} = 2.195 \text{ g/cm}^3 = 2195 \text{ kg/m}^3$$

Densidad máxima alcanzada con el contenido de humedad de 7.06 % de contenido de agua (ver Anexo I)

El valor aceptable de compactación en campo debe alcanzar el 90% o más de la densidad seca máxima determinada en laboratorio.

$$\text{Por lo que se densidad en campo esperado} = 2195 * 0.90 = \mathbf{1975.5 \text{ kg/m}^3}$$

$$\text{Esfuerzo admisible máximo esperado} = (1975.5/2195)*27500 = 24750 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Este valor se afecta por un coef. de seguridad} = 24750/1.5 = 16500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible máximo de diseño} = \mathbf{16500 \text{ kg/m}^2}$$

3.4. Cálculo de Cimentación de Zapatas Aisladas con Suelo Mejorado

Informacion Preliminar

Cargas que actuan en cada zapata

Carga Muertas			Carga Vivas			Carga M+V
Pilar	carga		Pilar	carga		kg
	Ton	kg		Ton	kg	
P1	9.23	9230	P1	0.22	220	9450
P2	16.73	16730	P2	2.32	2320	19050
P3	15.99	15990	P3	4.29	4290	20280
P4	20.69	20690	P4	4.48	4480	25170
P5	16.49	16490	P5	4.4	4400	20890
P6	12.31	12310	P6	1.81	1810	14120
P7	11.57	11570	P7	0.85	850	12420
P8	22.55	22550	P8	4.97	4970	27520
P9	23.31	23310	P9	8.06	8060	31370
P10	29.25	29250	P10	8.28	8280	37530
P11	24.13	24130	P11	8.33	8330	32460
P12	16.25	16250	P12	3.47	3470	19720
P13	2.04	2040	P13	0.58	580	2620
P14	3.44	3440	P14	1.23	1230	4670
P15	3.58	3580	P15	0.8	800	4380
P16	1.32	1320	P16	0.15	150	1470
P17	3.55	3550	P17	0.94	940	4490
P18	2.25	2250	P18	0.55	550	2800

Zapata P1

Carga Axial	9.45	Tn	=	9450	kg	
Momento X	0.02	Tn/m	=	20	kg/m	
Momento y	0.76	Tn/m	=	760	kg/m	
Esfuerzo Adm. Terreno	1.65	kg/cm2	=	16500	kg/m2	(Ens. SPT)
ck	200	kg/cm2	=	2000000	kg/m2	hormigón
yk	4200	kg/cm2	=	42000000	kg/m2	acero
Coef. ()	1.6	coef. de ponderacion de las acciones				
Coef. (c)	1.5	coef. de seguridad del hormigón				
Coef. (s)	1.15	coef. de seguridad del acero				
Peso específico H°	2400	kg/m3				
Sección del Pilar b=l	0.25	m				

En esta operación los momentos M_x y M_y no serán tomados en cuenta para un prediseño luego se hará la verificación con la acción de los momentos.

$$\sigma = \frac{N}{B * L} \leq 16500 \text{ kg/m}^2 \quad \text{si } L=B ; b=1$$

$$\sigma = \frac{9450}{B^2} \leq 16500$$

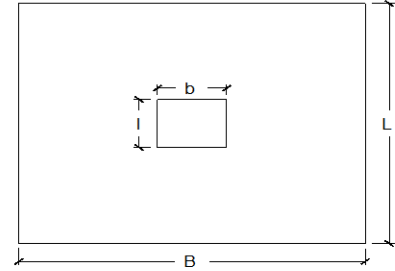
$$B = 0.76 \text{ m}$$

asumo :

$$B = 0.90 \text{ m}$$

$$L = 0.90 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 11666.7 \text{ kg/m}^2$$



Verificando con el peso de la zapata encontramos el canto "h" de la zapata

$$\sigma_t' = \frac{N}{B * L} + P_e * h = 16500 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{9450}{0.81} + \frac{2400}{1} * h = 16500$$

$$h = 2.01 \text{ m}$$

3.4.1. Diseño a Corte

Suponemos la zapata es flexible y mediante la comprobación cortante, se calculara "d"

$$Vd = \gamma_f * \sigma * L * \left(\frac{B - b}{2} - d \right) ; Vcu = f_{cv} * L * d ; Vd \leq Vcu$$

$$f_{cv} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \quad \text{donde} \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 133.33 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cv} = 5.77 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cv} = 57735.0 \quad \text{kg/m}^2$$

$$Vd = 23760 * (0.33 - d)$$

$$Vcu = 51961.5 * d$$

$$\text{Se tiene que cumplir : } Vd \leq Vcu$$

$$d \geq 0.10 \text{ m}$$

3.4.2. Diseño a Punzonamiento

Verificaremos a punzonamiento, para encontrar el canto útil " d "

$$V_{pd} = \gamma f \cdot \sigma_t \cdot (B \cdot L - (b + d) \cdot (l + d))$$

$$V_{pu} = S_p \cdot 2 \cdot f_{cv} \quad ; \quad S_p = d \cdot (2 \cdot b + 2 \cdot l + 4d) \quad ; \quad V_{pd} \leq V_{pu}$$

$$V_{pd} = 26400 \cdot (0.81 - (0.25 + d) \cdot (0.25 + d))$$

$$S_p = d \cdot (1 + 4d)$$

$$V_{pu} = d \cdot (1 + 4d) \cdot 115470.05$$

Se tiene que cumplir :

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

$$4d^2 + 1.03d - 0.17 \geq 0$$

$$d \geq 0.11 \text{ m}$$

De los resultados obtenidos del canto útil " d " de los anteriores analisis, se elige el valor más alto dedonde se puede establecer que:

$$d = 0.11 \text{ m}$$

y la altura total de la zapata sera:

$$h = d + r + \phi/2$$

$$h = 0.16 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

Una de las condiciones asumidas fue que la zapata es flexible, por lo que es necesario realizar la verificación de esta condición, por tanto el vuelo de la zapata es un parámetro que ayuda a esta verificación.

El vuelo de la zapata esta cada por:

$$V_{max} = \frac{B - b}{2} \quad ; \quad V_{max} > 2h$$

$$V_{max} = 0.33 \text{ m}$$

$$2h = 0.40 \text{ m}$$

Se tiene que cumplir :

$$V_{max} > 2h$$

$$0.33 > 0.40 \quad \text{ok!}$$

No cumple con la condicion de zapata flexible

Por lo que es necesario la verificación a cortante para el caso de una zapata rígida para el caso $V \leq 1.5 * L$

$$\text{se verifica : } 0.33 \leq 1.35 \quad \text{ok!}$$

Entonces:

$$Vd = \gamma f * \sigma t * \left(\frac{(L + l + d) * (B - b - d)}{4} \right) ; Vcu = 2 * fcv * d * (l + d) ; Vd \leq Vcu$$

$$Vd = 23760 \left(\frac{(1.15 + d) * (0.65 - d)}{4} \right)$$

$$Vcu = 115470 * d * (0.25 + d)$$

Se tiene que cumplir : $Vd \leq Vcu$

$$20.44 d^2 + 5.36 d - 0.75 \geq 0$$

$$d \geq 0.10 \quad \text{m}$$

y la altura total de la zapata sera:

$$h = d + r + \phi/2$$

$$h = 0.13 \quad \text{m}$$

$$h = 0.15 \quad \text{m}$$

Se adopta el valor maximo de los calculados:

$h = 0.20 \quad \text{m}$

3.4.3. Diseño a Flexión

Calculo del momento flector

$$Md = \frac{1}{2} * \gamma f * \frac{N}{L} * (m)^2$$

$m = v + 0.15 * b$ en el caso de pilar de hormigón

$$m = 0.36$$

$$Md = 1103.81 \text{ kg/m}$$

El momento reducido esta dado por:

$$\mu = \frac{Md}{\left(\frac{fck}{\gamma c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.0700$$

Con este valor del momento reducido μ se la cuantia ω recurre a tablas de Jimenez M. para la flexion, ver tabla en Anexo IIa

$$\text{con } \mu = 0.0700 \quad \text{de tabla se tiene} \quad \omega = 0.0739$$

Con cuantia se calcula la armadura requerida A_s

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.00028 \text{ m}^2$$

$A_s = 2.78 \text{ cm}^2$

2 $\varnothing 12$ c/ 37cm armadura requerida

Usar: 4 $\varnothing 12$ c/ 22.5cm armadura minima

3.4.4. Condicion de Adherencia

$$Vd = \gamma_f * \frac{N}{B} * (v + 0.15 * b) \quad ; \quad \tau_b = \frac{Vd}{0.9 * d * n * u} \quad ; \quad \tau_b \leq \tau_{bd} \quad ; \quad \tau_{bd} \cong \frac{\tau_{bu}}{1.6} * \sqrt{\left(\frac{f_{cd}}{225}\right)^2}$$

Para zapatas flexibles $V_{\max} \geq 2h$

$$Vd = 6090.00 \text{ kg}$$

$$\tau_b = 47.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 58.00 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que cumplir : $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$47.67 \leq 58.00 \text{ ok!}$$

Cumple con la condicion de adherencia

3.4.5. Condicion de Anclaje

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

Para $f_{ck} = 200 \text{ kg/cm}^2$ tiene $m = 14$ de Anexo Ib

$$l_b = 35.84 \text{ cm}$$

$$V \geq d + l_b + r$$

$$0.33 \geq 0.41 \text{ se debe colocar patillas}$$

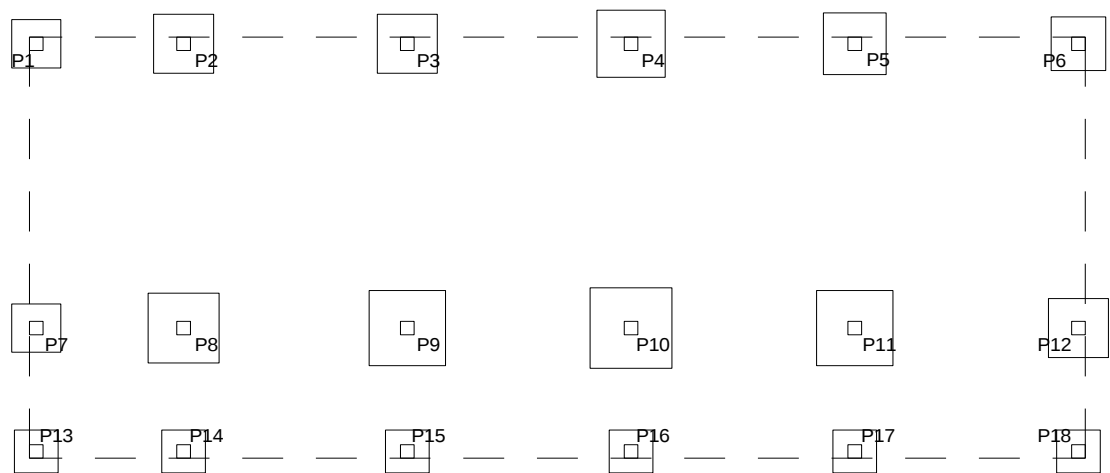
Longitud de patillas de anclaje esta dada por:

$$l'_b = \begin{cases} (1/3) * l_b & = & 11.9 & \text{cm} \\ 10 * \phi & = & 12.0 & \text{cm} \\ 15 \text{cm} & = & 15.0 & \text{cm} \end{cases}$$

$$l'_b = 15 \text{ cm}$$

Este procedimiento de calculo se repite para todas las demas zapatas a continuacion se presenta una cuadro de los resultados obtenidos considerando las mismas considerasciones anteriores

Zapata N°	Carga kg	Dimensiones		Espesor h	Armadura	
		B	L		x	y
P1	9450	0.90	0.90	0.20	4Ø12c/22.5	4Ø12c/22.5
P2	19050	1.10	1.10	0.20	5Ø12c/22	5Ø12c/22
P3	20280	1.10	1.10	0.20	5Ø12c/22	5Ø12c/22
P4	25170	1.25	1.25	0.25	7Ø12 c/20	7Ø12 c/20
P5	20890	1.15	1.15	0.20	5Ø12c/22	5Ø12c/22
P6	14120	1.00	1.00	0.20	5Ø12c/20	5Ø12c/20
P7	12420	0.90	0.90	0.20	4Ø12 c/22.5	4Ø12 c/22.5
P8	27520	1.30	1.30	0.25	6Ø12 c/22	6Ø12 c/22
P9	31370	1.40	1.40	0.25	7Ø12 c/20	7Ø12 c/20
P10	37530	1.50	1.50	0.30	9Ø12 c/17	9Ø12 c/17
P11	32460	1.40	1.40	0.30	7Ø12 c/20	7Ø12 c/20
P12	19720	1.10	1.10	0.20	5Ø12 c/22	5Ø12 c/22
P13	2620	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20
P14	4670	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20
P15	4380	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20
P16	1470	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20
P17	4490	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20
P18	2800	0.80	0.80	0.20	4Ø12 c/20	4Ø12 c/20



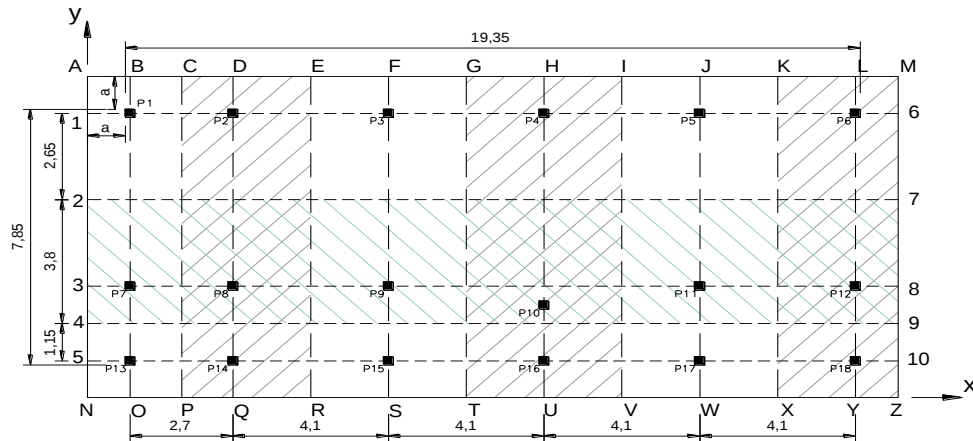
3.5. Cálculo Manual de Losa de Cimentación con Suelo Mejorado

Informacion Preliminar

Datos

L = 19.35m

B = 7.85m



Carga Muertas			Carga Vivas			Carga M+V
Pilar	carga		Pilar	carga		kg
	Ton	kg		Ton	kg	
P1	9.23	9230	P1	0.22	220	9450
P2	16.73	16730	P2	2.32	2320	19050
P3	15.99	15990	P3	4.29	4290	20280
P4	20.69	20690	P4	4.48	4480	25170
P5	16.49	16490	P5	4.4	4400	20890
P6	12.31	12310	P6	1.81	1810	14120
P7	11.57	11570	P7	0.85	850	12420
P8	22.55	22550	P8	4.97	4970	27520
P9	23.31	23310	P9	8.06	8060	31370
P10	29.25	29250	P10	8.28	8280	37530
P11	24.13	24130	P11	8.33	8330	32460
P12	16.25	16250	P12	3.47	3470	19720
P13	2.04	2040	P13	0.58	580	2620
P14	3.44	3440	P14	1.23	1230	4670
P15	3.58	3580	P15	0.8	800	4380
P16	1.32	1320	P16	0.15	150	1470
P17	3.55	3550	P17	0.94	940	4490
P18	2.25	2250	P18	0.55	550	2800

Total cargas muertas = 234680 kg

Total cargas Vivas = 55730 kg

Carga total de servicio = 290410 kg

3.5.1. Dimensiones de la losa de fundación y propiedades geométricas

$$\begin{aligned}
 L &= 20.85 & \text{m} \\
 B &= 9.35 & \text{m} \\
 \text{Área} &= 194.95 & \text{m}^2 \\
 X_{cg} &= 10.43 & \text{m} \\
 Y_{cg} &= 4.68 & \text{m} \\
 I_x &= 7062.3387 & \text{m} \\
 I_y &= 1420.23 & \text{m} \\
 a &= 0.75 & \text{m} \quad \text{sobre ancho de la losa}
 \end{aligned}$$

Calculo de la excentricidad (e_x , e_y)

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} ; \quad e_x = x' - L/2$$

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} ; \quad e_y = y' - H/2$$

$$X' = 10.47 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_x = 0.04 \text{ m}$$

$$y' = 5.00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_y = 0.33 \text{ m}$$

Calculo de la presión sobre el suelo " q "

$$M_x = Q \cdot e_y = 94884.00 \text{ kg/m}$$

$$M_y = Q \cdot e_x = 12813.50 \text{ kg/m}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$q = 1489.68 \pm 9.02 \, x \pm 13.44 \, y$$

Punto	Q/A	x(m)	± 9.02	y(m)	$\pm 13.44 \, y$	q = kg/m2
A	1489.68	-10.47	-94.45	4.35	58.42	1453.65
B	1489.68	-9.59	-86.56	4.35	58.42	1461.54
C	1489.68	-8.24	-74.38	4.35	58.42	1473.72
D	1489.68	-6.89	-62.20	4.35	58.42	1485.90
E	1489.68	-4.84	-43.70	4.35	58.42	1504.40
F	1489.68	-2.79	-25.21	4.35	58.42	1522.89
G	1489.68	-0.74	-6.71	4.35	58.42	1541.39
H	1489.68	1.31	11.78	4.35	58.42	1559.88
I	1489.68	3.36	30.28	4.35	58.42	1578.38
J	1489.68	5.41	48.77	4.35	58.42	1596.88
K	1489.68	7.46	67.27	4.35	58.42	1615.37
L	1489.68	9.51	85.76	4.35	58.42	1633.87
M	1489.68	10.38	93.66	4.35	58.42	1641.76
N	1489.68	-10.47	-94.45	-5.00	-67.20	1328.03
O	1489.68	-9.59	-86.56	-5.00	-67.20	1335.92
P	1489.68	-8.24	-74.38	-5.00	-67.20	1348.10
Q	1489.68	-6.89	-62.20	-5.00	-67.20	1360.28
R	1489.68	-4.84	-43.70	-5.00	-67.20	1378.78
S	1489.68	-2.79	-25.21	-5.00	-67.20	1397.28
T	1489.68	-0.74	-6.71	-5.00	-67.20	1415.77
U	1489.68	1.31	11.78	-5.00	-67.20	1434.27
V	1489.68	3.36	30.28	-5.00	-67.20	1452.76
W	1489.68	5.41	48.77	-5.00	-67.20	1471.26
X	1489.68	7.46	67.27	-5.00	-67.20	1489.75
Y	1489.68	9.51	85.76	-5.00	-67.20	1508.25
Z	1489.68	10.38	93.66	-5.00	-67.20	1516.14
A'	1489.68	-10.47	-94.45	4.35	58.42	1453.65
B'	1489.68	-10.47	-94.45	1.48	19.84	1415.07
C'	1489.68	-10.47	-94.45	-1.83	-24.54	1370.69
D'	1489.68	-10.47	-94.45	-2.98	-39.99	1355.24
E'	1489.68	-10.47	-94.45	-4.13	-55.44	1339.79
F'	1489.68	10.38	93.66	4.35	58.42	1641.76
G'	1489.68	10.38	93.66	1.48	19.84	1603.18
H'	1489.68	10.38	93.66	-1.83	-24.54	1558.80
I'	1489.68	10.38	93.66	-2.98	-39.99	1543.35
J'	1489.68	10.38	93.66	-4.13	-55.44	1527.90

La presión del suelo en todos los puntos es menor al valor de la presión admisible del terreno de 1650 kg/m2

3.5.2. Cálculo del espesor de la losa

Para este cálculo se considera los valores más altos de cada tipo de zapata
Zapata de esquina:

$$U = 1,4 * CM + 1,7 * CV$$

$$U = 20311 \text{ kg}$$

$$b_o = 0.25 + d/2 + 0.25 + d/2$$

$$b_o = 0.5 + d$$

$$\phi = 0.85$$

$$U = b_o d \left[\phi (0.34) \sqrt{f'_c} \right]$$

$$0.20 = (0.5 + d) * d * (0.85 * 0.34 \sqrt{20})$$

$$d^2 + 0.5 * d - 0.16 = 0$$

$$d = 0.22 \text{ m}$$

$$h = d + r + \phi/2 =$$

$$h = 0.25 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

Zapata medianera:

$$U = 36582 \text{ kg}$$

$$b_o = 2 * (0.25 + d/2) + 0.25 + d = 0.75 + 2d$$

$$\phi = 0.85$$

$$0.37 = (0.75 + 2d) * d * (0.85 * 0.34 \sqrt{20})$$

$$2d^2 + 0.75 * d - 0.28 = 0$$

$$d = 0.23 \text{ m}$$

$$h = d + r + \phi/2 =$$

$$h = 0.25 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

Zapata central:

$$U = 55026 \text{ kg}$$

$$b_p = 4 * (0.25 + d/2 + 0.25 + d/2) = 2 + 4d$$

$$= 0.85$$

$$0.55 = (2 + 4d) * d * (0.85 * 0.34 \sqrt{20})$$

$$4d^2 + 2 * d - 0.43 = 0$$

$$d = \frac{\emptyset}{2} = 0.16 \text{ m}$$

$$h = d + r + \frac{\emptyset}{2} =$$

$$h = 0.20 \text{ m} \quad \text{Altura de losa}$$

De los tres resultados calculo dados se escoge el máximo valor, entonces la altura final de la losa será:

$h = 0.25 \text{ m}$

De las franjas de la losa divididas en horizontales y verticales se calcula las reacciones promedio del suelo en los extremos de cada franja con la tabla obtenida.

Franjas Verticales:

Franja ABC/NOP

$$q_1 = \frac{q_A + q_B + q_C}{3} = 1462.97 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_N + q_O + q_P}{3} = 1337.35 \text{ kg/m}^2$$

Franja CDE/PQR

$$q_1 = \frac{q_C + q_D + q_E}{3} = 1488.01 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_P + q_Q + q_R}{3} = 1362.39 \text{ kg/m}^2$$

Franja EFG/RST

$$q_1 = \frac{q_E + q_F + q_G}{3} = 1522.89 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_R + q_S + q_T}{3} = 1397.28 \text{ kg/m}^2$$

Franja GHI/TUV

$$q_1 = \frac{q_G + q_H + q_I}{3} = 1559.88 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_T + q_U + q_V}{3} = 1434.27 \text{ kg/m}^2$$

Franja IJK/VWX

$$q_1 = \frac{q_I + q_J + q_K}{3} = 1596.88 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_V + q_W + q_X}{3} = 1471.26 \text{ kg/m}^2$$

Franja KLM/XYZ

$$q_1 = \frac{q_K + q_L + q_M}{3} = 1630.33 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_X + q_Y + q_Z}{3} = 1504.71 \text{ kg/m}^2$$

Realizando $\sum F_v = 0$

Reacción del suelo para la franja ABC/NOP	=	29128.64	kg
Reacción del suelo para la franja CDE/PQR	=	45307.08	kg
Reacción del suelo para la franja EFG/RST	=	55972.34	kg
Reacción del suelo para la franja GHI/TUV	=	57390.38	kg
Reacción del suelo para la franja IJK/VWX	=	58808.42	kg
Reacción del suelo para la franja KLM/XYZ	=	42869.79	kg
Total	=	289476.65	kg

Este valor igual a la carga de servicio de 290410 kg

3.5.3. Calculo de Armadura Vertical de la Losa

Refuerzo en cada franja de acuerdo al diagrama de corte y momentos flectores.

Franjas Verticales:

Franja ABC/NOP

$$q_{prom} = \frac{1462.97 + 1337.35}{2} = 1400.16 \text{ kg/m}^2$$

$$Q1 = 9450 \text{ kg}$$

$$Q2 = 12420 \text{ kg}$$

$$Q3 = 2620 \text{ kg}$$

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

$$Carga\ promedio = 26809.32 \text{ kg}$$

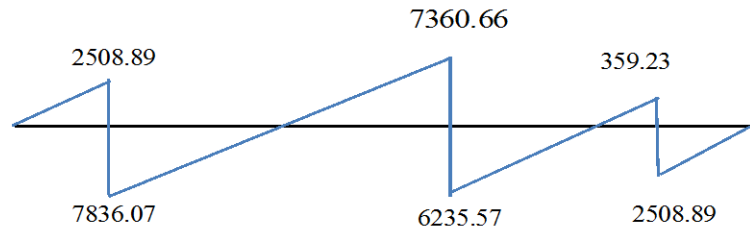
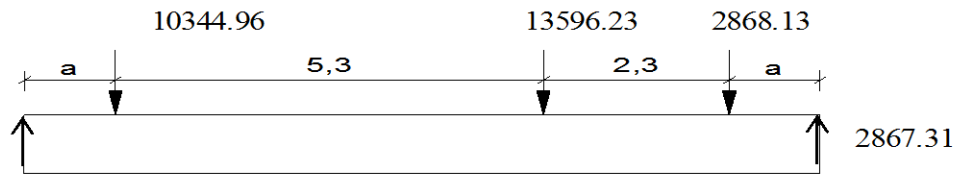
$$q_{prom(mod)} = 1288.68 \text{ kg/m}^2$$

$$FQ1 = 10344.96 \text{ kg}$$

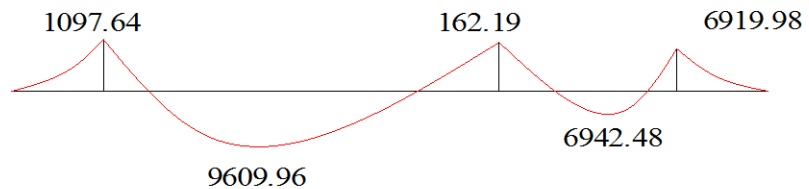
$$FQ2 = 13596.23 \text{ kg}$$

$$\text{Factor de carga} = 1.09$$

$$FQ3 = 2868.13 \text{ kg}$$



$V=0$ $x_1= 3.61$ momento máximo positivo
 $V=0$ $x_2= 8.35$ momento máximo positivo



para la disposicion de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de $\varnothing 12$ c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 1097.64 / 1.09 = 1002.68 \quad \text{kg/m} \\
 M(-) &= 162.19 / 1.09 = 148.15 \quad \text{kg/m} \\
 M(-) &= 6919.98 / 1.09 = 6321.32 \quad \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 9609.96 / 1.09 = 8778.58 \quad \text{kg/m} \\
 M(+) &= 6942.48 / 1.09 = 6341.87 \quad \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{aligned}
 b &= 2.23 \text{ m} & f_{ck} &= 2000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} &= 0.668 \\
 r &= 0.03 \text{ m} & f_{cd} &= 1333333.3 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} &= 0.332 \\
 d &= 0.22 \text{ m} & f_{yk} &= 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} &= 0.460 \\
 & & f_{yd} &= 36521739 \text{ kg/m}^2 & &
 \end{aligned}$$

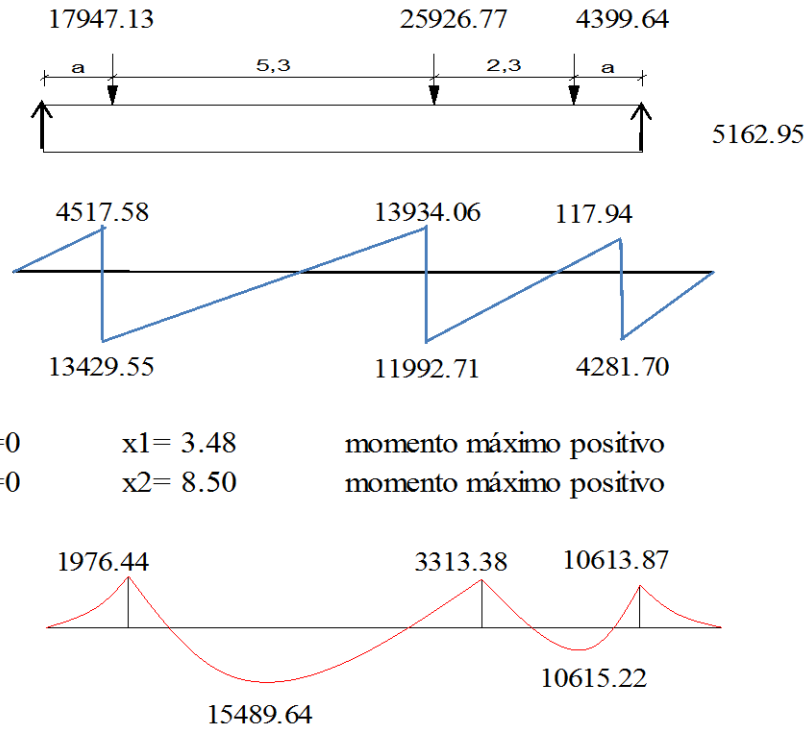
$$M_d = 1002.68 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.007$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.031$$



para la disposicion de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 1976.44 / 0.94 = 2097.89 \quad \text{kg/m} \\ M(-) &= 3313.38 / 0.94 = 3516.99 \quad \text{kg/m} \\ M(-) &= 10613.87 / 0.94 = 11266.11 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned} M(+) &= 15489.64 / 0.94 = 16441.50 \quad \text{kg/m} \\ M(+) &= 10615.22 / 0.94 = 11267.54 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{aligned} b &= 3.40 \text{ m} & f_{ck} &= 20000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} &= 0.7 \\ r &= 0.03 \text{ m} & f_{cd} &= 13333333.33 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} &= 0.3 \\ d &= 0.22 \text{ m} & f_{yk} &= 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} &= 0.46 \\ & & f_{yd} &= 36521739.1 \text{ kg/m}^2 & & \end{aligned}$$

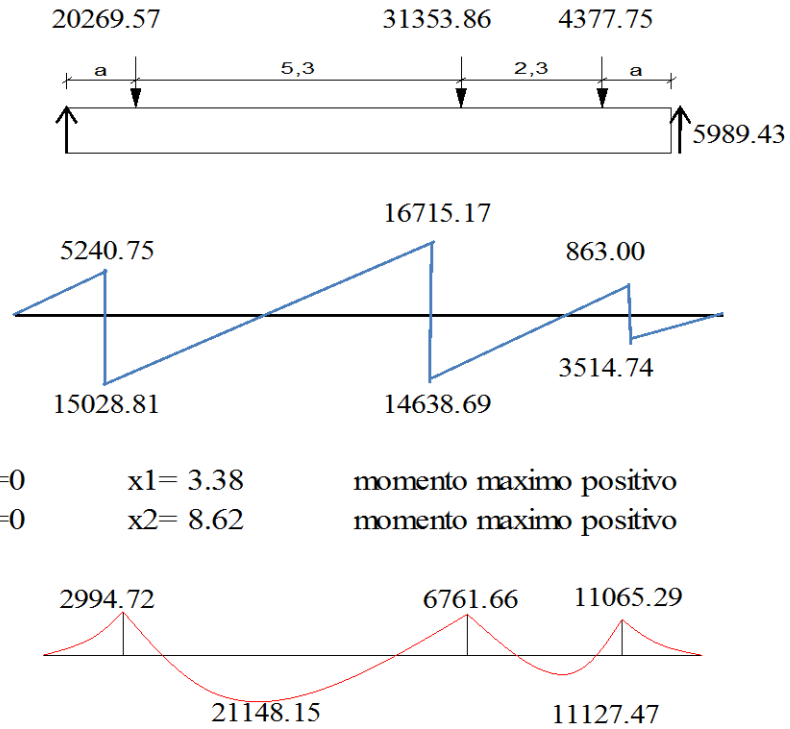
$$M_d = 2097.89 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.010$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.031$$



V=0 x1= 3.38 momento maximo positivo
V=0 x2= 8.62 momento maximo positivo

para la disposición de armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectara el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 2994.72 / 0.999 = 2996.26 \quad \text{kg/m} \\ M(-) &= 6761.66 / 0.999 = 6765.14 \quad \text{kg/m} \\ M(-) &= 11127.47 / 0.999 = 11133.20 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned} M(+) &= 21148.15 / 0.999 = 21159.04 \quad \text{kg/m} \\ M(+) &= 11127.47 / 0.999 = 11133.20 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b=	4.10	m	f _{ck} =	20000000	kg/m ²	x _{lim} =	0.7
r=	0.03	m	f _{cd} =	1333333.33	kg/m ²	μ _{lim} =	0.3
d=	0.22	m	f _{yk} =	42000000	kg/m ²	ω _{lim} =	0.46
			f _{yd} =	36521739.1	kg/m ²		

$$M_d = 2996.26 \quad \text{kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.011$$

la cuánta ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.031$$

La armadura requerida sera:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.00102 \text{ m}^2$$

$$A_s = 10.21 \text{ cm}^2$$

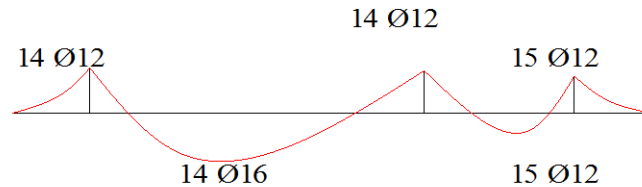
Armadura requerida

Usar: **14 Ø 12 c/ 30cm**

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
6765.14	0.026	0.0310	10.21	Ø12	9	14	30
11133.20	0.042	0.0522	17.19	Ø12	15	15	25

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
21159.04	0.080	0.0849	27.96	Ø16	14	14	30
11133.20	0.042	0.0522	17.19	Ø12	15	15	25



Franja GHI/TUV

$$q_{prom} = \frac{1559.88 + 1434.27}{2} = 1497.08 \text{ kg}$$

$$Q_1 = 25170 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 37530 \text{ kg}$$

$$Q_3 = 1470 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = 60780.19 \text{ kg}$$

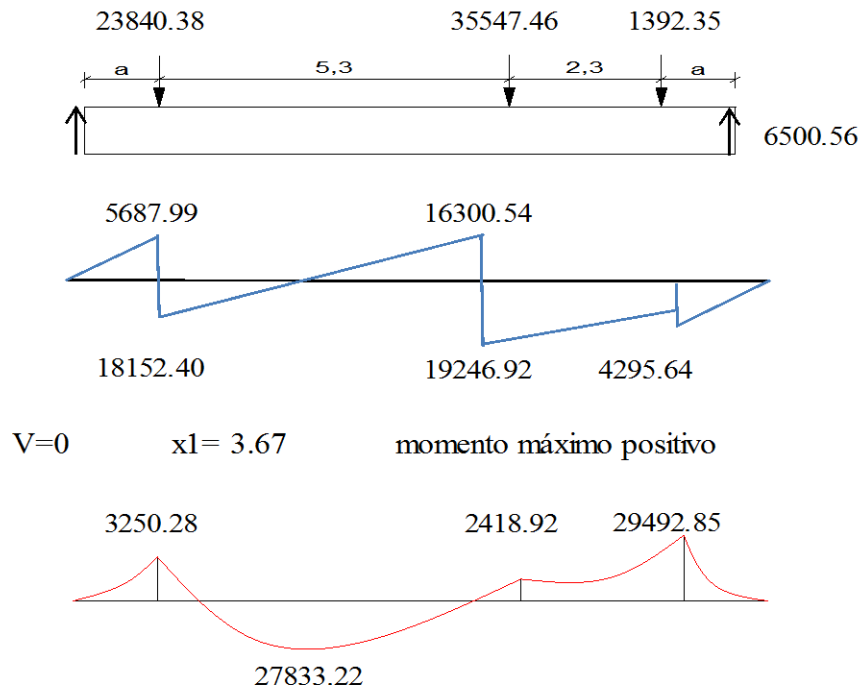
$$q_{prom(mod)} = 1585.50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.95$$

$$FQ_1 = 23840.38 \text{ kg}$$

$$FQ_2 = 35547.46 \text{ kg}$$

$$FQ_3 = 1392.35 \text{ kg}$$



para la disposicion de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 3250.28 / 0.95 = 3431.55 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 2418.92 / 0.95 = 2553.82 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 29492.85 / 0.95 = 31137.72 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 27833.22 / 0.95 = 29385.52 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al calculo de la armadura

b=	4.10	m	f _{ck} =	2000000	kg/m ²	x _{lim} =	0.7
r=	0.03	m	f _{cd} =	1333333.33	kg/m ²	μ _{lim} =	0.3
d=	0.22	m	f _{yk} =	42000000	kg/m ²	ω _{lim} =	0.46
			f _{yd} =	36521739.1	kg/m ²		
M _d =	3431.55	kg/m					

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.013$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde ω = 0.031

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0010 \quad \text{m}^2$$

$$A_s = 10.21 \quad \text{cm}^2$$

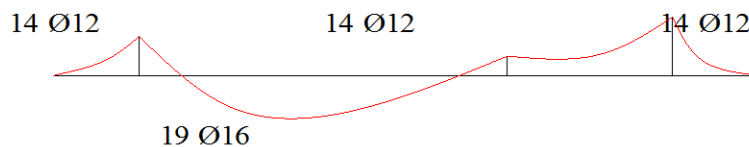
Armadura requerida

Usar: **14 Ø 12** c/ **30cm** Armadura mínima

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
2553.82	0.010	0.0310	10.21	Ø12	9	14	30
31137.72	0.118	0.1306	43.01	Ø12	38	14	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(re q)	Nºb(min)	Esp. (cm)
29385.52	0.111	0.1189	39.15	Ø16	19	19	20



Franja IJK/VWX

$$q_{prom} = \frac{1596.88 + 1471.26}{2} = 1534.07 \text{ kg}$$

$$Q1 = 20890 \text{ kg}$$

$$Q2 = 32460 \text{ kg}$$

$$Q3 = 4490 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = 58324.21 \text{ kg}$$

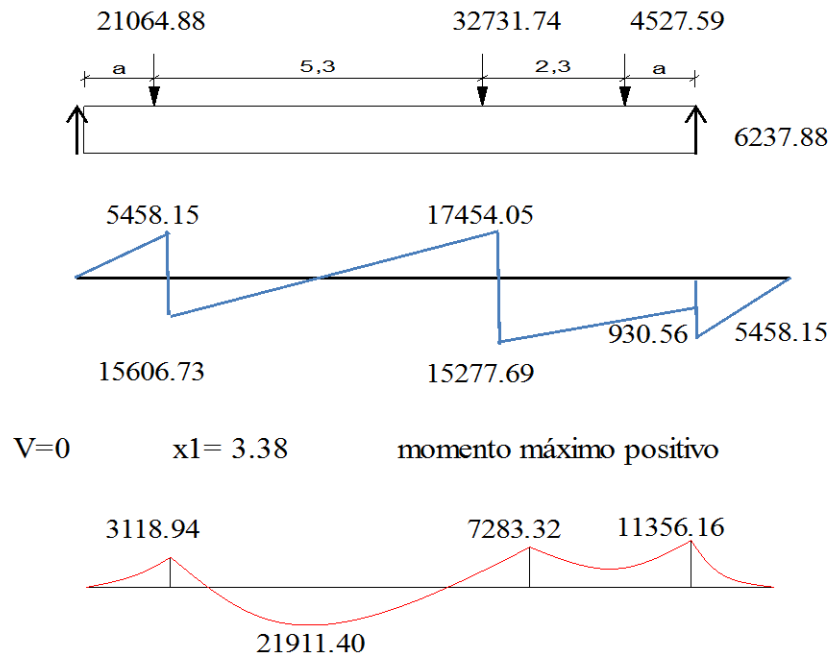
$$q_{prom(mod)} = 1521.43 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.01$$

$$FQ1 = 21064.88 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 32731.74 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 4527.59 \text{ kg}$$



para la disposicion de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 3118.94 / 1.01 = 3093.05 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 7283.32 / 1.01 = 7222.86 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 11356.16 / 1.01 = 11261.89 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 21911.40 / 1.01 = 21729.49 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al calculo de la armadura

b=	4.10	m	f _{ck} =	20000000	kg/m ²	x _{lim} =	0.7
r=	0.03	m	f _{cd} =	13333333.33	kg/m ²	μ _{lim} =	0.3
d=	0.22	m	f _{yk} =	42000000	kg/m ²	ω _{lim} =	0.46
			f _{yd} =	36521739.1	kg/m ²		
Md=	3093.05	kg/m					

$$\mu = \frac{Md}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.012$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde ω = 0.031

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0010 \text{ m}^2$$

$$A_s = 10.21 \text{ cm}^2$$

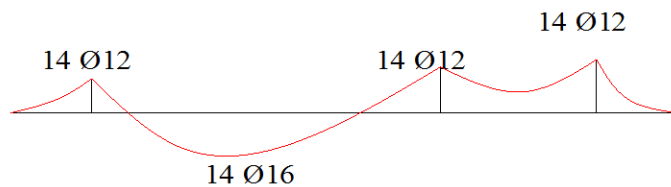
Armadura requerida

Usar: **14 Ø 12** c/ **30cm** Armadura mínima

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
7222.86	0.027	0.0310	10.21	Ø 12	9	14	30
11261.89	0.043	0.0415	13.67	Ø 12	12	14	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ		$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp.
21729.49	0.082	0.0849	27.96	Ø 16	14	14	30



Franja KLM/XYZ

$$q_{prom} = \frac{1630.33 + 1504.71}{2} = 1567.52$$

$$Q1 = 14120 \text{ kg}$$

$$Q2 = 19720 \text{ kg}$$

$$Q3 = 2800 \text{ kg}$$

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

$$Carga \text{ promedio} = 39754.90 \text{ kg}$$

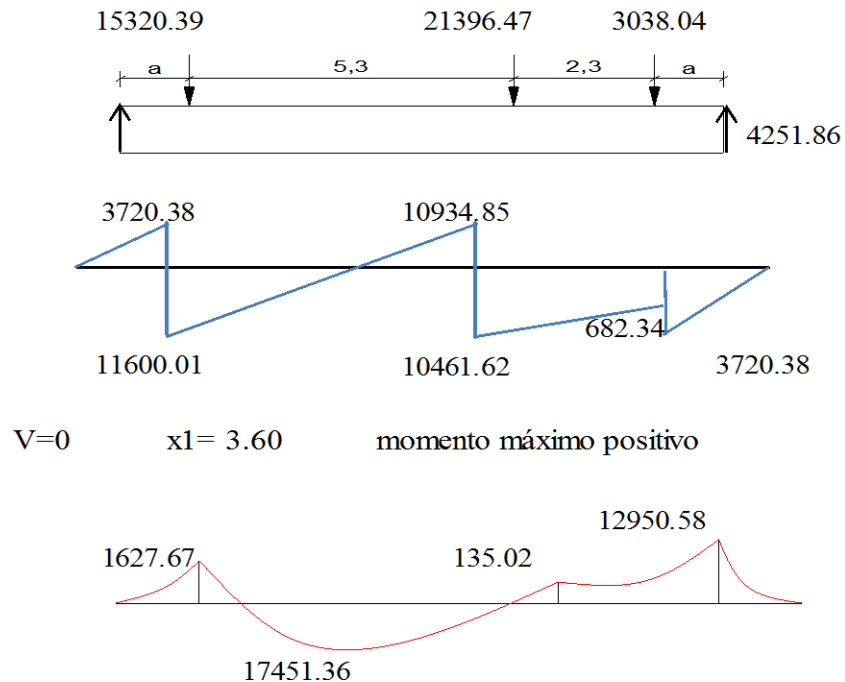
$$q_{prom(mod)} = 1453.63 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.09$$

$$FQ1 = 15320.39 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 21396.47 \text{ kg}$$

$$FQ3 = 3038.04 \text{ kg}$$



para la disposición de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

$$\begin{aligned} M(-) &= 1627.67 / 1.09 = 1500.13 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 135.02 / 1.09 = 124.44 \text{ kg/m} \\ M(-) &= 12950.58 / 1.09 = 11935.87 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$M(+) = 17451.36 / 1.09 = 16084.00 \text{ kg/m}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

b=	2.93	m	f _{ck} =	2000000	kg/m ²	x _{lim} =	0.7
r=	0.03	m	f _{cd} =	1333333.33	kg/m ²	μ _{lim} =	0.3
d=	0.22	m	f _{yk} =	42000000	kg/m ²	ω _{lim} =	0.46
			f _{yd} =	36521739.1	kg/m ²		

$$M_d = 1500.13 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.008$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.031$$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right)$$

$$A_s = 0.0007 \text{ m}^2$$

$$A_s = 7.28 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \varnothing 12$$

Armadura requerida

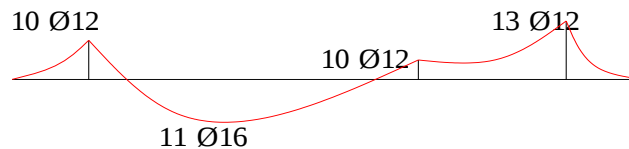
Usar: 10 $\varnothing 12$ c/ 30cm

Armadura mínima

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp (cm)
124.44	0.001	0.0310	7.28	Ø12	6	10	30
11935.87	0.063	0.0630	14.80	Ø12	13	13	22

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp (cm)
16084.00	0.085	0.0945	22.20	Ø16	11	11	25



Terminado el cálculo y armado de la enfierradura de las franjas verticales, procedemos de igual manera al cálculo de y armado de la enfierradura de las franjas horizontales, por lo que solo se detallará la armadura en cada franja horizontal

3.5.4. Cálculo de la Armadura Horizontal de la Losa

Franjas Horizontales:

Franja AA'B'/MF'G'

$$q_1 = \frac{q_A + q_{A'} + q_{B'}}{3} = 1440.79 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_M + q_{F'} + q_{G'}}{3} = 1628.90 \text{ kg/m}^2$$

Franja B'C'D'/G'H'I'

$$q_1 = \frac{q_B + q_C + q_D}{3} = 1380.33 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_G + q_{H'} + q_{I'}}{3} = 1568.44 \text{ kg/m}^2$$

Franja D'E'N/T'J'Z

$$q_1 = \frac{q_D + q_E + q_N}{3} = 1341.02 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \frac{q_I + q_J + q_Z}{3} = 1529.13 \text{ kg/m}^2$$

Realizando $\sum F_v = 0$

Reacción del suelo para la Franja AA'B'/MF'G'	112805.36
Reacción del suelo para la franja Franja B'C'D'/G'HT'	= 116815.65
Reacción del suelo para la franja Franja D'E'N/T'J'Z	= <u>60590.58</u>
Total	= 290211.59 kg

Este valor es próximo a la carga de servicio de 290410 kg

3.5.4. Calculo de Armadura Vertical de la Losa

Refuerzo en cada franja de acuerdo al diagrama de corte y momentos flectores.

Franjas Horizontales:

Franja AA'B'/MF'G'

$$q_{prom} = \frac{1440.79 + 1628.90}{2} = 1534.85 \text{ kg/m}^2$$

$$Q1 = 9450 \text{ kg}$$

$$Q2 = 19050 \text{ kg}$$

$$Q3 = 20280 \text{ kg}$$

$$Q4 = 25170 \text{ kg}$$

$$Q5 = 20890 \text{ kg}$$

$$Q6 = 14120 \text{ kg}$$

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

$$Carga\ promedio = 110882.7 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 1508.68 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.02$$

$$FQ1 = 9616.75 \text{ kg}$$

$$FQ2 = 19386.15 \text{ kg}$$

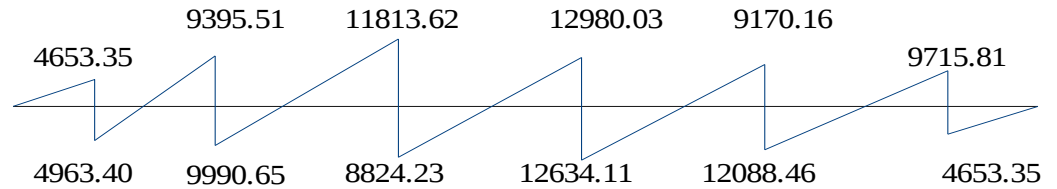
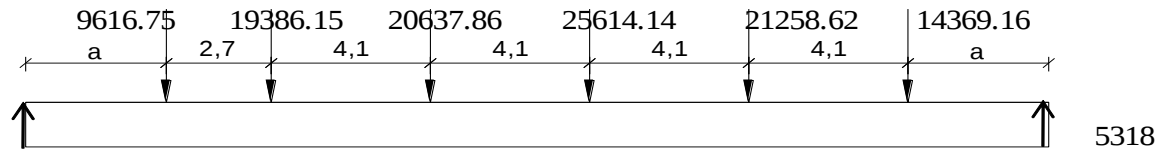
$$FQ3 = 20637.86 \text{ kg}$$

$$FQ4 = 25614.14 \text{ kg}$$

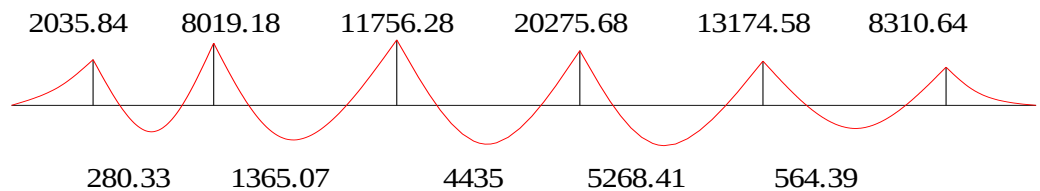
$$FQ5 = 21258.62 \text{ kg}$$

$$FQ6 = 14369.16 \text{ kg}$$

$$a' = a + b/2 = 0.875 \text{ m}$$



V=0	x1= 1.81	momento máximo positivo
V=0	x2= 5.45	momento máximo positivo
V=0	x3= 9.33	momento máximo positivo
V=0	x4= 14.15	momento máximo positivo
V=0	x5= 18.15	momento máximo positivo



para la disposición de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

M(-)	=	2035.84 / 1.02	=	2000.54	kg/m
M(-)	=	8019.18 / 1.02	=	7880.13	kg/m
M(-)	=	11756.28 / 1.02	=	11552.43	kg/m
M(-)	=	20275.68 / 1.02	=	19924.10	kg/m
M(-)	=	13174.58 / 1.02	=	12946.14	kg/m
M(-)	=	8310.64 / 1.02	=	8166.54	kg/m

Momentos Positivos

M(+)	=	280.33 / 1.02	=	275.47	kg/m
M(+)	=	1365.07 / 1.02	=	1341.40	kg/m
M(+)	=	4435.35 / 1.02	=	4358.44	kg/m
M(+)	=	5268.41 / 1.02	=	5177.06	kg/m
M(+)	=	564.39 / 1.02	=	554.61	kg/m

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{aligned} b &= 3.525 \text{ m} & f_{ck} &= 20000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} &= 0.7 \\ r &= 0.03 \text{ m} & f_{cd} &= 1333333.33 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} &= 0.3 \\ d &= 0.22 \text{ m} & f_{yk} &= 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} &= 0.46 \\ & & f_{yd} &= 36521739.1 \text{ kg/m}^2 \\ M_d &= 2000.54 \text{ kg/m} \\ \mu &= \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2} & \mu &= 0.009 \end{aligned}$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.031$

La armadura requerida será:

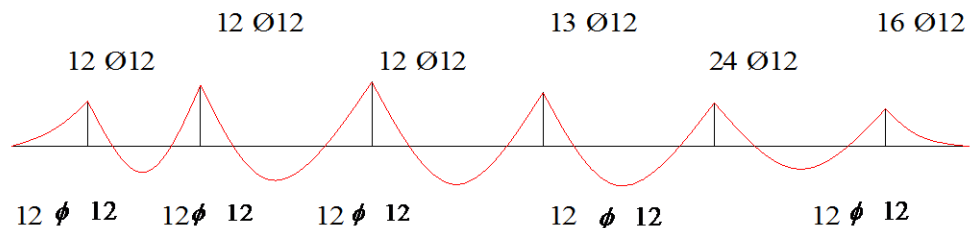
$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$A_s = 0.0009 \text{ m}^2$
 $A_s = 8.78 \text{ cm}^2$
 Usar: **12 Ø16 c/ 30cm** Armadura requerida
 Armadura mínima

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
2000.54	0.009	0.031	8.78	Ø12	8	12	30
7880.13	0.035	0.0415	11.75	Ø12	10	12	30
11552.43	0.051	0.0522	14.78	Ø12	13	13	27
19924.10	0.088	0.0945	26.75	Ø12	24	24	15
12946.14	0.057	0.0630	17.84	Ø12	16	16	22
8166.54	0.036	0.0415	11.75	Ø12	10	12	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
275.47	0.001	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30
1341.40	0.006	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30
4358.44	0.019	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30
5177.06	0.023	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30
554.61	0.002	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30



Franja B'C'D'/G'H'I'

$$q_{prom} = \frac{1380.33 + 1568.44}{2} = 1474.39 \text{ kg/m}^2$$

$$Q7 = 12420 \text{ kg}$$

$$Q8 = 27520 \text{ kg}$$

$$Q9 = 31370 \text{ kg}$$

$$Q10 = 37530 \text{ kg}$$

$$Q11 = 32460 \text{ kg}$$

$$Q12 = 19720 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

$$Carga \text{ promedio} = 138917.8 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 1712.29 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 0.86$$

$$FQ7 = 10715.19 \text{ kg}$$

$$FQ8 = 23742.51 \text{ kg}$$

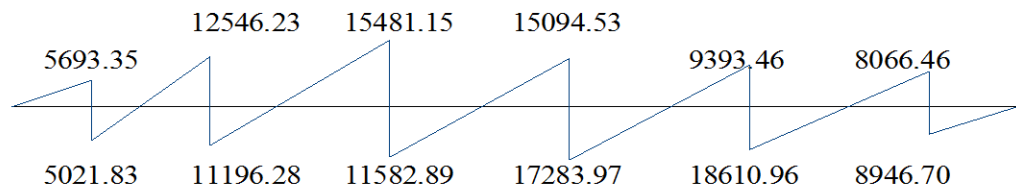
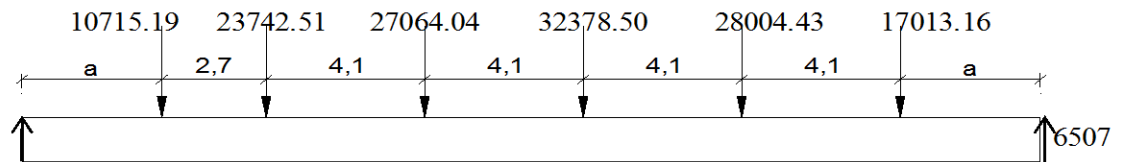
$$FQ9 = 27064.04 \text{ kg}$$

$$FQ10 = 32378.50 \text{ kg}$$

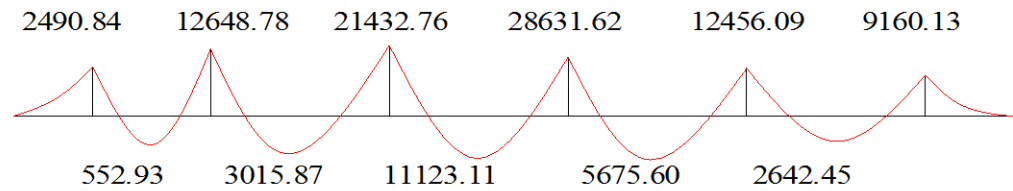
$$FQ11 = 28004.43 \text{ kg}$$

$$FQ12 = 17013.16 \text{ kg}$$

$$a' = a + b/2 = 0.875 \text{ m}$$



V=0	x1= 1.65	momento máximo positivo
V=0	x2= 5.30	momento máximo positivo
V=0	x3= 9.46	momento máximo positivo
V=0	x3= 14.43	momento máximo positivo
V=0	x3= 18.74	momento máximo positivo



para la disposición de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

/

$$\begin{aligned}
 M(-) &= 2490.84 / 0.86 = 2887.14 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 12648.78 / 0.86 = 14661.23 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 21432.76 / 0.86 = 24842.77 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 28631.62 / 0.86 = 33186.99 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 12456.09 / 0.86 = 14378.89 \text{ kg/m} \\
 M(-) &= 9160.13 / 0.86 = 10617.53 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Momentos Positivos

$$\begin{aligned}
 M(+) &= 552.93 \cdot 0.86 = 640.90 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 3015.87 / 0.86 = 3495.70 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 11123.11 \cdot 0.86 = 12892.82 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 5675.60 / 0.86 = 6578.60 \text{ kg/m} \\
 M(+) &= 2642.45 \cdot 0.86 = 3062.87 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{array}{lll}
 b = & 3.8 & \text{m} \\
 r = & 0.03 & \text{m} \\
 d = & 0.22 & \text{m} \\
 f_{ck} = & 20000000 & \text{kg/m}^2 \\
 f_{cd} = & 1333333.33 & \text{kg/m}^2 \\
 f_{yk} = & 42000000 & \text{kg/m}^2 \\
 f_{yd} = & 36521739.1 & \text{kg/m}^2
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 x_{lim} = 0.7 \\
 \mu_{lim} = 0.3 \\
 \omega_{lim} = 0.46
 \end{array}$$

$$M_d = 2887.14 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2}$$

$$\mu = 0.012$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.

$$\text{de donde } \omega = 0.031$$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

$$A_s = 0.0009 \text{ m}^2$$

$$A_s = 9.46 \text{ cm}^2$$

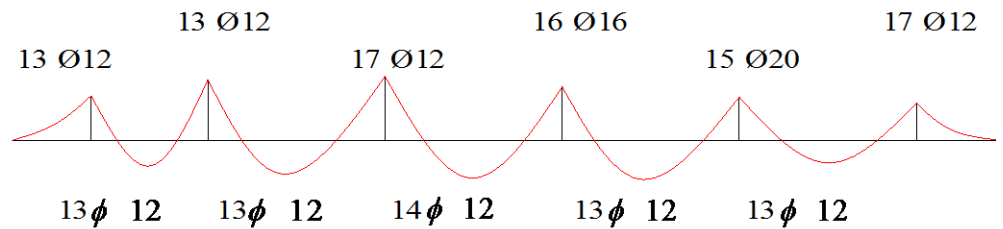
Armadura requerida

Usar: **13 Ø16 c/ 30cm** Armadura mínima

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp.
2887.14	0.012	0.031	9.46	Ø12	8	13	30
14661.23	0.060	0.0630	19.23	Ø12	17	17	22
24842.77	0.101	0.1074	32.78	Ø16	16	16	25
33186.99	0.135	0.1546	47.18	Ø20	15	15	25
14437.89	0.059	0.0630	19.23	Ø12	17	17	22
10617.53	0.043	0.0415	12.67	Ø12	11	13	30

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	As(cm2)	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
640.90	0.003	0.0310	9.46	Ø12	8	13	30
3495.70	0.014	0.0310	9.46	Ø12	8	13	30
12892.82	0.053	0.0522	15.93	Ø12	14	14	27
6578.60	0.027	0.0310	9.46	Ø12	8	13	30
3062.87	0.012	0.0310	9.46	Ø12	8	13	30



Franja D'E'N/T'J'Z

$$q_{prom} = \frac{1341.02 + 1529.13}{2} = 1435.07 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{13} = 2620 \text{ kg}$$

$$Q_{14} = 4670 \text{ kg}$$

$$Q_{15} = 4380 \text{ kg}$$

$$Q_{16} = 1470 \text{ kg}$$

$$Q_{17} = 4490 \text{ kg}$$

$$Q_{18} = 2800 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} B_I B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)}{2}$$

$$Carga \text{ promedio} = 40510.29 \text{ kg}$$

$$q_{prom(mod)} = 959.48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Factor de carga} = 1.98$$

$$FQ_{13} = 5195.15 \text{ kg}$$

$$FQ_{14} = 9260.06 \text{ kg}$$

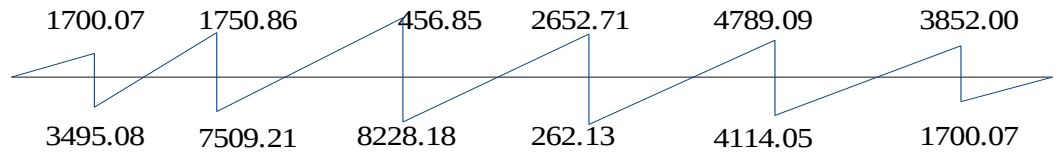
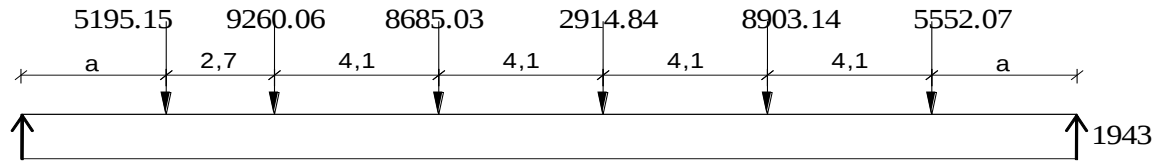
$$FQ_{15} = 8685.03 \text{ kg}$$

$$FQ_{16} = 2914.84 \text{ kg}$$

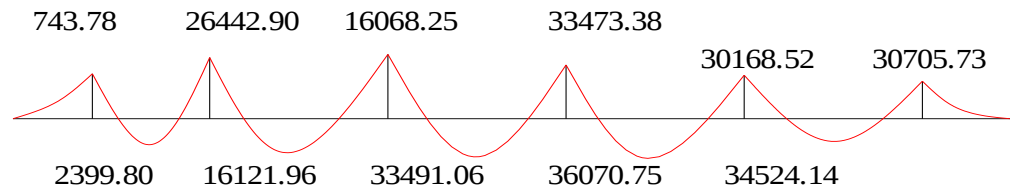
$$FQ_{17} = 8903.14 \text{ kg}$$

$$FQ_{18} = 5552.07 \text{ kg}$$

$$a' = a + b/2 = 0.875 \text{ m}$$



V=0	x1= 2.67	momento máximo positivo
V=0	x2= 7.44	momento máximo positivo
V=0	x1= 11.91	momento máximo positivo
V=0	x2= 13.41	momento máximo positivo
V=0	x2= 17.99	momento máximo positivo



para la disposicion de la armadura con los diagramas de momentos sólo tenemos que afectar el valor del momento, ya sea positivo o negativo, con el factor de carga calculado para determinar la armadura por cada franja en la posición donde no se necesita armadura por el cálculo ya sea superior o inferior, se coloca una armadura mínima de Ø 12 c/30cm

Momentos Negativos

M(-)	=	743.78 / 1.98	=	375.10	kg/m
M(-)	=	26442.90/ 1.98	=	13335.59	kg/m
M(-)	=	16068.25/ 1.98	=	8103.48	kg/m
M(-)	=	33473.38/ 1.98	=	16881.17	kg/m
M(-)	=	30168.52/ 1.98	=	15214.47	kg/m
M(-)	=	0.00 / 1.98	=	0.00	kg/m

Momentos Positivos

M(+)	=	2399.80 / 1.98	=	1210.26	kg/m
M(+)	=	16121.96/ 1.98	=	8130.57	kg/m
M(+)	=	33491.06/ 1.98	=	16890.09	kg/m
M(+)	=	36070.75/ 1.98	=	18191.07	kg/m
M(+)	=	34524.14/ 1.98	=	17411.09	kg/m

Con los datos obtenidos se procede al cálculo de la armadura

$$\begin{aligned}
 b &= 3.525 \text{ m} & f_{ck} &= 2000000 \text{ kg/m}^2 & x_{lim} &= 0.7 \\
 r &= 0.03 \text{ m} & f_{cd} &= 1333333.33 \text{ kg/m}^2 & \mu_{lim} &= 0.3 \\
 d &= 0.22 \text{ m} & f_{yk} &= 42000000 \text{ kg/m}^2 & \omega_{lim} &= 0.46 \\
 & & f_{yd} &= 36521739.1 \text{ kg/m}^2 \\
 M_d &= 375.10 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{M_d}{\left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) * L * d^2} \quad \mu = 0.002$$

la cuantía ω recurre a tablas de Anexo IIa.
de donde $\omega = 0.031$

La armadura requerida será:

$$A_s = \omega * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$$

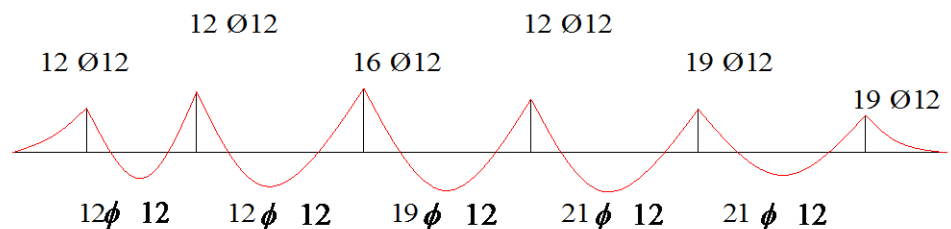
$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.0009 \text{ m}^2 \\
 A_s &= 8.78 \text{ cm}^2 \quad \text{como Armadura requerida}
 \end{aligned}$$

Usar: **12 Ø 30cm** Armadura mínima

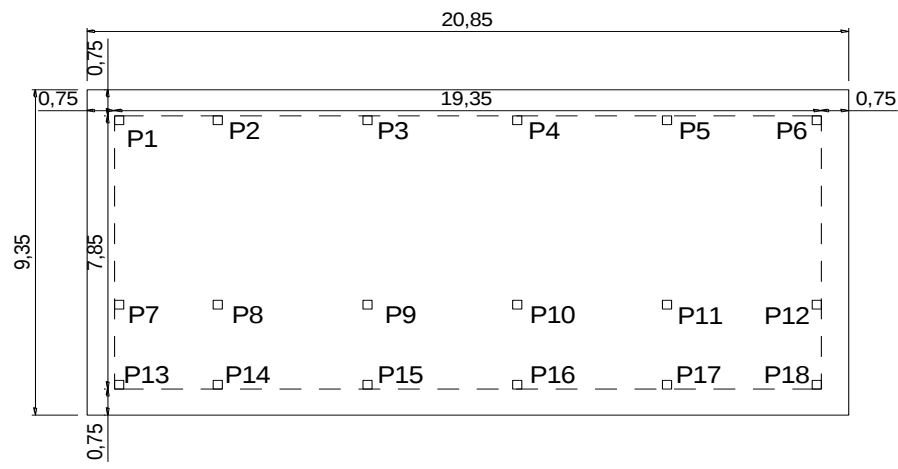
Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
375.10	0.002	0.031	8.78	Ø12	8	12	30
13335.59	0.059	0.0630	17.84	Ø12	16	16	22
8103.48	0.036	0.0415	11.75	Ø12	10	12	30
16881.17	0.074	0.0739	20.92	Ø12	19	19	20
15214.47	0.067	0.0739	20.92	Ø12	19	19	20

Momentos Positivos

Md (kg/m)	μ	ω	$A_s(\text{cm}^2)$	Diam. Ø	Nºb(req)	Nºb(min)	Esp. (cm)
1210.26	0.005	0.0310	8.78	Ø12	8	12	30
8130.57	0.036	0.0415	11.75	Ø12	10	12	30
16890.09	0.074	0.0739	20.92	Ø12	19	19	19
18191.07	0.080	0.0849	24.04	Ø12	21	21	17
17411.09	0.077	0.0849	24.04	Ø12	21	21	17



Detalle de losa de fundación en planta



3.6. Cálculo de la Capa (espesor) Suelo Mejorado

Para zapatas aisladas críticas P10 y P15

Zapata P10

$$B = 1.50\text{m}$$

$$L = 1.50\text{m}$$

$$D_f = 0.70\text{m}$$

Estrato superior
$q_t = 16500 \text{ kg/m}^2$ $\phi'_1 = 25^\circ$ $C_1 = 0 \text{ kg/m}^2$ $\gamma_1 = 2320 \text{ kg/m}^3$ Resist. a corte = 7694.1 kg/m^2

Estrato inferior (suelo natural)
$q_b = 800 \text{ kg/m}^2$ $\phi'_2 = 30^\circ$ $C_2 = 0 \text{ kg/m}^2$ $\gamma_2 = 2150 \text{ kg/m}^3$ Resist. a corte = 461.88 kg/m^2

Fuerza adhesiva c'_a

$$\frac{c_2}{c_1} = 0.1 \quad \text{de figura Anexo IId}$$

$$\frac{c'_a}{c'_1} = 0.72 \quad c'_a = 5539.75 \text{ kg/m}^2$$

$$K_s = 1.2 \quad \text{de figura Anexo IId}$$

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) * \left(\frac{2c'_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) * \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) * \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t$$

Iterando:

$$H = 2.53\text{m}$$

Carga última q_u :

$$q_u = 16497.39 \text{ kg/m}^2$$

$$16497.39 \leq 16500 \quad \text{ok!}$$

Zapata	Dimensiones (m)		Calculo H (m)	q_u kg/m ²
	B	L		
P10	1.5	1.5	0.95	16494.35
P15	0.8	0.8	0.50	16473.13

De los valores encontrados se toma el mayor entonces:

$$H = 0.95\text{m}$$

La carga de capacidad última se aplica el factor de seguridad recomendado FS=3

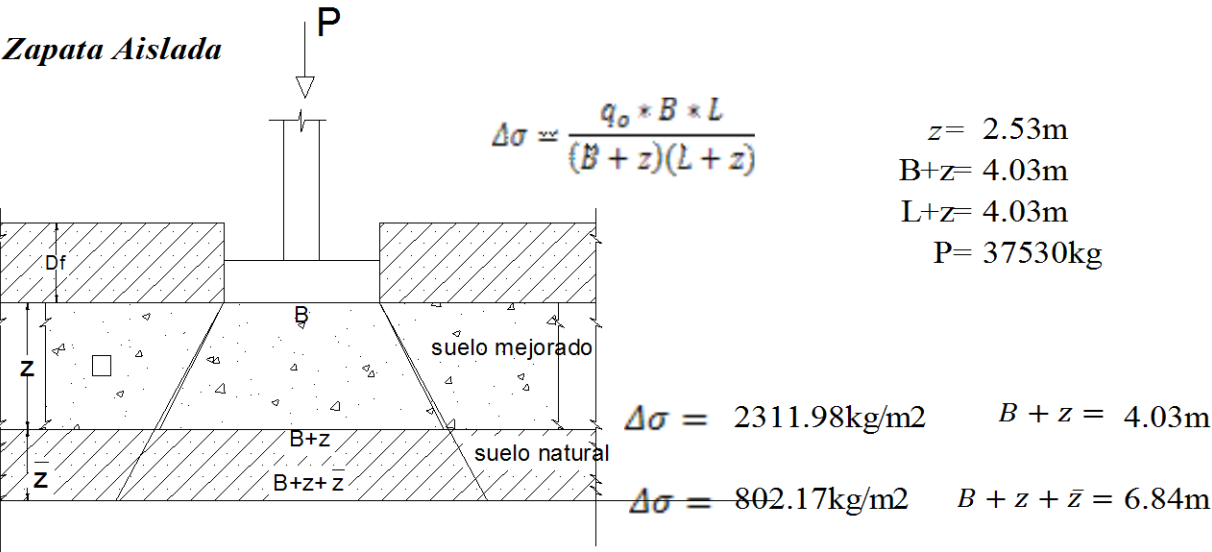
$$\frac{q_u}{FS} \rightarrow H_F$$

$$\frac{q_u}{3} = (q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2C'_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_1}{B}\right) - \gamma_1 H) / 3$$

Iterando:

$$H_F = 2.53\text{m}$$

3.7. Cálculo del Bulbo de Presiones



Zapata Nº	Dimensiones		Dimensiones bulbo de presiones	
	B	L	B+z	L+z
P1	0.90	0.90	3.43	3.43
P2	1.10	1.10	3.63	3.63
P3	1.10	1.10	3.63	3.63
P4	1.25	1.25	3.78	3.78
P5	1.15	1.15	3.68	3.68
P6	1.00	1.00	3.53	3.53
P7	0.90	0.90	3.43	3.43
P8	1.30	1.30	3.83	3.83
P9	1.40	1.40	3.93	3.93
P10	1.50	1.50	4.03	4.03
P11	1.40	1.40	3.93	3.93
P12	1.10	1.10	3.63	3.63
P13	0.80	0.80	3.33	3.33
P14	0.80	0.80	3.33	3.33
P15	0.80	0.80	3.33	3.33
P16	0.80	0.80	3.33	3.33
P17	0.80	0.80	3.33	3.33
P18	0.80	0.80	3.33	3.33

Zapata Nº	Dimensiones bulbo de presiones		Bulbo de presiones	
	$B+z+\bar{z} =$	$L+z+\bar{z}$	$\Delta\sigma =$	$\Delta\sigma =$
P1	6.24	6.24	37530.00	37530.00
P2	6.44	6.44	37530.00	37530.00
P3	6.44	6.44	37530.00	37530.00
P4	6.59	6.59	37530.00	37530.00
P5	6.49	6.49	37530.00	37530.00
P6	6.34	6.34	37530.00	37530.00
P7	6.24	6.24	37530.00	37530.00
P8	6.64	6.64	37530.00	37530.00
P9	6.74	6.74	37530.00	37530.00
P10	6.84	6.84	37530.00	37530.00
P11	6.74	6.74	37530.00	37530.00
P12	6.44	6.44	37530.00	37530.00
P13	6.14	6.14	37530.00	37530.00
P14	6.14	6.14	37530.00	37530.00
P15	6.14	6.14	37530.00	37530.00
P16	6.14	6.14	37530.00	37530.00
P17	6.14	6.14	37530.00	37530.00
P18	6.14	6.14	37530.00	37530.00

3.8. Cálculo de las deformaciones (asentamientos)

Los asentamientos permisibles e edificaciones tienen que ver muy con que no ponga en riesgo la estabilidad de la estructura con la funcionalidad del edificio.

Para Zapatas Aisladas:

$$s_g = q_o * (\alpha B') * \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) * I_s I_f \quad \text{asentamiento (mm)}$$

Para asentamientos en el centro de la zapata:

$$\alpha = 4 \quad B' = B/2$$

$$m' = L/B = 1.00$$

$$n' = H/B' = 1.27$$

$$A_o = 0.296 \quad F1 = 0.19$$

$$A1 = 0.296 \quad F2 = 0.78$$

$$A2 = 0.42$$

$$\text{Para suelos granulares} \quad \mu_s = 0.3$$

Se calcula el factor de forma:

$$I_s = 0.64$$

$$\text{El valor de } I_f \text{ esta en función de:} \quad \frac{D_f}{B} = 0.47 \quad \frac{L}{B} = 1$$

$$I_f = 0.836 \quad \text{de tabla de Anexo IIe}$$

$$\text{Para } H = 5.34\text{m} \quad B + z + \bar{z} = 6.84 \quad q_b = 802.17 \text{ kg/m}^2$$

Modulo de elasticidad:

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{z}$$

$$E1 = 7000000 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$E2 = 800000 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$E_s = 3736292.13 \quad \text{kg/m}^2$$

El asentamiento de la zapata aislada:

$$S_g = 0.01459\text{m}$$

$$S_g = 14.59\text{mm}$$

De acuerdo a recomendaciones Anexo II:

de tabla de Anexo II f

Para cimentaciones superficiales aisladas:

$$S_T = 25\text{mm}$$

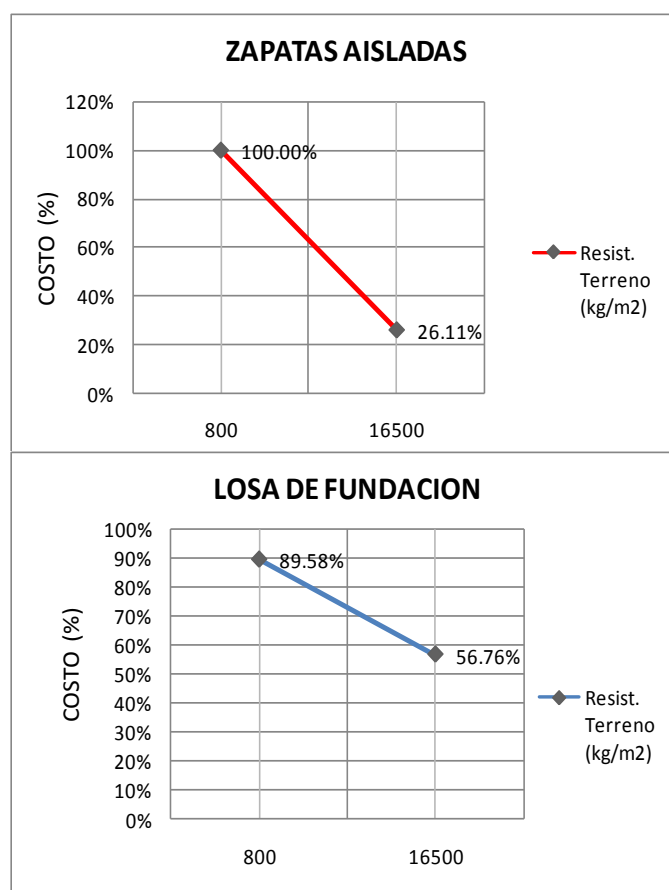
$$14.59\text{mm} \leq 25\text{mm} \quad \text{ok!}$$

3.9. Comparación Técnico-Económica

En esta etapa de análisis se evaluarán los parámetros técnicos y económicos de las alternativas planteadas, para hacer las recomendaciones y conclusiones respectivas que nos proporcionen los criterios para la toma de decisión más acertada.

Características del suelo		Tipo de Cimentación	Costo (Bs)	Observaciones
Estado	Cap. Carga			
Natural	800 kg/m ²	Zapatas Aisladas	335,216.28	100.00%
Mejorado	16500/kg/m ²	Zapatas Aisladas	87,530.07	73.89%
Natural	800 kg/m ²	Losa de Fundación	300,281.80	10.42%
Mejorado	16500/kg/m ²	Losa de Fundación	190,273.94	43.24%

Zapatas Aislada		Losa de Fundación	
Capacidad Carga	Costo	Capacidad Carga	Costo
800	100.00%	800	89.58%
16500	26.11%	16500	56.76%



CAPÍTULO - IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

Para lograr una estructura económica y viable, es necesario considerar ciertas condiciones, que se tienen que cumplir dentro de un marco de recomendaciones, parámetros de tolerancia y permisibilidad, que se presentan en las Normas de Diseño y Construcción de Obras Civiles.

Si bien es cierto que no existe una única solución, para un determinado problema estructural, es en este espacio donde interviene la experiencia de cada profesional, para elaborar una solución lo más cercano a la realidad para resolver el problema, satisfaciendo la necesidad de contar con una obra final segura, económica y viable.

En este documento se presenta un planteamiento con un resumen del análisis de criterios para diseño, uso de fórmulas, tablas, ábacos, para plantear una solución al problema de la fundación en terrenos de baja Capacidad de Carga o Capacidad Portante del Suelo, como es el caso del sector de la Unidad Educativa de Colonia Linares, utilizando los materiales disponibles de la zona.

Esta solución puede extenderse a cualquier otro lugar, donde el terreno de cimentación presente similares características, de baja Capacidad de Carga, siendo prudente y cauto con las particularidades propias de cada lugar.

De los resultados obtenidos se tiene el siguiente cuadro de comparación económica de acuerdo a la capacidad de carga del suelo natural y del suelo mejorado por medio mecánico (compactación).

Características del suelo		Tipo de Cimentación	Costo (Bs)	Observaciones
Estado	Cap. Carga			
Natural	800 kg/m2	Zapatas Aisladas	335,216.28	100.00%
Mejorado	16500/kg/m2	Zapatas Aisladas	280,052.30	16.46%
Natural	800 kg/m2	Losa de Fundación	313,313.18	6.53%

Una comparación de la cimentación con zapatas aisladas, se tiene un 73.89% de reducción de gasto económico con el mejoramiento de suelo, esto se explica que en la cimentación en suelo natural se requiere de mayor área de contacto para transmitir las cargas del edificio al suelo, para no exceder la capacidad de carga del suelo natural.

Además se puede advertir que en esta necesidad de mayor área de la zapata se presenta traslapes entre zapatas como se puede apreciar en la figura 1, estas dimensiones de zapatas exige espesores considerables, que implica mayor volumen de hormigón.

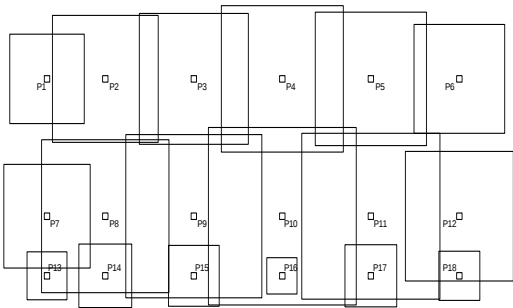


Fig. 1

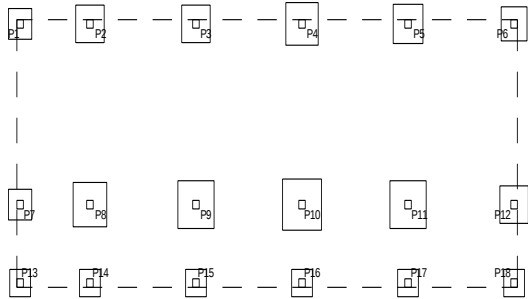


Fig. 2

En cambio esto no ocurre en el caso de mejoramiento del suelo se optimiza el espesor y las dimensiones de las zapatas, que se refleja en menor cantidad de hormigón para su ejecución, otra de las ventajas es que no se tiene el problema de traslapes entre zapatas como se observa en la figura 2.

De acuerdo al bulbo de presiones se tiene un sobre ancho de relleno con el material de préstamo para realizar el mejoramiento del suelo, debido a la proximidad entre algunas zapatas se agrupa este sobre ancho con la finalidad de mejorar su procedimiento de construcción y además que colabora a distribuir los esfuerzos, (figura 3).

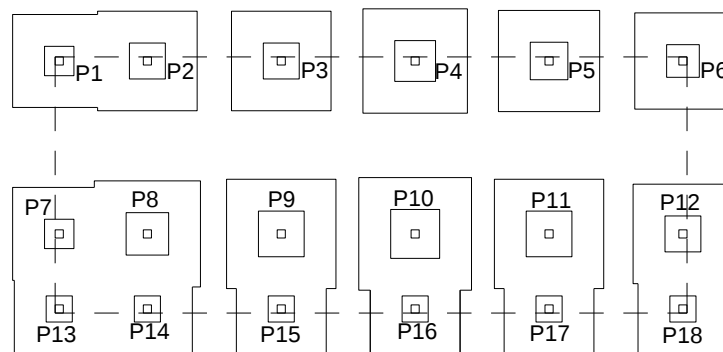


Fig. 3

De acuerdo a las dimensiones encontradas producto de los resultados del bulbo de presiones en cada zapatas hace complicada su ejecución por lo que proyecta un área de mejoramiento de suelo que permita la utilización de maquinaria de equipo pesado para optimizar las características del suelo mejorado con este procedimiento como se observa en la figura 4.

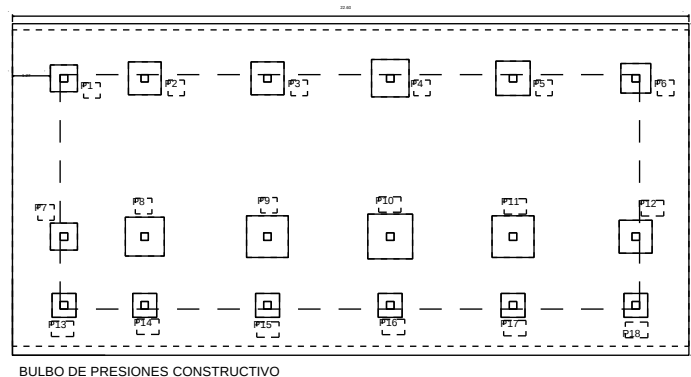


Fig. 4

Estas condiciones de fundación la estructura tiene un comportamiento aceptable dentro de los parámetros recomendados para asentamientos permisibles, las zapatas aisladas tienen un asentamiento esperado de 17.88 mm que es menor a lo recomendado de 25 mm para cimentaciones de este tipo.

Con las propiedades mecánicas identificadas del suelo como material de construcción de la plataforma base para realizar el análisis de la fundación de zapatas aisladas, ha permitido optimizar el área de cimentación de las zapatas y los costos hasta un 73.89% en el caso de la fundación con zapatas aisladas, , con una densidad máxima seca esperada en campo con un 90% de la densidad máxima seca de laboratorio.

Para lograr una condición de capacidad de carga mejorada, es necesario el uso de maquinaria pesada en el caso para obtener una superficie uniforme y compacta, que permita además el uso y la facilidad de trabajo de esta maquinaria, debido a la magnitud y las dimensiones requeridas, y para la cimentación de zapatas aisladas el uso de equipos de compactación de impacto directo, para realizar la compactación que garantice alcanzar los resultados esperados y proyectados.

4.2 RECOMENDACIONES

De las conclusiones propuestas es un hecho que se tiene que mejorar las condiciones del suelo para realizar los trabajos de cimentación del módulo educativo proyectado en esta unidad educativa de Colonia Linares.

Características del suelo		Tipo de Cimentación	Costo (Bs)	Observaciones
Estado	Cap. Carga			
Natural	800 kg/m ²	Zapatas Aisladas	335,216.28	100.00%
Mejorado	16500/kg/m ²	Zapatas Aisladas	280,052.30	16.46%
Natural	800 kg/m ²	Losa de Fundación	313,313.18	6.53%

De acuerdo al cuadro de comparación económica la estructura más recomendable es la de realizar una cimentación de zapatas aisladas, por representar la más económica y que se relaciona con la magnitud de la estructura.

Como recomendaciones constructivas de zapatas aisladas colocar armadura mínimo de 12 mm de diámetro de en múltiplos de 5 y como espaciamiento máximo de 30 cm. Recubrimiento de armadura como mínimo de 5 cm tanto para la base como las paredes de la zapata.

Se recomienda disponer como asiento de 5 cm de hormigón de limpieza para que se pueda colocar la armadura libre y fuera del contacto con el suelo.

Como se trata de una cimentación con una excavación con un sobre ancho a la de la zapata se debe realizar un encofrado para dar la forma y las dimensiones reales de la zapata, y seguir las recomendaciones de acuerdo a la Norma Boliviana.

Para la construcción de la capa de suelo mejorado antes de su colocado se deberá controlar la humedad natural, para comparar con la humedad óptima de compactación, y de esa manera realizar las correcciones necesarias.

El uso de maquinaria adecuada para la conformación de la capa de suelo mejorado la compactación debe ser la premisa, para la elección o selección de la misma, deberá estar en función a los materiales y las dimensiones para de esta manera lograr una compactación energética y efectiva, logrando una mejora importante de las características mecánicas del suelo.

Los equipos disponibles para este caso particular se tienen los pisones de mano (saltarina) y la compactadora de plancha vibratoria., estas máquinas se emplean solamente en obras pequeñas o para compactar áreas reducidas o de difícil acceso (zanjas, rellenos próximos a muros, estribos, etc.). En términos generales y para tongadas de unos 15 – 20 cm. pueden ser necesarias 4 – 6 pasadas.

Siempre debe acompañar a la compactación el control de densidades, para la conformación de la capa de suelo mejorado, para que de esta manera garantizar que el trabajo final cumplirá con las especificaciones, si bien este control no se pide por cada capa o tongada, este control puede realizarse cada 2 o 3 capas. Esta medida puede ser muy importante al momento de tener la seguridad de que la obra estará enmarcada dentro los términos de exigidos.