

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD TÉCNICA
CARRERA DE CONSTRUCCIONES CIVILES**



“TRABAJO DE APLICACIÓN”

POSTULANTE: UNIV. EDWIN QUISBERT TAPIA

FECHA : NOVIEMBRE 2011

LA PAZ – BOLIVIA

AGRADECIMIENTOS A:

EL ING. TAZIO TRAVERSO CORNEJO

Por su colaboración en el conocimiento impartido en las diferentes materias cursadas dentro de mi formación académica y en especial en las materias en el Área de Estructuras.

EL ING. GERMÁN SEGALES SEGALES

Director de Carrera de Construcciones Civiles por su constante apoyo moral y emocional para realizar el presente trabajo.

EL ING. MIGUEL ANGEL MEDRANO

Por su contribución especial al tema tratado.

LA CARRERA DE CONSTRUCCIONES CIVILES, FACULTAD TÉCNICA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS

Por forjar profesionales para el desarrollo de nuestro país.

A TODAS LAS PERSONAS QUE COLABORARON EN LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO DE APLICACIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL GRADO ACADÉMICO.

ACTO QUE DEDICO A:

- MIS PADRES** Gabriel Quisbert Guarachi y Nelly Antonia Condori de Quisbert por el sacrificio y el esfuerzo que han hecho, por el apoyo moral y económico que me han brindado siempre a largo de mi vida.
- MIS HERMANOS** Ramiro, Gheny, Rosario. Por haberme apoyado y tenderme la mano en esos momentos cuando más los necesitaba.
- MI PROMETIDA** Gabriela Judith Callisaya Gutiérrez Por ese amor y Apoyo Incondicional, por esas experiencias compartidas que me han hecho un mejor ser humano
- MI FAMILIA EN GENERAL** Con sincero respeto.
- MIS DOCENTES** Por la Preparación Académica a través de sus conocimientos y ejemplos de vida, de las diferentes materias cursadas a lo largo de mi vida académica en la Universidad y en especial a mis docentes del *Área de Estructuras*.
- MIS AMIGOS** Con quienes compartimos los diferentes conocimientos adquiridos dentro y fuera de la Universidad, por ese apoyo mutuo que siempre recibí de cada uno de ellos ¡*Gracias a Todos Queridos Amigos!*

INDICE

	PAGINA
1. RESUMEN	1
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
3. JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO	3
4. OBJETIVOS	3
4.1. OBJETIVO GENERAL	3
4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
5. FUNDAMENTO TEÓRICO	4
5.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	4
5.2. ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS	4
5.3. INGENIERÍA ESTRUCTURAL	5
5.4. PRINCIPIOS ESTRUCTURALES	5
5.5. SÓTANO	6
5.5.1. CARACTERÍSTICAS	6
5.5.2. DISEÑO DE MURO DE SÓTANO	6
6. MÉTODOS DE CALCULO	7
6.1. ZAPATAS AISLADAS	7
6.2. CALCULO DE ZAPATAS MEDIANERAS	9
6.3. CALCULO DE LAS COLUMNAS	12
6.4. CALCULO DE LA LOSA NERVADA	13
6.5. CALCULO DE ESCALERAS	14
7. DESARROLLO DEL TRABAJO	15
7.1. AÉREAS DE INFLUENCIA	16
7.1.1. ANÁLISIS PARA EL PÓRTICO B VP2	17
7.1.2. CALCULO DE LAS CARGAS ACTUANTES	18
8. DISEÑO DE VIGAS A NIVEL DE LOSA	19
8.1. DISEÑO DE VIGAS DE ENCADENADO	20

8.2.	DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN VIGAS SECUNDARIAS	20
9.	CALCULO DE UNA ESCALERA	22
9.1.	CALCULO DE UNA ESCALERA 2DO A 5TO PISO	23
10.	ANÁLISIS DE CARGAS Y CÁLCULO DE ESFUERZOS DE LA LOSA ALIGERADA EN 1D.	25
11.	CALCULO DE COLUMNAS	30
12.	CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS	31
13.	CALCULO DE ZAPATAS EXCÉNTRICAS	33
14.	CALCULO DE MURO DE CONTENCIÓN DE Hº Cº	35
15.	CALCULO DEL MURO DE SÓTANO A NIVEL DE LOSA	39
16.	CONCLUSIONES	45
17.	RECOMENDACIONES	46
18.	BIBLIOGRAFÍA	47

RESUMEN

El presente Trabajo de Aplicación tiene por objeto a realizar el Cálculo Estructural de un edificio de seis pisos más un sótano, donde se deberán calcular todos los elementos estructurales resistentes que actúan dentro del edificio.

Los cálculos y esfuerzos actuantes en los diferentes elementos estructurales se lo realizara con el programa SAP2000, con el cual nos determinara los diferentes esfuerzos; tanto Momentos Flectores, Esfuerzos cortantes, Esfuerzos actuantes Axiales que se transmiten en cada elementos estructural (vigas, Columnas) dentro la edificación.

Las cargas de uso los cuales introducidos al programa, tanto de la carga Muerta así como de la carga viva fueron de:

$$\begin{cases} \text{Sobrecarga de Uso} = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso de Carga Muerta} = 260 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

Una vez determinado los diferentes esfuerzos actuantes dentro el proyecto se procede a calcular las aéreas de acero que se requiere para cada elemento estructural.

Para el caso de la geometría de algunos elementos estructurales se procedió a realizar un prediseño, datos que se requieren para introducir al programa SAP2000 para que este nos genere unos los esfuerzos que se requieren para determinar el área de acero.

La resistencia característica del hormigón será de $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$ y el límite de fluencia del acero será $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$

En el caso de las vigas, columnas se empleara un recubrimiento para el diseño de 3.00 cm.- para zapatas se empleara un recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$.

La losa calculada será calculada en una dirección y de tipo aligerada utilizando poliestireno expandido (plastoform).

Se tomara como fatiga admisible del terreno para fines de diseño de $\sigma_{adm.} = 1.50 \text{ Kgs/cm}^2$ para el cálculo de cada elemento estructural que se requiere el dato de la fatiga admisible.



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CINCO PISOS

1.- RESUMEN

El presente Trabajo de Aplicación tiene por objeto a realizar el Cálculo Estructural de un edificio de seis pisos más un sótano, donde se deberán calcular todos los elementos estructurales resistentes que actúan dentro del edificio.

Los cálculos y esfuerzos actuantes en los diferentes elementos estructurales se lo realizara con el programa SAP2000, con el cual nos determinara los diferentes esfuerzos; tanto Momentos Flectores, Esfuerzos cortantes, Esfuerzos actuantes Axiales que se transmiten en cada elementos estructural (vigas, Columnas) dentro la edificación.

Las cargas de uso los cuales introducidos al programa, tanto de la carga Muerta así como de la carga viva fueron de:

$$\begin{cases} \text{Sobrecarga de Uso} = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso de Carga Muerta} = 260 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

- El peso de la sobrecarga esta dado por normas en el caso para diseño de edificaciones de departamentos.

Una vez determinado los diferentes esfuerzos actuantes dentro el proyecto se procede a calcular las aéreas de acero que se requiere para cada elemento estructural.

Para el caso de la geometría de algunos elementos estructurales se procedió a realizar un prediseño, datos que se requieren para introducir al programa SAP2000 para que este nos genere unos los esfuerzos que se requieren para determinar el área de acero.



La resistencia característica del hormigón será de $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$ y el límite de fluencia del acero será $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$

En el caso de las vigas, columnas se empleara un recubrimiento para el diseño de 3.00 cm.- para zapatas se empleara un recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$.

La losa calculada será calculada en una dirección y de tipo aligerada utilizando poliestireno expandido (plastoform).

Se tomara como fatiga admisible del terreno para fines de diseño de $\sigma_{adm.} = 1.50 \text{ Kgs/cm}^2$ para el cálculo de cada elemento estructural que se requiere el dato de la fatiga admisible.

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Dada la formación académica que se tiene en la carrera de Construcciones Civiles en las diferentes aéreas dentro de la Ciencia de la Construcción y en especial en el área de estructuras se plantea la de solucionar los diferentes proyectos Arquitectónicos planteados por el profesional capacitado en el mismo.

Se plantea una edificación elaborado por el Arquitecto para el cual se empleara los diferentes conocimientos adquiridos dentro de la formación académica de la Carrera de Construcciones Civiles para determinar las aéreas de acero que se requiere para cada elemento estructural y elaborar los planos necesarios y requeridos para su fácil interpretación al momento de su ejecución de la edificación, ya que es de suma importancia el diseño del mismo.

Debido al incremento de las edificaciones es importante verificar y realizar diferentes recalculos para mantener la estabilidad del mismo dando la seguridad al cliente que requiere el asesoramiento técnico del Profesional formado en el área.



Muchas de las edificaciones y por el tipo de suelos que se encuentran al momento de realizar los ensayos requeridos para determinar el tipo de suelo, peso específico, granulometrías, límites físicos, ángulo de fricción interna se ve la necesidad de realizar excavaciones profundas e incluso por el mismo diseño se requiere la construcción de un sótano, donde necesariamente se requieren el diseño de los muros de contención ya sean estos de tipo Pantalla (Hormigón Armado) y/o por gravedad (Hormigón Ciclópeo).

3.- JUSTIFICACION DEL TRABAJO.

Elaborando el presente trabajo de aplicación en el área de estructuras se pretende dar a conocer que con la formación académica adquirida en la Carrera de Construcciones Civiles el estudiante puede dar y obtener los resultados de una forma directa el Cálculo de un Edificio Multifamiliar de cinco pisos que incluirá el cálculo de unos muros de Contención debido a que la edificación presenta un sótano el cual requiere de un cálculo especial adicional.

Aplicando todos estos conocimientos adquiridos dentro la formación en el área de Estructuras verificando cada calculo de cada elemento siguiendo normas de diseño ya establecidos y haciendo cumplir las diferentes condiciones de estabilidad de la estructura calculada.

4.- OBJETIVOS:

4.1. OBJETIVO GENERAL

- Calcular y diseñar las diferentes armaduras de refuerzo que se requieren dentro en los diferentes elementos estructurales, para garantizar su estabilidad estructural, de una edificación de cinco plantas.



4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Calcular y diseñar las armaduras de refuerzo que se requieren para cada elemento estructural de la edificación.
- Calcular y diseñar muros de contención para estabilizar el sótano el cual recibe simultáneamente cargas verticales y cargas horizontales.
- Dar a conocer la importancia del Cálculo Estructural dentro de una edificación.
- Aplicar todos los conocimientos adquiridos durante la formación académica en la Carrera de Construcciones Civiles para realizar el diseño y cálculo de la edificación planteada.

5.- FUNDAMENTO TEÓRICO

5.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El Análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura.

5.2. ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

Este tipo de estructuras no pueden ser analizadas únicamente mediante las ecuaciones de la estática o de equilibrio, ya que éstas últimas proporcionan un número insuficiente de ecuaciones. Los problemas hiperestáticos requieren condiciones adicionales usualmente llamadas ecuaciones de compatibilidad que involucran fuerzas o esfuerzos internos y desplazamientos de puntos de la estructura. Existen varios métodos generales que pueden proporcionar estas ecuaciones:



- Método matricial de la rigidez
- Teoremas de Castigliano

5.3. INGENIERÍA ESTRUCTURAL

La Ingeniería Estructural es una rama clásica de la ingeniería civil y, en unos pocos países, de la arquitectura, que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en las edificaciones y demás obras. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles, etc.

Los ingenieros estructurales se aseguran que sus diseños satisfagan un estándar para alcanzar objetivos establecidos de seguridad (por ejemplo, que la estructura no se derrumbe sin dar ningún aviso previo) o de nivel de servicio (por ejemplo, que la vibración en un edificio no moleste a sus ocupantes). Adicionalmente, son responsables por hacer uso eficiente del dinero y materiales necesarios para obtener estos objetivos. Algunos ejemplos simples de ingeniería estructural lo constituyen las vigas rectas simples, las columnas o pisos de edificios nuevos, incluyendo el cálculo de cargas (o fuerzas) en cada miembro y la capacidad de varios materiales de construcción tales como acero, madera u hormigón. Ejemplos más elaborados de ingeniería estructural lo constituyen estructuras más complejas, tales como puentes o edificios de varios pisos incluyendo rascacielos.

5.4. PRINCIPIOS ESTRUCTURALES

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen. Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas



muertas que actúan de forma continua y sin cambios significativos, pertenecen a este grupo el peso propio de la estructura, empujes de líquidos (como en un dique) o sólidos (como el suelo en un muro de contención), tensores (como en puentes), presfuerzo, asentamientos permanentes; cargas vivas que son aquellas que varían su intensidad con el tiempo por uso o exposición de la estructura, tales como el tránsito en puentes, cambios de temperatura, maquinaria (como una prensa), acumulación de nieve o granizo, etcétera; cargas accidentales que tienen su origen en acciones externas al uso de la estructura y cuya manifestación es de corta duración como lo son los eventos sísmicos o ráfagas de viento.

5.5. SOTANO

El Sótano es un recinto ubicado debajo de la tierra (similar a un subterráneo) y que pertenece a las dependencias de una casa. Es un lugar que posee unas características especiales de temperatura estable, humedad, y poca o ninguna luz solar. Es por esto que se han destinado desde antiguo para la mejor conservación de algunos alimentos y bebidas (como el vino). En ocasiones también son empleados como dependencias donde se almacenan las herramientas, las cosas inservibles, los utensilios viejos o la madera para el fuego.

5.5.1. CARACTERÍSTICAS

Los sótanos son sitios generalmente frescos, con un olor característico (generalmente a húmedo) debido en parte a que se encuentran bajo tierra. Se suele acceder a ellos por un sistema de escaleras que comunica directamente con la casa.

5.5.2. DISEÑO DE MURO DE SÓTANO

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones para cargas verticales que le llegan de la superestructura. Tienen



apoyos tanto en la parte superior como en la inferior, ya que en la parte superiores encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación. Sobre este tipo de muro actúan cargas verticales y horizontales, tanto perpendicularmente como coplanarmente. Las cargas verticales son las cargas provenientes de los pisos superiores de la estructura y como cargas horizontales tenemos: perpendicularmente al llamado empuje de los suelos en reposo





6. METODOS DE CÁLCULO

Los métodos empleados para determinar las diferentes áreas de acero que se requieren para cada estructura será Normas ACI-318 siguiendo las siguientes ecuaciones para cada estructura.

6.1. ZAPATAS AISLADAS

Datos Requeridos

Hormigón H-21	$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$	Pcm (Ton)
Acero AH420	$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$	Pcv (Ton)
Fatiga admisible del Terreno	(Ton/m ²)	

1.- Cálculo del área de la zapata

$$\sigma_{adm} = \frac{Pt}{Azap} \quad \rightarrow \quad Azap = \frac{Pt}{\sigma_{adm}} \quad [m^2]$$

Lados de la zapata

Zapata cuadrada (L) $\rightarrow L = \sqrt{Azap} \quad (m)$

2.- Reacción Neta del Terreno

$$RNT = \frac{Qd}{Azap} \quad \rightarrow \quad RNT = \frac{1.4Pcm + 1.7Pcv}{Azap} \quad [Ton/m^2]$$

3.- Cálculo del momento flector externo

$$M'_{\mu} = \frac{RNT * C^2 * L}{2} \quad [Ton - m] \quad ; C = (L - \text{lado Columna})/2$$

4.- Cálculo de las cuantías

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{max} = 0.75 \left[0.85 * K_1 * \frac{f_{ck}}{f_y} * \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right) \right]$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ \rightarrow Adopto cuantía que se encuentra en el rango

$K_1 = 0.85$ factor que se utiliza cuando $f'_{ck} < 280 \text{ kg/cm}^2$



5.- Cálculo del peralte efectivo por Flexión

$$d^2 = \frac{M'\mu}{0.90 * \rho * L * f_y * (1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_{ck}})} \quad (cm^2)$$

Comprobación del peralte al cortante

Se calcula con el peralte calculado cumpliendo la siguiente condición $V_{adm} > V_a$

Cortante Admisibile: $V_{adm} = \sqrt{f_{ck}} \quad [kgs/cm^2]$

Cortante Actuante: $V_a = \frac{V_c}{0.85 * b * d} \quad [kg/cm^2] \rightarrow V_c = RNT * A \rightarrow A = \frac{1}{2} [B + b] h$

6.- Cálculo de la armadura de refuerzo

$$A_s = \frac{M'\mu}{\varphi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad [cm^2] \quad d = \text{Peralte Efectivo} \quad a = 0.10 * d$$

Comprobación para "a"

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_{ck} * B} \quad [cm]$$

- Según normas no se podrá emplear fierros menores a 12 mm para el cálculo de fundaciones.

6.2. CALCULO DE ZAPATAS MEDIANERAS

Datos Requeridos

Columna:

- $axb \quad (cm^2)$
- $P_{cm} \quad (Ton), P_{cv} \quad (Ton)$

Geotecnia:

- σ_{adm} del terreno. (Ton/m²)
- Ángulo de fricción interna de suelo ϕ .
- Cohesión del suelo C_u (Ton/m²)

Acero:

- $f_{yk} = 4200 \quad Kgs/cm^2$

Hormigón:

- $f_{ck} = 210 \quad Kgs/cm^2$

Sección de la columna (axb) cm



1.- Cálculo del área de la zapata

$$\sigma_{adm} = \frac{Pt}{Azap} \quad \rightarrow \quad Azap = \frac{Pt}{\sigma_{adm}} \quad [m^2] \quad Pt = P + PPZ \quad ; \quad PPZ = 6\% P$$

Lados de la zapata

$$\frac{Ly}{Lx} = 2 \quad \rightarrow \quad Ly = 2Lx; \quad Azap = Ly * Lx \quad \text{Asumiendo que } Ly = Lx$$

$$\rightarrow 2 * Lx * Lx \quad Azap = 2 * Lx^2 \quad \rightarrow \quad Lx = \sqrt{Azap/2}$$

2.- Cálculo de la excentricidad de la Zapata

$$e_o = \frac{Lx - a}{2} \quad (cm)$$

3.- Cálculo de la excentricidad máxima.

$$e_{max} = \frac{[(P * Tang\varphi + 0.5 * Cu * Lx * Ly) * 2/3 * h]}{P} \quad (cm)$$

4.- Cálculo de los Momentos Flectores.

Momentos flectores en la dirección de “X”

$$Mx = \frac{RNT * Ly * [Lx - a]^2}{2} \quad (Ton - m) \quad ; \quad RNT = \frac{P\mu}{Azap} \quad (Ton/m2)$$

Momentos en la dirección de “Y”

$$My = \frac{RNT * Lx * [Ly - a]^2}{8} \quad (Ton - m)$$

Una vez determinado los momentos se procederá a calcular algunas distancias que se obtienen graficarlo en la planta la estructura e cual se lo realiza al momento de calcular el tipo de zapata.

5.- Cálculo de la armadura de refuerzo

Armadura en la dirección “X”

$$Asx = \frac{Mx}{\varphi * fy * \left(dx - \frac{a}{2}\right)} \quad [cm^2] \quad d = \text{Peralte Efectivo} \quad a = 0.10 * d$$



Comprobación para "a"

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * fck * B} \quad [cm]$$

- Según normas no se podrá emplear fierros menores a 12 mm para el cálculo de fundaciones.

Armadura en la dirección "Y"

$$Asy = \frac{My}{\phi * fy * (dy - \frac{a}{2})} \quad [cm^2] \quad d = \text{Peralte Efectivo} \quad a = 0.10 * d$$

Comprobación para "a"

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * fck * B} \quad [cm]$$

- Según normas no se podrá emplear fierros menores a 12 mm para el cálculo de fundaciones.

6.-Comprobación del peralte al cortante por puzonamiento

Esfuerzo Cortante resistente:

$$Vadm = 0.85 * \sqrt{fck}$$

Esfuerzo Cortante Actuante:

$$Vact = \frac{RNT * [lx * ly] - RNT * \left(a + \frac{d}{2}\right) * (b + d)}{[2 * (a + d) + b] * d}$$

PLANO



6.3. CALCULO DE LAS COLUMNAS

Datos Requeridos

Hormigón H-21	$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$	Pcm (Ton)	Mcm (Ton-m)
Acero AH420	$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$	Pcv (Ton)	Mcv (Ton-m)
Sección de la columna (axb) cm			

1.- Calculo de la carga de diseño

$$Qd = 1.4PCM + 1.7PCV \text{ [Ton]} \quad \rho' \mu = \frac{Qd}{\text{factor}}$$

Factor: 0.70 que se emplea para el diseño de columnas

2.-Calculo de los momentos de diseño

$$M\mu = 1.4Mcm + 1.7Mcv \text{ [Ton - m]} \quad M' \mu = \frac{M\mu}{\text{factor}} \quad \text{Factor} = 0.70$$

Para determinar el área de acero se requiere determinar varios factores para así ingresar a los ábacos de la norma ACI-318.

$$\frac{d}{t}; \quad k; \quad k \frac{e'}{t}$$

$$Y: \quad K = \frac{\rho'}{a * b * fck}$$

$$X: \quad K * \frac{e'}{\rho' * b}$$

$$\rightarrow K * \frac{M' \mu * 100}{\rho' \mu * b}$$

3.- Calculo del área de acero

$$PTM = \frac{As * fy}{0.85 * a * b * fck}$$

PTM: que se obtiene del Abaco Norma ACI - 318

Para el presente proyecto se tomaran los resultados que son obtenidos del programa SAP2000 v10 con norma ACI 318-05



6.4. CALCULO DE LA LOSA NERVADA

Datos Requeridos

Hormigón H-21 $f_{ck} = 210$ Kgs/cm²
Acero AH420 $f_{yk} = 4200$ Kgs/
Carga de uso = 260 Kgs/m²
Sección de la columna (axb) cm

1.- Calculo del espesor de la losa

$$e = \frac{L}{25} \text{ (mtrs.)} \quad e = \text{espesor de la losa} \quad L = \text{luz de calculo (losa) (m)}$$

Análisis de carga muerta para el diseño de la losa

Carga Muerta:

- Peso Propio
- Peso tabiquería
- Piso + Cielo raso

2.-Calculo de la carga de diseño

$$W\mu = 1.4CM + 1.7 CV \quad [\text{Ton/m}^2]$$

3.- cálculo de la carga de diseño por nervio

$$W'\mu = \frac{W\mu}{N^{\circ} \text{ Nervios}} \quad [\text{Ton/m}^2]$$

4.- Cálculo de los Momentos Flectores

Se utilizan factores establecidos por la norma ACI – 318, para hallar los esfuerzos en la losa.

Momentos Flectores Negativos (apoyos)

$$M_A = \frac{1}{24} * W'\mu * L^2 \quad M_B = \frac{1}{10} * W'\mu * L^2 \quad M_C = \frac{1}{11} * W'\mu * L^2$$
$$M_D = \frac{1}{10} * W'\mu * L^2 \quad M_E = \frac{1}{24} * W'\mu * L^2$$



Momentos Flectores Positivos (Tramos)

$$M_{A-B} = \frac{1}{14} * W' \mu * L^2 \quad M_{B-C} = \frac{1}{16} * W' \mu * L^2 \quad M_{C-D} = \frac{1}{16} * W' \mu * L^2$$
$$M_{D-E} = \frac{1}{14} * W' \mu * L^2$$

5.- Calculo De Las Áreas De Acero

$$A_s = \frac{M\mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \text{ [cm}^2\text{]} \quad d = \text{Peralte Efectivo} \quad a = 0.10 * d$$

Comprobación para “a”

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_{ck} * B} \text{ [cm]}$$

6.5. CALCULO DE ESCALERA

Datos Requeridos

Hormigón H-21	$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$
Acero AH420	$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/}$
Altura de Piso (m)	Ancho de escalera (m)
Ancho de baranda (m)	Espesor de Garganta (m)

1.- Cálculo del N° de Escalones

$$N^{\circ} \text{ escalones} = \frac{H_{\text{piso}}}{H_{\text{ch}}}$$

Contra Huella: 15 - 18 cm
Huella: 25 - 30 cm

Cargas Actuantes (Cargas según normas ACI-318)

CM

- Tramo Inclinado = 770 kg/m²
- Tramo Descanso = 460 kg/m²

CV

- Tramo Inclinado = 500 Kg/m²
- Tramo Descanso = 500 kg/m²

2.- Cargas de Diseño



Tramo Inclinado

$$QI = \text{Ancho de escalera} * (1.4CM + 1.7CV) \quad [Ton/m]$$

Tramo Descanso

$$QD = (\text{Ancho de descanso}/2) * (1.4CM + 1.7CV) \quad [Ton/m]$$

3.- Proyección Horizontal

El cual se lleva la escalera a un proyecto horizontal con la finalidad de encontrar el momento máximo actuante para determinar el área de acero que se requiere tanto positivo como negativo.

4.- Calculo de la Armadura de refuerzo

$$As(+)=\frac{M\mu}{\varphi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad [cm^2] \quad \text{Area de acero positivo}$$

$$d = \text{Garganta} - \text{recubrimiento} \quad a = 0.10 * d$$

Comprobación para “a”

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * fck * B} \quad [cm]$$

$$\text{Area de acero Negativo} = (0.85 \text{ a } 0.90) * As(+)$$

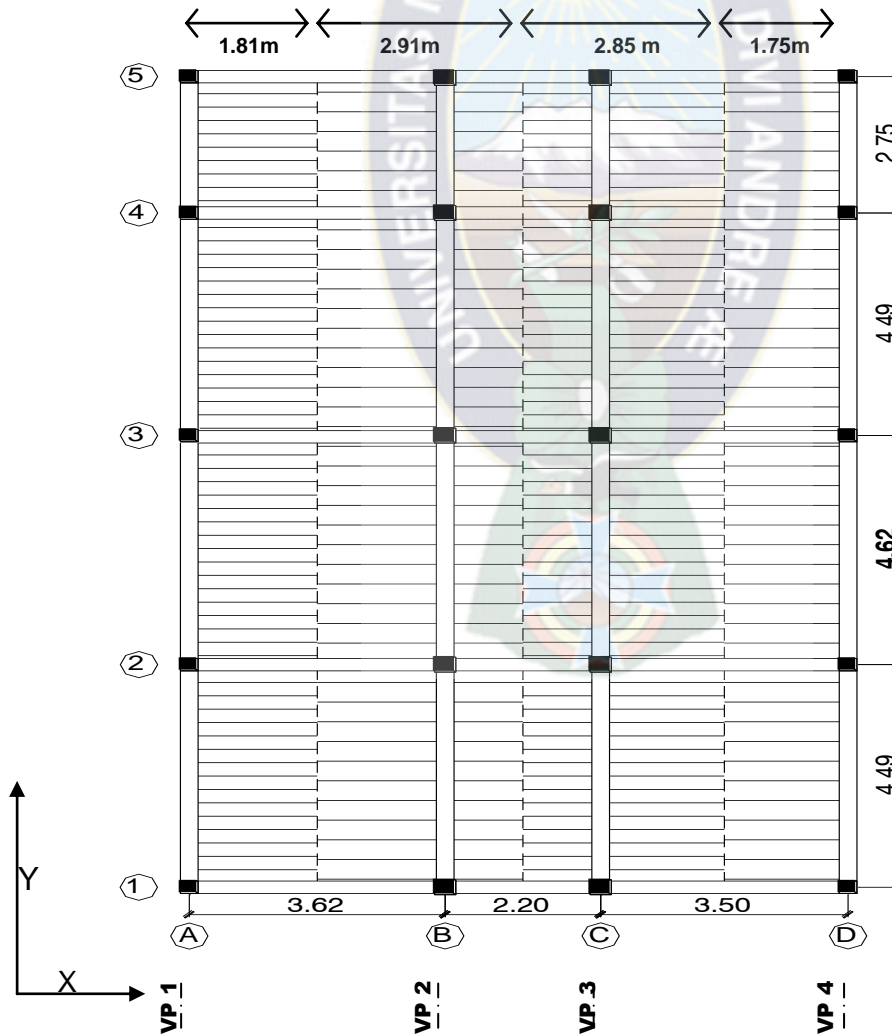


7. DESARROLLO DE TRABAJO

Una vez determinado el plano arquitectónico se procedió a trazar los ejes de las columnas para determinar las áreas de influencia que actúan en cada viga para introducir estos datos al programa sap2000 para que procese y nos arroje los resultados de momentos flectores y esfuerzos cortantes, cargas axiales.- para determinar el área de acero que se requiere para las diferentes estructuras de la edificación.

7.1. ÁREAS DE INFLUENCIA

Vista en planta de las áreas de influencia que actúan en cada viga principal.





7.1.1. ANÁLISIS PARA EL PÓRTICO B VP2

Las secciones de las vigas y columnas fueron previamente predimensionados como se muestra a continuación con los cuales se introducen a SAP2000 para obtener los resultados de momentos flectores y esfuerzos cortantes que se requiere para el dimensionamiento de las armaduras.

Datos:

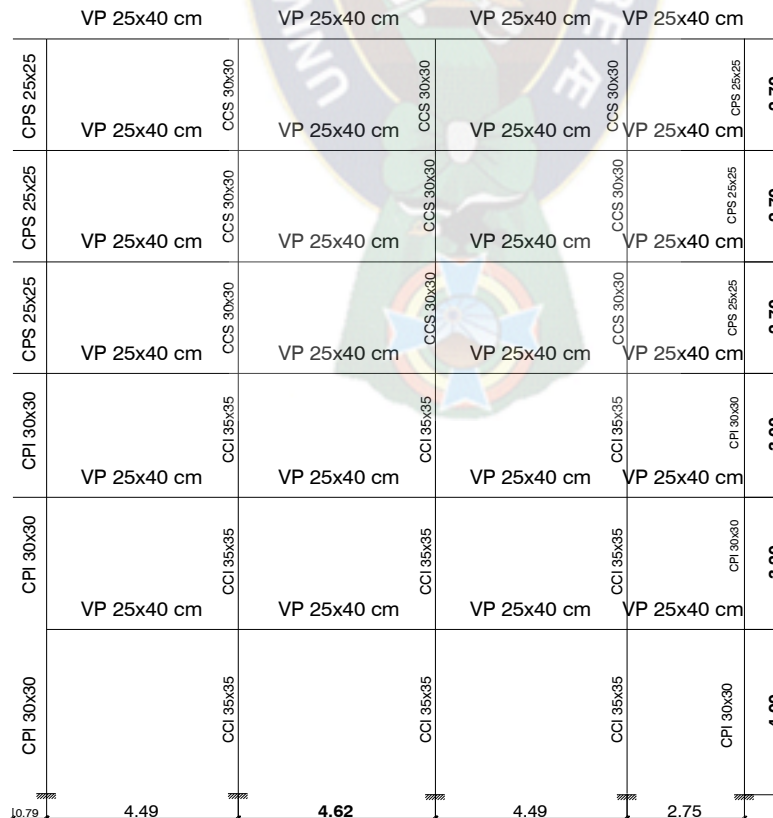
$$\gamma_h = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Carga de Uso: Vivienda Multifamiliar = 0.250 Ton/m²

Peso de la losa Nervada en una sola direccion = 0.260 Ton/m²

VIGAS { Viga Principal = 25x40 cm
 Viga Secundaria = 25x30 cm

COLUMNAS { Columna Perimetral Superior CPS = 25x25 cm
 Columna Perimetral Inferior CPI = 30x30 cm
 Columna Central Superior CCS = 30x30 cm
 Columna Central Inferior CCI = 35x35 cm

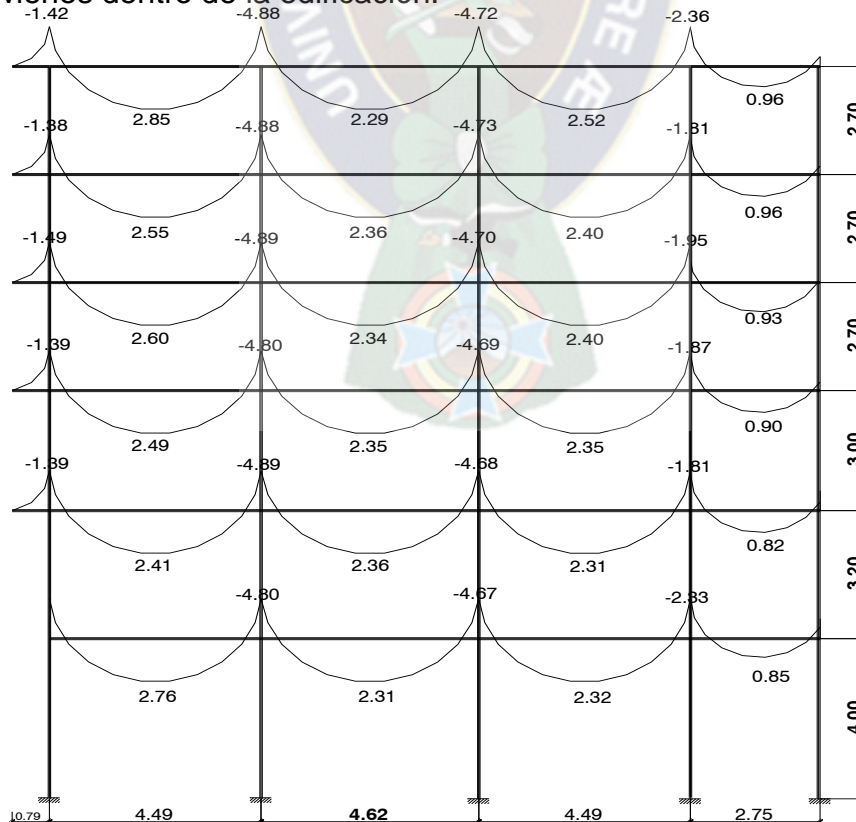




7.1.2. CALCULO DE LAS CARGAS ACTUANTES CM Y CV

$$\begin{aligned}
 VP1 &= \begin{cases} CM \text{ Losa} = 0.260 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.81\text{m} & \rightarrow 0.471 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ CV \text{ Uso} = 0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.81\text{m} & \rightarrow 0.453 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{cases} \\
 VP2 &= \begin{cases} CM \text{ Losa} = 0.260 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2.91\text{m} & \rightarrow 0.757 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ CV \text{ Uso} = 0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2.91\text{m} & \rightarrow 0.728 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{cases} \\
 VP3 &= \begin{cases} CM \text{ Losa} = 0.260 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2.85\text{m} & \rightarrow 0.741 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ CV \text{ Uso} = 0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 2.85\text{m} & \rightarrow 0.713 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{cases} \\
 VP4 &= \begin{cases} CM \text{ Losa} = 0.260 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} & \rightarrow 0.455 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\ CV \text{ Uso} = 0.250 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.78\text{m} & \rightarrow 0.438 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Una vez determinado las cargas actuantes sobre la estructura se procede a introducir estos al programa para que este nos genere los diferentes esfuerzos que se requieren para diseñar los elementos estructurales de Hormigón Armado que intervienes dentro de la edificación.

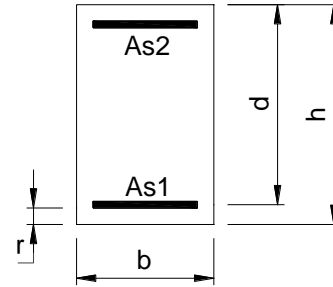




8.- DISEÑO DE VIGAS A NIVEL DE LOSA

Materiales

Hormigón H-21	$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$
Acero AH420	$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$
$b = 0.25 \text{ m.}$	$M_{\max 1} = 2.85 \text{ Ton-m}$
$h = 0.40 \text{ m}$	$M_{\max 2} = 4.89 \text{ Ton-m}$
$r = 0.03 \text{ m}$	
$d = 0.37 \text{ m}$	



Calculo de la armadura de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = 0.10 * d \quad \phi = 0.90$$

$$A_s = \frac{2.85 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{3.7}{2})} \quad A_s = 2.145 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{2.145 * 4200}{0.85 * 210 * 25} \quad a = 2.02 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.85 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{2.02}{2})} \quad A_s = 2.095 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \phi 12 \}$$

Calculo de la armadura de refuerzo negativo

$$A_s = \frac{4.89 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{3.7}{2})} \quad A_s = 3.68 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{3.68 * 4200}{0.85 * 210 * 25} \quad a = 3.46 \text{ cm}$$

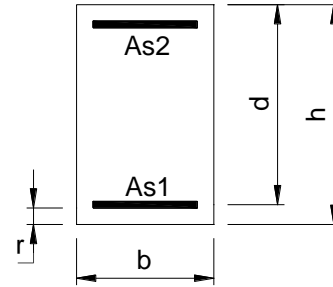
$$A_s = \frac{4.89 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{3.46}{2})} \quad A_s = 3.67 \text{ cm}^2 \quad \{ 3 \phi 12 \}$$



8.1. DISEÑO DE VIGAS DE ENCADENADO

Materiales

Hormigón H-21 $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$
 Acero AH420 $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$
 $b = 0.25 \text{ m}$ $M_{\max 2} = 2.36 \text{ Ton-m}$
 $h = 0.40 \text{ m}$
 $r = 0.03 \text{ m}$
 $d = 0.37 \text{ m}$



Calculo de la armadura de refuerzo

$$As = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = 0.10 * d \quad \phi = 0.90$$

$$As = \frac{2.36 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{3.7}{2})} \quad As = 1.776 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

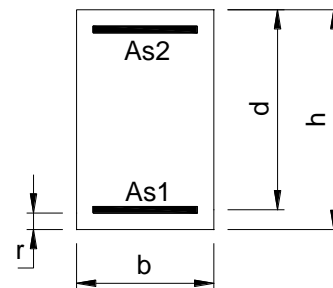
$$a = \frac{1.776 * 4200}{0.85 * 210 * 25} \quad a = 1.67 \text{ cm}$$

$$As = \frac{2.36 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{1.67}{2})} \quad As = 1.73 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \phi 12 \}$$

8.2. DISEÑO DE VIGAS A FLEXION VS

Materiales

Hormigón H-21 $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$
 Acero AH420 $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$
 $b = 0.25 \text{ m}$ $M_{\max 1} = 2.77 \text{ Ton-m}$
 $h = 0.35 \text{ m}$ $M_{\max 2} = 4.42 \text{ Ton-m}$
 $r = 0.03 \text{ m}$
 $d = 0.32 \text{ m}$





Calculo de la armadura de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = 0.10 * d \quad \phi = 0.90$$

$$A_s = \frac{2.77 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (32 - \frac{3.2}{2})} \quad A_s = 2.41 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{2.41 * 4200}{0.85 * 210 * 25} \quad a = 2.27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.77 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (32 - \frac{2.27}{2})} \quad A_s = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \phi 12 \}$$

Calculo de la armadura de refuerzo negativo

$$A_s = \frac{4.42 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (32 - \frac{3.2}{2})} \quad A_s = 3.85 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{3.85 * 4200}{0.85 * 210 * 25} \quad a = 3.62 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{4.42 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (37 - \frac{3.62}{2})} \quad A_s = 3.87 \text{ cm}^2 \quad \{ 3 \phi 12 \}$$



9. DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESCALERA

Materiales

Hormigón H-21 $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$

Acero AH420 $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$

Ancho de Escalera = 1.23 m.

Ancho de Baranda = 0.11 m.

Garganta = 0.15 m.

1.- Cálculo de Nº de Escalones CH ya dado por diseño Arquitectónico

$$N^{\circ} \text{ esc.} = \frac{300 \text{ cm}}{18.75 \text{ cm}} \rightarrow 16 \text{ Escalones}$$

2.- Cálculo de la carga de diseño

Tramo Inclinado

$$QI = 1.23 \text{ m} * \frac{(1.4 * 0.77 + 1.7 * 0.50) \text{ Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow QI = 2.37 \text{ Ton/m}$$

Tramo descanso

$$Qd = 1.285 \text{ m} * \frac{(1.4 * 0.46 + 1.7 * 0.50) \text{ Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow Qd = 1.92 \text{ Ton/m}$$

3.- Proyecto Horizontal



$$M_{max} = 3.707 * 1.56 - 0.5 * 2.37 * 1.56^2 \rightarrow M_{max} = 2.90 \text{ Ton} - m$$

4.- Cálculo de la armadura de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad d = (15 - 3) \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.90 * 10^5}{0.90 * 4200 * (12 - \frac{1.2}{2})} \quad A_s = 6.73 \text{ cm}^2$$



Comprobando para "a"

$$a = \frac{6.73 * 4200}{0.85 * 210 * 123} \quad a = 1.29 \text{ cm}$$

$$As(+) = \frac{2.90 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(12 - \frac{1.29}{2}\right)} \quad As(+) = 6.76 \text{ cm}^2 \quad \{ 6 \varphi 12 \}$$

$$As(-) = 6.76 * .90 \text{ cm}^2 \quad As(-) = 6.08 \text{ cm}^2 \quad \{ 5 \varphi 12 \}$$

9.1. DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESCALERA 2DO A 5TO PISO

Materiales

Hormigón H-21

$$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$$

Acero AH420

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$$

Ancho de Escalera = 1.20 m. Altura de Piso = 2.70 m

Ancho de Baranda = 0.18 m.

Garganta = 0.15 m.

1.- Cálculo de Nº de Escalones CH ya dado por diseño Arquitectónico

$$N^{\circ} \text{ esc.} = \frac{270 \text{ cm}}{16.87 \text{ cm}} \quad \rightarrow \quad 16 \text{ Escalones}$$

2.- Cálculo de la carga de diseño

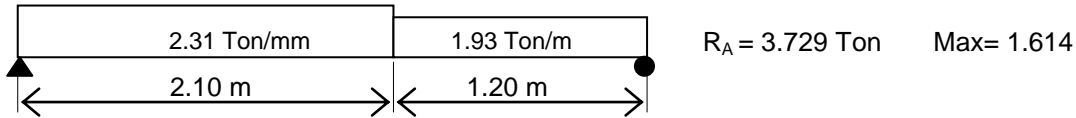
Tramo Inclinado

$$QI = 1.20 \text{ m} * \frac{(1.4 * 0.77 + 1.7 * 0.50) \text{ Ton}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow \quad QI = 2.31 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tramo descanso

$$Qd = 1.29 \text{ m} * \frac{(1.4 * 0.46 + 1.7 * 0.50) \text{ Ton}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow \quad Qd = 1.93 \text{ Ton/m}$$

3.- Proyecto Horizontal



$$M_{max} = 3.729 * 1.614 - 0.5 * 2.31 * 1.614^2 \quad \rightarrow \quad M_{max} = 3.01 \text{ Ton} - m$$

4.- Cálculo de la armadura de refuerzo

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad d = (15 - 3) \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{3.01 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (12 - \frac{1.2}{2})} \quad A_s = 6.99 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{6.99 * 4200}{0.85 * 210 * 120} \quad a = 1.37 \text{ cm}$$

$$A_s(+) = \frac{3.01 \times 10^5}{0.90 * 4200 * (12 - \frac{1.37}{2})} \quad A_s(+) = 7.04 \text{ cm}^2 \quad \{ 6 \phi 12 \}$$

$$A_s(-) = 7.04 * .90 \text{ cm}^2 \quad A_s(-) = 6.34 \text{ cm}^2 \quad \{ 5 \phi 12 \}$$



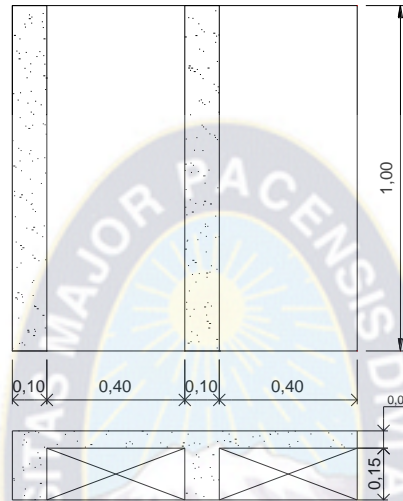
10. ANÁLISIS DE CARGAS Y CÁLCULO DE ESFUERZOS DE LA LOSA ALIGERADA EN 1D.

1.-CALCULO DEL ESPESOR DE LA LOSA

$$e = \frac{4.62}{25} m$$

$$\rightarrow e = 0.18 m$$

$$\approx e = 0.20 m$$



Análisis para Carga Muerta

Peso Propio

- Losa: $0.05 * 0.50 * 1.00 * 2.40 = 0.060 \text{ Ton.}$
- Nervio: $0.10 * 0.15 * 1.00 * 2.40 = 0.036 \text{ Ton.}$

$$\text{Peso Propio} = (0.060 + 0.036) \text{ Ton} \rightarrow 0.096 \text{ Ton}$$

Peso por M2 = 2 nervios/m2

$$\text{Peso por M2} = 2 * 0.096 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow 0.192 \text{ Ton/m}^2$$

CARGA MUERTA:

- Peso Propio = 0.192 Ton/m²
 - Peso tabiquería = 0.100 Ton/m²
 - Piso + Cielo Razo = 0.100 Ton/m²
- $$= 0.392 \text{ Ton/m}^2$$

2.- Calculo de la carga de diseño

$$W_{\mu} = \frac{(1.4 * 0.392 + 1.7 * 0.260) \text{ Ton}}{m^2} \rightarrow W_{\mu} = 0.991 \text{ Ton/m}^2$$

Carga de diseño por nervio

$$W'_{\mu} = \frac{0.991 \text{ Ton}}{2 m^2} \rightarrow W'_{\mu} = 0.495 \text{ Ton/m}^2$$



3.- Cálculo de los momentos flectores

Momentos Negativos (Apoyos)

$$M_A = \frac{1}{24} * 0.495 * 4.49^2 \quad \rightarrow M_A = 0.416 \text{ Ton} - m$$

$$M_B = \frac{1}{10} * 0.495 * 4.62^2 \quad \rightarrow M_B = 1.057 \text{ Ton} - m$$

$$M_C = \frac{1}{11} * 0.495 * 4.49^2 \quad \rightarrow M_C = 0.907 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = \frac{1}{10} * 0.495 * 2.75^2 \quad \rightarrow M_D = 0.374 \text{ Ton} - m$$

$$M_E = \frac{1}{24} * 0.495 * 4.62^2 \quad \rightarrow M_E = 0.156 \text{ Ton} - m$$

Momentos Positivos (Tramos)

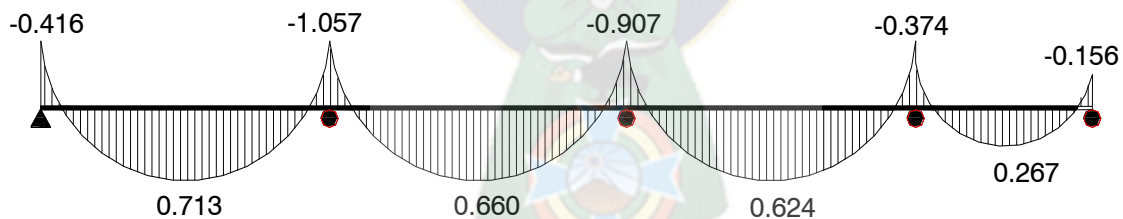
$$M_{A-B} = \frac{1}{14} * 0.495 * 4.49^2 \quad \rightarrow M_{A-B} = 0.713 \text{ Ton} - m$$

$$M_{B-C} = \frac{1}{16} * 0.495 * 4.62^2 \quad \rightarrow M_{B-C} = 0.660 \text{ Ton} - m$$

$$M_{C-D} = \frac{1}{16} * 0.495 * 4.49^2 \quad \rightarrow M_{C-D} = 0.624 \text{ Ton} - m$$

$$M_{D-E} = \frac{1}{14} * 0.495 * 2.75^2 \quad \rightarrow M_{D-E} = 0.267 \text{ Ton} - m$$

Diagrama De Momentos Flectores



4.- Calculo de las áreas de acero

Apoyos:

Apoyo (A)

$$A_s(A) = \frac{M_{max}}{\varphi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad d = 17 \text{ cm} \quad a = 0.10 * 17 \text{ cm}$$



$$As = \frac{0.416 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 0.681 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{0.681 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 1.60 \text{ cm}$$

$$As(A) = \frac{0.416 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.60}{2}\right)} \quad As(A) = 0.679 \text{ cm}^2 \quad \{ 1 \varphi 10 \}$$

APOYO (B)

$$As(B) = \frac{1.057 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 1.731 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{1.731 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 4.07 \text{ cm}$$

$$As(B) = \frac{1.057 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{4.07}{2}\right)} \quad As(B) = 1.87 \text{ cm}^2 \quad \{ 3 \varphi 10 \}$$

APOYO (C)

$$As(C) = \frac{0.907 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 1.49 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{1.49 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 3.51 \text{ cm}$$

$$As(C) = \frac{0.907 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{3.51}{2}\right)} \quad As(C) = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \varphi 10 \}$$

APOYO (D)

$$As(D) = \frac{0.374 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 0.61 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{0.61 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 1.44 \text{ cm}$$

$$As(D) = \frac{0.374 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.44}{2}\right)} \quad As(D) = 0.61 \text{ cm}^2 \quad \{ 1 \varphi 10 \}$$

APOYO (E)



$$As(E) = \frac{0.156 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 0.26 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{0.26 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 0.61 \text{ cm}$$

$$As(E) = \frac{0.156 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{0.61}{2}\right)} \quad As(E) = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \{ 1 \varphi 10 \}$$

TRAMOS

TRAMO (A-B)

$$As(AB) = \frac{0.713 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 1.17 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{1.17 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 2.75 \text{ cm}$$

$$As(AB) = \frac{0.713 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{2.75}{2}\right)} \quad As(AB) = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \varphi 10 \}$$

TRAMO (B-C)

$$As(BC) = \frac{0.66 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 1.08 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{1308 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 2.54 \text{ cm}$$

$$As(BC) = \frac{0.66 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{2.54}{2}\right)} \quad As(BC) = 1.11 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \varphi 10 \}$$

TRAMO (C-D)

$$As(CD) = \frac{0.624 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 1.02 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{1.02 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 2.40 \text{ cm}$$



$$As(CD) = \frac{0.624 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{2.40}{2}\right)} \quad As(CD) = 1.04 \text{ cm}^2 \quad \{ 2 \varphi 10 \}$$

TRAMO (D-E)

$$As(DE) = \frac{0.267 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{1.7}{2}\right)} \quad As = 0.02 \text{ cm}^2$$

Comprobando para "a"

$$a = \frac{0.02 * 4200}{0.85 * 210 * 10} \quad a = 0.05 \text{ cm}$$

$$As(DE) = \frac{0.627 \times 10^5}{0.90 * 4200 * \left(17 - \frac{0.05}{2}\right)} \quad As(DE) = 0.05 \text{ cm}^2 \quad \{ 1 \varphi 10 \}$$





11. CALCULO DE COLUMNAS

CALCULO DE COLUMNAS PS - P2do Piso								
Ubicación	Columna	Carga Actuante (Ton)	Momento de Diseño (Ton-cm)	Area de Acero (As = cm ²)	Diametro de Acero ϕ (mm)	Area de Acero (cm ²)	Seccion de la columna	Cantidad
Portico 1								
	A - 1	58,45	141,69	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
	B - 1	86,70	225,74	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	C - 1	86,38	222,35	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	D - 1	69,41	178,67	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	E - 1	29,03	70,36	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
Portico 2								
	A - 2	86,81	210,43	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
	B - 2	129,98	334,56	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	C - 2	128,03	329,56	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	D - 2	102,35	263,44	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	E - 2	43,19	104,69	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
Portico 3								
	A - 3	56,81	137,70	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
	B - 3	85,27	219,48	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	C - 3	83,99	216,18	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	D - 3	67,51	173,68	12,25	16	1,98	40x40	6 ϕ 16
	E - 3	28,19	68,34	9	16	1,98	35x35	4 ϕ 16
CALCULO DE COLUMNAS Piso 3er								
Ubicación	Columna	Carga Actuante	Momento de Diseño (Ton-cm)	Area de Acero (As = cm ²)	Diametro de Acero	Area de Acero	Seccion de la columna	Cantidad
Portico 1								
	A - 1	29,46	141,69	6,25	12	1,27	25x25	4 ϕ 12+4 ϕ 8
	B - 1	43,32	196,49	9,00	12	1,27	30x30	8 ϕ 12
	C - 1	42,57	193,43	9,00	12	1,27	30x30	8 ϕ 12
	D - 1	33,99	156,32	9,00	12	1,27	30x30	8 ϕ 12
	E - 1	29,03	13,94	6,25	12	1,27	25x25	4 ϕ 12+4 ϕ 8
TODOS LOS PORTICOS EN ESTE PISO TENDRAN LAS ARMADURAS CALCULADAS PARA EL PORTICO 1					ARMADURA COLUMNA LATERAL			4 ϕ 12+4 ϕ 8
					ARMADURA COLUMNA CENTRAL			8 ϕ 12
PARA LA ULTIMA PLANTA LAS AREAS DE ACERO SEREN DE MENOR CUANTIA.					ARMADURA COLUMNA LATERAL			4 ϕ 12
					ARMADURA COLUMNA CENTRAL			4 ϕ 12+4 ϕ 8



12. CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS

Datos Requeridos

Hormigón H-21	$f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$	$P_{cm} = 56.198 \text{ Ton}$
Acero AH420	$f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$	$P_{cv} = 39.969 \text{ Ton}$
Fatiga admisible del Terreno	$= 15.00 \text{ Ton/m}^2$	$P_t = 96.17 \text{ Ton}$

1.- Calculo del área de la zapata

$$Azap = \frac{P_t}{\sigma_{adm}} \quad [m^2] \quad \rightarrow Azap = \frac{96.17 \text{ ton} * m^2}{15.00 \text{ Ton}} \quad \rightarrow Azap = 6.41 \text{ M}^2$$

Lados de la zapata

$$\text{Zapata cuadrada (L)} \quad \rightarrow L = \sqrt{6.41 m^2} \quad L = 2.53 \text{ m} \quad \rightarrow L = 2.55 \text{ m}$$

2.- Reacción Neta del Terreno

$$RNT = \frac{Qd}{Azap} \quad \rightarrow RNT = \frac{(1.4 * 56.20 + 1.7 * 39.97) \text{ Ton}}{6.41 m^2} \quad \rightarrow RNT = 22.88 \text{ ton/m}^2$$

3.- Cálculo del momento flector externo

$$C = \frac{2.55 - 0.40}{2} \quad \rightarrow C = 1.075 \text{ m}$$

$$M'_{\mu} = 0.5 * 22.88 * 1.10^2 * 2.55 \quad \rightarrow M'_{\mu} = 33.712 \text{ Ton} - m$$

4.- Calculo de las cuantías

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200} \quad \rightarrow \rho_{min} = 0.0033 \quad \rho_{max} = 0.75 \left[0.85^2 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6100}{6100 + 4200} \right) \right] \quad \rightarrow \rho_{max} = 0.016$$

$$0.0033 < \rho < 0.0160 \quad \rightarrow \rho = 0.0097$$

5.- Cálculo del peralte efectivo por Flexión

$$d^2 = \frac{33.712 * 10^5}{0.90 * 0.0097 * 255 * 4200 * \left(1 - 0.59 * 0.0097 * \frac{4200}{210} \right)} \quad \rightarrow d^2 = 407.167 \text{ cm}^2$$

$$d = \sqrt{407.167 \text{ cm}^2} \quad \rightarrow d = 20.178 \text{ cm} \quad \rightarrow d = 20 \text{ cm.}$$

Comprobación del peralte al cortante

Condición $V_{adm} > V_a$

$$\text{Cortante Admisibile: } Vadm = \sqrt{210} \quad \rightarrow Vadm = 14.49 \text{ kgs/cm}^2$$



Si $d = 20 \text{ cm}$ NO CUMPLE!!!!

$$\text{Si } \rightarrow d = 40 \text{ cm} \quad \frac{d}{2} = 0.20 \text{ m} \quad ; \left(c - \frac{d}{2}\right) \rightarrow 0.90 \text{ m}$$

$$A = 0.5(2.55 + 0.75) * 0.90 \rightarrow A = 1.49 \text{ m}^2 \quad \rightarrow Vc = 22.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 1.49 \text{ m}^2 \quad \rightarrow Vc = 33.98 \text{ ton}$$

$$Va = \frac{33.98 \text{ Ton}}{(0.85 * 0.75 * 0.40) \text{ m}^2} \rightarrow Va = 133.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow Va = 13.33 \text{ kgs/cm}^2$$

COMO: $Va < Vadm$ OK! CUMPLE

6.- Cálculo de la armadura de refuerzo

$$As = \frac{35.298 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(40 - \frac{4.0}{2}\right)} \rightarrow As = 24.57 \text{ cm}^2$$

Comprobación para "a"

$$a = \frac{24.57 * 4200}{0.85 * 210 * 255} \rightarrow a = 2.27 \text{ cm}$$

$$As = \frac{35.298 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(40 - \frac{2.27}{2}\right)} \rightarrow As = 24.03 \text{ cm}^2 \quad \{12 \varnothing 16\}$$



13. CALCULO DE ZAPATAS MEDIANERAS

Datos Requeridos

Columna:

- $axb = 35 \times 35 \text{ cm}^2$
- $Pt = 58.45 \text{ Ton}$
- $H = 4.00 \text{ m}$

Geotecnia:

- $\sigma_{adm} = 15.00 \text{ Ton/m}^2$
- Ángulo de fricción interna de suelo $\phi = 30^\circ$
- Cohesión del suelo $C_u = 2.0 \text{ Ton/m}^2$

Acero:

- $f_{yk} = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$

Hormigón:

- $f_{ck} = 210 \text{ Kgs/cm}^2$

1.- Calculo del área de la zapata

$$\sigma_{adm} = \frac{Pt}{Azap} \quad \rightarrow \quad Azap = \frac{58.45 \text{ Ton} \cdot \text{m}^2}{15.00 \text{ Ton}} \quad \rightarrow \quad Azap = 3.90 \text{ m}^2$$

Lados de la zapata

$$\frac{Ly}{Lx} = 2 \quad \rightarrow \quad Ly = 2Lx; \quad Azap = Ly \cdot Lx \quad \text{Asumiendo que } Ly = Lx$$

$$\rightarrow 2 \cdot Lx \cdot Lx \quad Azap = 2 \cdot Lx^2 \quad \rightarrow Lx = \sqrt{\frac{Azap}{2}} \quad \rightarrow Lx = \sqrt{\frac{3.92}{2}} \quad \rightarrow Lx = 1.40 \text{ m}$$

$$Ly = 2Lx \quad \rightarrow Ly = 2 \cdot 1.4 \text{ m} \quad \rightarrow Ly = 2.80 \text{ m}$$

2.- Calculo de la excentricidad de la Zapata

$$e_o = \frac{Lx - a}{2} \text{ (cm)} \quad \rightarrow \quad e_o = \frac{1.40 - 0.35}{2} \quad \rightarrow \quad e_o = 0.525 \text{ m}$$

3.- Cálculo de la excentricidad máxima.

$$e_{max} = \frac{[(58.45 \cdot \text{Tang}30^\circ + 0.5 \cdot 2 \cdot 1.40 \cdot 2.80) \cdot 2/3 \cdot 4.00]}{58.45} \quad \rightarrow \quad e_{max} = 1.72 \text{ m}$$

4.- Calculo de los Momentos Flectores.

Momentos flectores en la dirección de "X"

$$RNT = \frac{1.55 \cdot 58.54}{3.92} \quad \rightarrow \quad RNT = 23.15 \text{ Ton/m}^2$$



$$M_x = \frac{23.15 * 2.40 * [1.40 - 0.35]^2}{2} \rightarrow M_x = 30.63 \text{ Ton} - m$$

Momentos en la dirección de "Y"

$$M_y = \frac{23.15 * 1.40 * [2.40 - .35]^2}{8} \rightarrow M_y = 17.03 \text{ Ton} - m$$

5.- Cálculo de la armadura de refuerzo

Armadura en la dirección "X" si d =50 cm

$$A_{sx} = \frac{30.63 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - \frac{5}{2})} \rightarrow A_{sx} = 17.06 \text{ cm}^2$$

Comprobación para "a"

$$a = \frac{17.06 * 4200}{0.85 * 210 * 240} \rightarrow a = 1.67 \text{ [cm]}$$

$$A_{sx} = \frac{30.63 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - \frac{1.67}{2})} \rightarrow A_{sx} = 16.48 \text{ cm}^2$$

→ {13 ϕ 12}

Armadura en la dirección "Y"

$$A_{sy} = \frac{17.03 * 10^5}{0.9 * 4200 * (48 - \frac{4.8}{2})} \rightarrow A_{sy} = 9.88 \text{ cm}^2$$

Comprobación para "a"

$$a = \frac{9.88 * 4200}{0.85 * 210 * 140} \rightarrow a = 1.66 \text{ [cm]}$$

$$A_{sy} = \frac{17.03 * 10^5}{0.9 * 4200 * (48 - \frac{1.66}{2})} \rightarrow A_{sy} = 9.55 \text{ cm}^2$$

→ {8 ϕ 12}

6.-Comprobación del peralte al cortante por puzonamiento

Esfuerzo Cortante resistente:

$$V_{adm} = 0.85 * \sqrt{210} \quad V_{adm} = 12.32 \text{ kgs/cm}^2$$

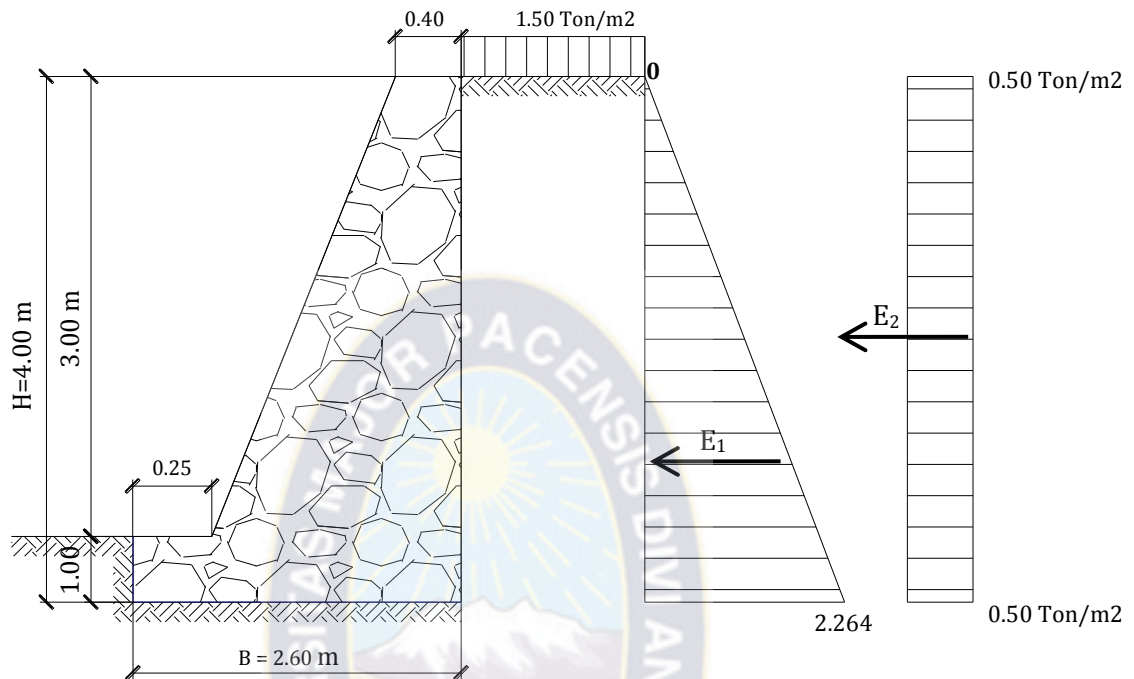
Esfuerzo Cortante Actuante:

$$V_{act} = \frac{23.15 * [1.4 * 2.40] - 23.94 * (0.35 + \frac{0.50}{2}) * (0.35 + 0.50)}{[2 * (0.35 + 0.50) + 0.35] * 0.50} \rightarrow V_{act} = 6.63 \text{ kgs/cm}^2$$

Como $V_{adm} > V_{act}$ CUMPLE!! OK!



14. CALCULO DEL MURO DE CONTENCIÓN



Datos:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\sigma_{adm.} = 15.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\delta = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma h = 2.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$C = 2.50 \text{ Ton/m}^2$$

1.- Calculo del coeficiente activo de Rankine

$$K_a = \text{Tang}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad K_a = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) \quad \rightarrow K_a = 0.333$$

2.- Calculo de las presiones debido al terreno y a las cargas externas.

$$Z = 0.00 \text{ m} \quad ; \sigma_v = \gamma_s * h * K_a$$

$$\sigma_v = 0.00$$

Para $Z = 4.00 \text{ m}$



$$\sigma_v = 1.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 4.00 \text{ m} * 0.333 \quad \rightarrow \sigma_v = 2.264 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_q = 1.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 0.333 \quad \rightarrow \sigma_q = 0.50 \text{ Ton/m}^2$$

3.- Cálculo de los empujes

$$E1 = 0.50 * 4\text{m} * 2.264 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \rightarrow E1 = 4.528 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$E2 = 0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 4\text{m} \quad \rightarrow E2 = 2.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

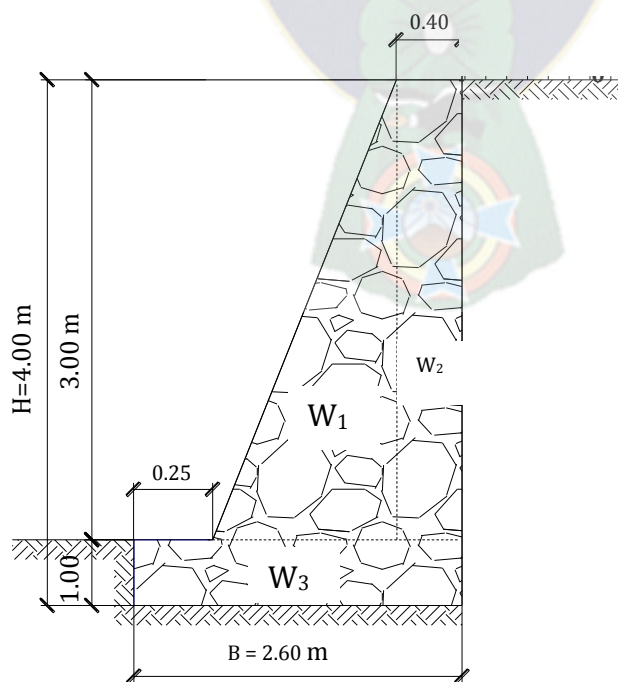
4.- Cálculo del empuje Activo

$$Ea = (4.528 + 2.00) \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \quad \rightarrow Ea = 6.528 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

5.- Cálculo de la posición de Resultante

$$Y_{cg} = \frac{\left((4.528 * \frac{1}{3} * 4.00) + (2 * 2) \right) \text{Ton/m} * \text{m}}{6.528 \text{ Ton/m}} \quad \rightarrow Y_{cg} = 1.538 \text{ m}$$

6.- Cálculo de los pesos propios del muro





$$W = Area * \gamma_{suelo}$$

$$W1 = \frac{\left(\frac{1}{2} * 1.95 * 3.00 * 2.40\right) Ton}{m} \quad \rightarrow W1 = 7.02 Ton/m$$

$$W2 = \frac{(0.40 * 3.00 * 2.40) Ton}{m} \quad \rightarrow W2 = 2.88 Ton/m$$

$$W3 = \frac{(1.00 * 2.60 * 2.40) Ton}{m} \quad \rightarrow W3 = 6.24 Ton/m$$

$$N = \sum Pesos propios \quad \rightarrow N = (7.02 + 2.88 + 6.24) \frac{Ton}{m} \quad \rightarrow N = 16.14 Ton/m$$

VERIFICACIONES PARA LA ESTABILIDAD

ANALISIS PARA 1 M.

7.- Verificación al Volcamiento

$$F_s = M_r / M_v \geq 2.00$$

$$M_r = 7.02 * \left(\frac{2}{3} * 1.95 + 0.25\right) + 2.88 * \left(2.60 - \frac{1}{2} * 0.40\right) + 6.24 * \frac{1}{2} * 2.60$$

$$M_r = 25.905 Ton - m$$

$$M_v = E_a * Y_{cg} \quad \rightarrow M_v = (6.528 * 1.538) Ton - m$$

$$M_v = 10.040 Ton - m$$

$$F_s = \frac{25.905}{10.040} \quad \rightarrow F_s = 2.58 \geq 2.00 \quad \text{OK!!! CUMPLE}$$

8.- Verificación al Deslizamiento

$$F_r = N_t * \tan \delta + C * B \quad \rightarrow \delta = \frac{2}{3} * \varphi$$

$$\delta = \frac{2}{3} * 30^\circ \quad \rightarrow \delta = 20^\circ$$

$$F_r = 16.14 * \tan(20^\circ) + 2.50 * 2.60 \quad \rightarrow F_r = 12.374$$

$$F_{Sd} = \frac{F_r}{E_a} \geq 1.5 \quad \rightarrow F_{Sd} = \frac{12.374}{6.528} \quad \rightarrow F_{Sd} = 1.896 \geq 1.50 \quad \text{OK!!! CUMPLE}$$

9.- Verificación al hundimiento y capacidades de carga

$$X_r = \frac{M_r - M_v}{N_t} \quad X_r = \frac{25.905 - 10.040}{16.14} \quad X_r = 0.983 m$$



$$ex = \frac{B}{2} - Xr \qquad ex = \frac{2.60}{2} - 0.983 \qquad ex = 0.314 \text{ m}$$

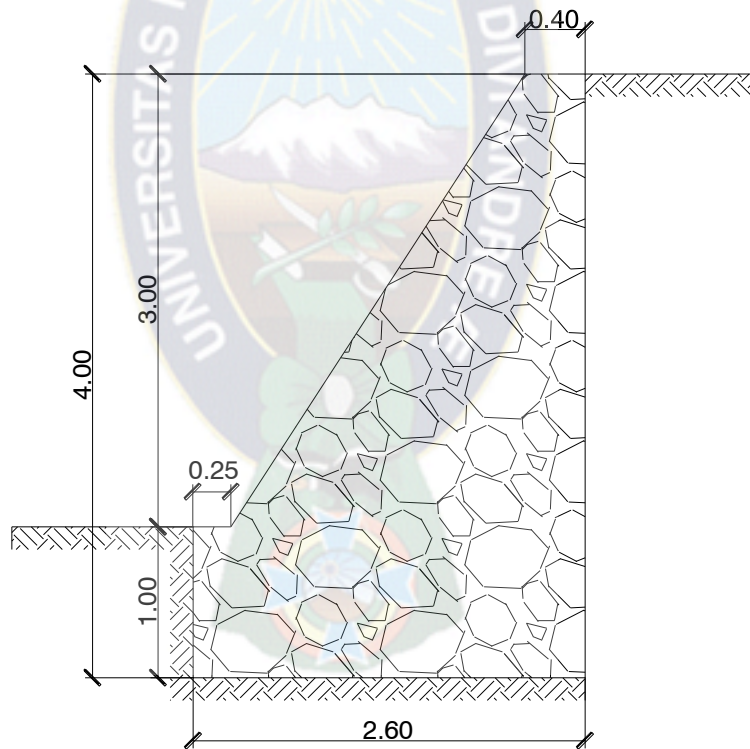
$$CONDICION: \frac{B}{6} > ex \qquad \frac{2.60}{6} = 0.433 > 0.314 \quad OK \text{ CUMPLE!!!!!!}$$

Presión de contacto Muro-Suelo de fundación $\sigma_{max.min}$:

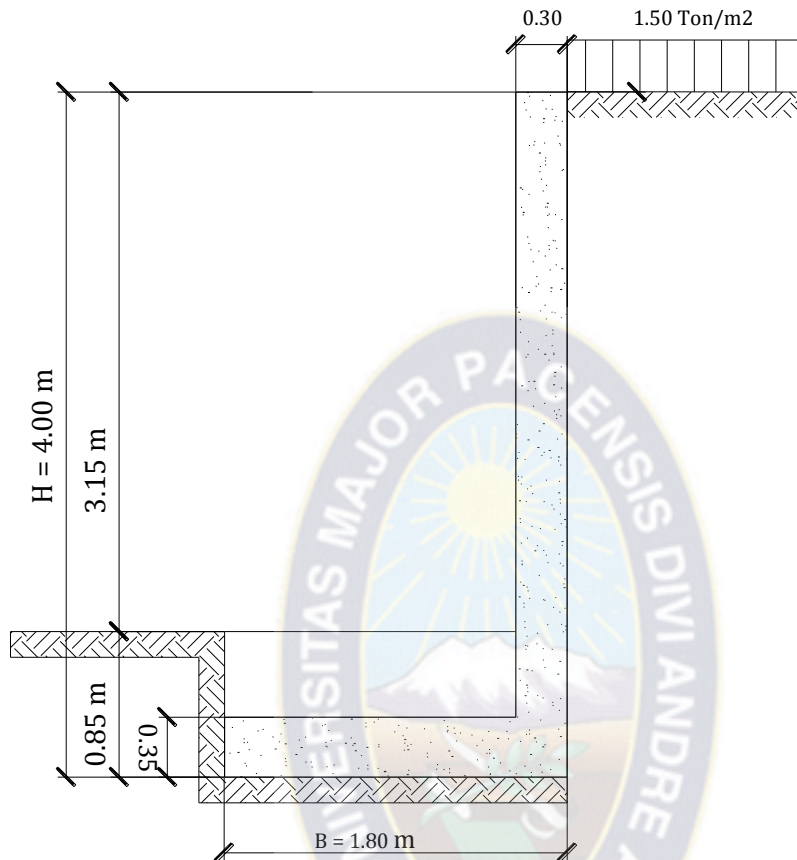
$$\sigma = \frac{Nt}{B * 1} \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right) \qquad \rightarrow \sigma = \frac{16.14}{2.60 * 1} \left(1 \mp \frac{6 * 0.314}{2.60} \right) \text{Ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 10.706 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \qquad \rightarrow \sigma_{max} = 1.071 \frac{\text{Kgs}}{\text{cm}^2} < 1.50 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ OK CUMPLE !!!!!!!!}$$

$$\sigma_{min} = 1.71 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \qquad \rightarrow \sigma_{min} = 0.171 \frac{\text{Kgs}}{\text{cm}^2} < 1.50 \text{ OK CUMPLE!!!!!!!}$$



15. CALCULO DEL MURO DE SÓTANO A NIVEL DE LOSA



Datos:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\sigma_{adm.} = 15.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\delta = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma h = 2.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

$$C = 0 \text{ Ton/m}^2$$

1.- Calculo del coeficiente activo de Rankine

$$K_a = \text{Tang}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad K_a = \text{Tan}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) \quad \rightarrow K_a = 0.333$$

2.- Calculo de las presiones debido al terreno y a las cargas externas.



PRESION VERTICAL

$Z = 0.00 \text{ m}$; $\sigma_v = \gamma_s * h * K_a$

$\sigma_v = 1.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

Para $Z = 4.00 \text{ m}$

$\sigma_v = \left(1.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 4.00 \text{ m} \right) + 2.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \sigma_v = 8.80 \text{ Ton/m}^2$

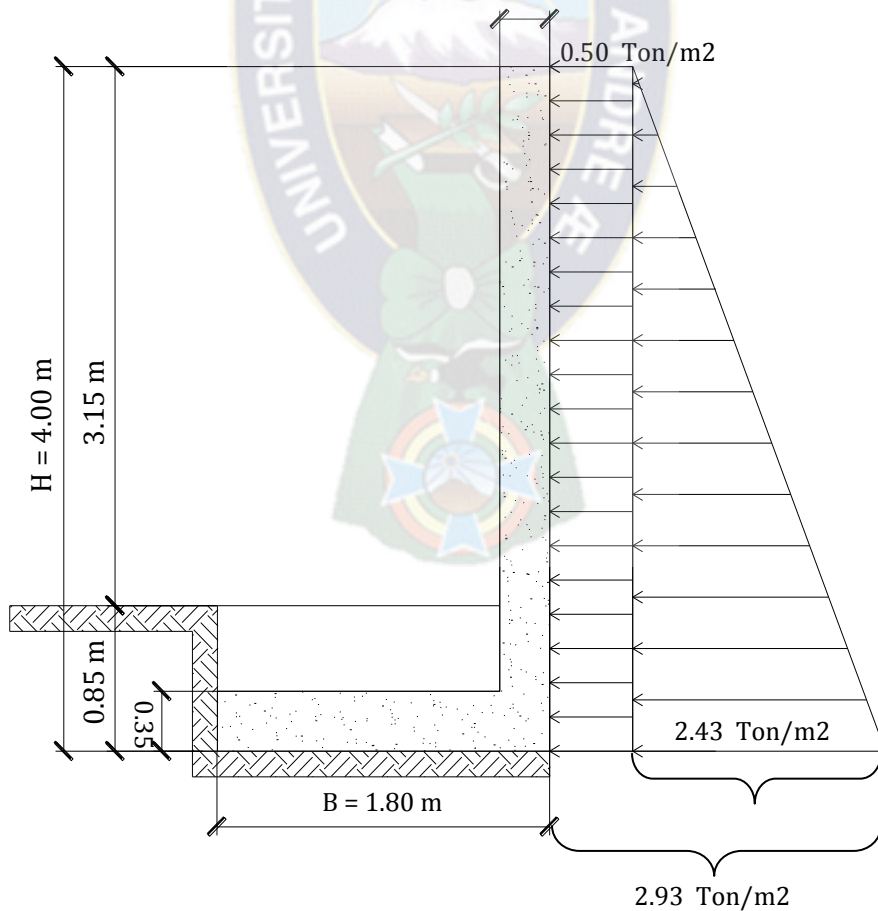
PRESION HORIZONTAL

$Z = 0.00 \text{ m}$

$\sigma_q = 1.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 0.333 \rightarrow \sigma_q = 0.50 \text{ Ton/m}^2$

Para $Z = 4.00 \text{ m}$

$\sigma_v = 8.80 * 0.333 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \sigma_v = 2.93 \text{ Ton/m}^2$





3.- Cálculo de los empujes

$$E1 = 0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} * 4\text{m} \quad \rightarrow E2 = 2.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$E2 = 0.50 * 4\text{m} * 2.43 \frac{\text{Ton}}{2} \quad \rightarrow E1 = 4.86 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

4.- Cálculo del empuje Activo

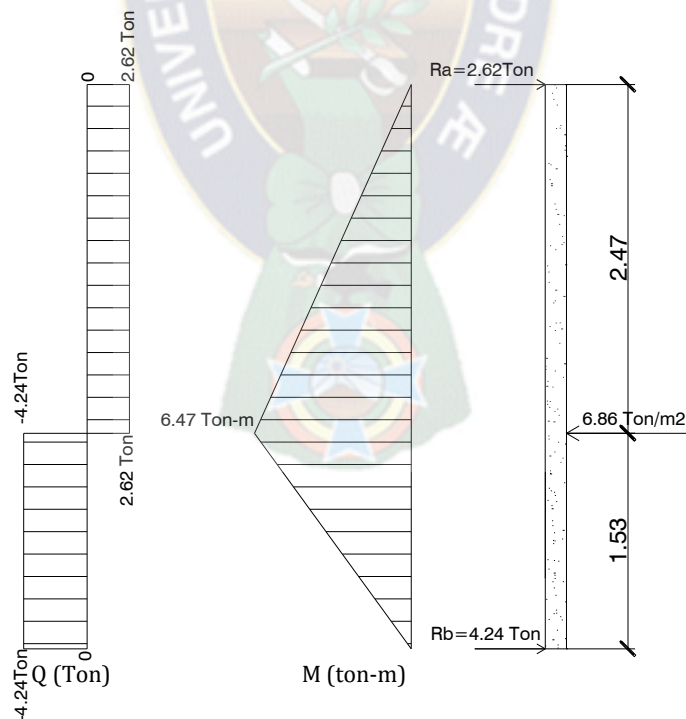
$$Ea = (4.86 + 2.00) \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \quad \rightarrow Ea = 6.86 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

5.- Cálculo de la posición de Resultante

$$Y_{cg} = \frac{\left((4.86 * \frac{1}{3} * 4.00) + (2.00 * 2) \right) \text{Ton/m} * \text{m}}{6.86 \text{Ton/m}} \quad \rightarrow Y_{cg} = 1.528 \text{ m}$$

ANÁLISIS PARA DETERMINAR EL MOMENTO MÁXIMO

Por ser independiente al marco estructural, se analiza como un elemento simplemente apoyado debido a que no soporta cargas axiales.



$| Q_{\max} | = 4.24 \text{ Ton} \quad ; \quad M_{\max} = 6.47 \text{ Ton-m}$



DATOS ADICIONALES

$$F_{ck} = 210 \text{ kgs/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$R_f = 15.94$$

$$J = 0.872$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.25 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{Análisis para un 1m de profundidad}$$

Calculo del Peralte efectivo requerido (en centímetros)

$$d = \sqrt{M_{max}/R * b} \quad d = \sqrt{\frac{6.47 * 10^5 \text{ kgs-cm}}{15.94 * 100 \text{ cm}}} \rightarrow d = 20.15 \text{ cm} \quad \approx 21.00 \text{ cm}$$

Se tomara el valor propuesto

$$d = 21 \text{ cm}$$

Área de acero mínima de elementos sometidos a flexión

$$A_{smin} = \frac{0.80 * \sqrt{f_{ck}} * b * d}{f_y} \quad \text{pero no menor que } \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{0.80 * \sqrt{210} * 100 * 21}{4200} \quad ; \quad \frac{14}{4200} * 100 * 21.00$$

$$A_{smin} = 5.80 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 7.00 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerida por flexión por unidad de longitud de muro

$$A_{sreq} = \frac{M_{max}}{F_s * j * d} \quad \text{donde } f_s = 0.50 * f_y$$

$$A_{sreq} = \frac{6.47 * 10^5 \text{ kgs-cm}}{0.50 * 4200 * 0.872 * 21} \rightarrow A_{sreq} = 16.82 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo refuerzo vertical y horizontal

$$S_{m\acute{a}x} = 3 \text{ tmuro}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * 30 \text{ cm} \quad S_{m\acute{a}x} = 90 \text{ cm}$$

Área de acero por temperatura

$$A_{stemp. \acute{m}in} = 0.0025 * b * d$$



$$A_{stemp.min} = 0.0025 * 100 * 21$$

$$\rightarrow A_{stemp.min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Verificaciones para cortante

Esfuerzo cortante unitario actuante va

$$Va = \frac{Q_{max}}{b*d} < Vc = 0.53 * \sqrt{fck}$$

$$Va = \frac{4.24 * 1000 \text{ kgs}}{100 * 21} \quad Va = 2.02 \frac{\text{kgs}}{\text{cm}^2} < Vc = 0.53 * \sqrt{210} \quad Vc = 7.68 \text{ kgs/cm}^2$$

Como $Va < Vc$ **OK CUMPLE!!**

Esto significa que no es necesaria la colocación de estribos como refuerzo transversal, ya que el concreto resiste el corte actuante por sí mismo, solamente se debe colocar acero por temperatura.

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO PARA 1M LONGITUDINAL DE MURO

Para evitar agrietamiento excesivo en el concreto, debido al diseño de este muro, se colocará el acero distribuido en dos capas paralelas de acuerdo con:

Cara interna: Aquí se desarrollan los esfuerzos de tensión, por lo tanto, debe llevar la mayor parte del refuerzo. Se tomará 2/3 del área requerida de acero.

$$A_{s \text{ flexion}} = \frac{2}{3} * 16.82 \quad A_{s \text{ flexion}} = 11.21 \text{ cm}^2$$

Usando ϕ 12 mm se tiene

$$\frac{11.21 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 8.83 \quad \rightarrow \mathbf{9 \phi 12/ml}$$

$$S = \frac{100}{9} \quad \rightarrow \mathbf{1 \phi 12 \text{ c}/10 \text{ cm}}$$

Usando ϕ 12 mm se tiene

$$A_{s \text{ temp.min}} = \frac{5.25 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 4.13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \mathbf{5 \phi 12/ml}$$



$$S = \frac{100}{5} \rightarrow 1 \varphi 12 \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Cara exterior: Aquí se desarrollan esfuerzos de compresión, por lo que se necesita menos refuerzo. Se tomará el resto del refuerzo.

$$A_{s \text{ flexion}} = 5.61 \text{ cm}^2$$

Usando $\phi 12 \text{ mm}$ se tiene

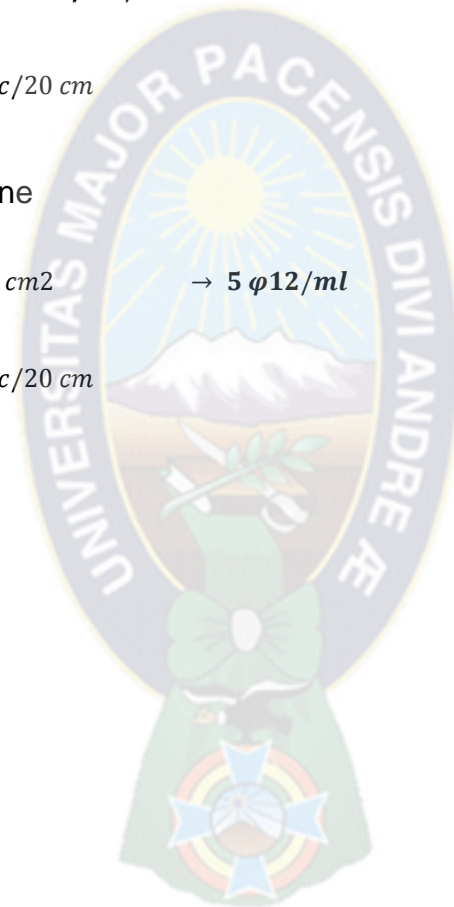
$$\frac{5.61 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 4.417 \rightarrow 5 \varphi 12/\text{ml}$$

$$S = \frac{100}{5} \rightarrow 1 \varphi 12 \text{ c}/20 \text{ cm}$$

Usando $\phi 12 \text{ mm}$ se tiene

$$A_{s \text{ temp. min}} = \frac{5.25 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 4.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \varphi 12/\text{ml}$$

$$S = \frac{100}{5} \rightarrow 1 \varphi 12 \text{ c}/20 \text{ cm}$$





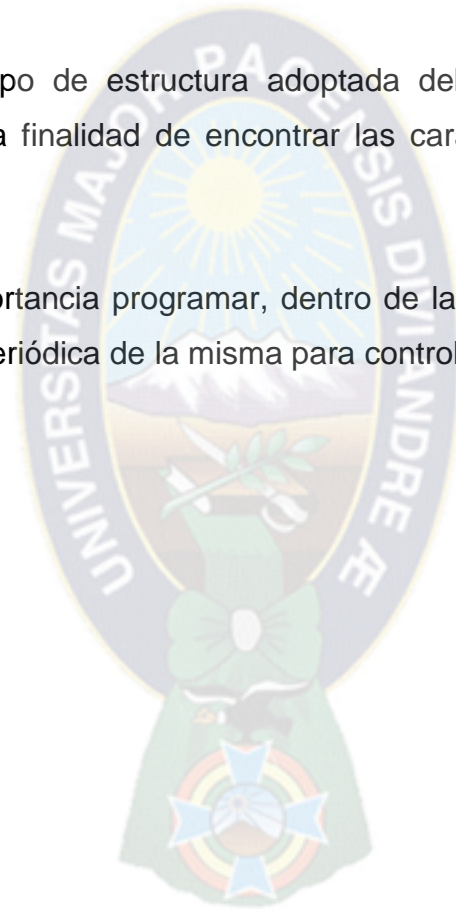
16. CONCLUSIONES

- Al utilizar el Programa Estructural SAP2000 se tiene que tener los conceptos claros de las Materias Estructurales del plan de estudios de la Carrera de Construcciones Civiles.
- Al introducir el pórtico al programa uno tiene que controlar las reacciones que se generan en el mismo estos por posibles errores de predimensionamiento iniciales.
- Para analizar y diseñar muros de sótano de concreto reforzado se deben conocer: las propiedades del suelo, magnitud del empuje del suelo, tipo de muro y restricción de sus apoyos, formas de impermeabilizarlos y los códigos y normas aplicables.
- Para conocer el nivel de la evaluación a realizarse a un muro de sótano, es preciso analizar los estudios obtenidos preliminarmente en la visita de inspección: exposición a la intemperie, tiempo de vida actual de la estructura, la función actual que desempeña y para la cual fue diseñada y fotografías.
- Es más factible el diseño de muros Pantalla que de Hormigón Ciclópeo debido principalmente en cuanto a costos.
- El muro de hormigón ciclópeo fue diseñado para el área externa al edificio.



17. RECOMENDACIONES

- Para realizar el cálculo de edificaciones el profesional debe tener todos los criterios y conceptos de cálculo Estructural por eso el cálculo debe realizarlo el profesional del área específica esto con la finalidad de evitar posibles errores en su diseño.
- De acuerdo al tipo de estructura adoptada deberá hacerse un análisis geotécnico con la finalidad de encontrar las características generales del suelo.
- Es de suma importancia programar, dentro de la vida útil de la estructura, una evaluación periódica de la misma para controlar el deterioro.





18. BIBLIOGRAFIA

- HERNANDEZ, Dalia I., consideraciones para el análisis, diseño y evaluación de muros de sótano de Concreto Reforzado Guatemala, noviembre 2009.
- CALAVERA, J. Cálculo de Estructuras de Cimentación 2ª ed. Madrid Instituto Técnico de materiales y Construcciones (INTEMAC),1982.
- TRAVERSO, Tazio E., Calculo de Estructuras de Hormigón Armado, La Paz – Bolivia, 2002.
- ALIAGA, W. Apuntes de Cátedra Materia Fundaciones I
- MONTOYA , Jiménez, Hormigón Armado, España;1987
- Norma ACI-318-05
- Apuntes de Materias del Área de Estructuras de la Carrera de Construcciones Civiles.