

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema.

El Municipio Camargo de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca actualmente no cuenta con la suficiente infraestructura para albergar a las distintas áreas de funcionamiento del Gobierno Autónomo Municipal de Camargo, cabe mencionar que se cuenta con una infraestructura actualmente más precisamente en la propia ciudad donde la actual estructura sufre de un excesivo número de personal técnico repartido en las diferentes áreas de desempeño laboral, por ende, no pueden otorgar una buena atención al ciudadano.

Al no contar con una suficiente capacidad esta infraestructura, deja a una cantidad de ciudadanos sin poder alcanzar el cupo para poder hacer conocer sus inquietudes y/o necesidades, a razón de que no todas las áreas técnicas cuentan con un habiente propio para poder realizar la recepción de los mismos. Muchos comunarios se ven obligados a restringir su visita a las instalaciones del G.A.M.C., dándoles prorrogas a sus problemas siendo que en ocasiones no son atendidas por el simple hecho que no son recepcionadas, provocando cierto recelo entre los diferentes ciudadanos puesto que esta carencia obliga que los funcionarios deban priorizar algunos problemas y otros simplemente quedando en el olvido.

Siendo una necesidad para que cada ciudadano pueda tener una mejor recepción y respuesta inmediata a cada inconveniente que llegue a presentarse ante diferentes sucesos en lo que conlleve responsabilidad municipal, mejorando el confort de cada ciudadano como turistas, se ve importante la elaboración de un diseño estructural para el proyecto planteado por las autoridades pertinentes del municipio de Camargo del departamento de Chuquisaca. Así la implementación de una nueva alcaldía municipal subsanara las carencias notables en la que se encuentra el municipio.

1.1.1. Planteamiento.

Si bien el Municipio cuenta con una infraestructura donde funciona actualmente la Alcaldía Municipal de Camargo esta carece de ambientes para desarrollar as diferentes actividades administrativas y la atención al público.

Las principales causas que originan la necesidad de una infraestructura adecuada para la Alcaldía Municipal son:

- Carencia de una sala de reuniones
- Carencias de ambientes para los diferentes funcionarios públicos y su atención al público
- Infraestructura actual deteriorada con ambientes pequeños y poco confortables para los funcionarios y la atención al público

1.1.2. Formulación.

Teniendo una infraestructura ineficiente e incapaz de poder satisfacer las diferentes inquietudes del ciudadano en las diversas áreas competentes del Municipio de Camargo que cada año aumenta cada vez más, siendo que el mismo es una población en desarrollo. Haciendo un análisis a las posibles soluciones del problema, y notando la carencia de un diseño estructural, la alternativa planteada más adecuada es: **Diseño estructural de la Alcaldía Municipal de Camargo ubicado en la Provincia Nor Cinti – Departamento Chuquisaca.**

1.1.3. Sistematización.

Con la alternativa definida “**Diseño estructural de la Alcaldía Municipal de Camargo ubicado en la Provincia Nor Cinti – Departamento Chuquisaca**”, y con un análisis técnico y económico en el estudio de la propuesta a respecto de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se ha definido realizar lo siguiente:

- Estructura para la cubierta losa alivianada en todo el módulo.
- Estructura de sustentación: Una estructura porticada de H°A°.
- Estructura de separación de niveles losa alivianada, losa reticular.
- Estructura de Cimentación con zapatas de H°A°.

Se realizará el diseño estructural aplicando la Norma Bolivia CBH-87, para así poder obtener las secciones optimas mediante el software CYPECAD.

1.2. Objetivos

1.2.1. General.

Realizar el diseño estructural de la Alcaldía Municipal de Camargo ubicado en el Municipio de Camargo Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca, aplicando la norma boliviana del Hormigón Armado **CBH-87** norma vigente en el país.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico de lugar de emplazamiento del terreno para determinar el desnivel del terreno.
- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura.
- Diseñar y calcular los elementos estructurales con secciones que cumplen con los esfuerzos establecidos en la norma boliviana CBH-87, aplicando el software CYPECAD 2016.
- Verificar manualmente los elementos estructurales más desfavorables con los obtenidos del software.
- Realizar el diseño de planos estructurales a detalle.
- Realizar un análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el presente proyecto.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- Estimar el costo económico del cálculo estructural.

1.3. Justificación.

1.3.1. Académica.

Profundizar y aplicar de forma práctica los conocimientos adquiridos en los años de formación universitaria, acerca del diseño de estructuras. Lo anterior permitirá dimensionar las estructuras desarrollando el criterio apropiado y mejor conocimiento del comportamiento de las mismas.

1.3.2. Técnica.

El lugar de la construcción de la Alcaldía Municipal de Camargo, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obra, lo cual se puede respaldar con la visita previa que se hizo al lugar, siendo este accesible, a razón de ello cuenta con todos los servicios básicos como ser; luz eléctrica, agua potable, gas domiciliario, alcantarillado sanitario y servicio de alumbrado público.

Será necesaria la información técnica del estudio de suelos y una correcta topografía del lugar de emplazamiento, así poder tener una correcta ubicación de todos los miembros estructurales del diseño, obteniendo una correcta elección del tipo de fundación que requiera la estructura para el tipo de suelo del lugar, cumpliendo con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras.

1.3.3. Socio-Económica.

El proyecto es económicamente posible ya que el lugar cuenta con lugares cercanos de donde se puede sacar los materiales como los áridos, cemento lo que facilita su construcción y no tendrá precios elevados a la hora de su construcción.

Siendo así este proyecto brindara mejores condiciones laborales a los funcionarios públicos y la atención a la población de la Comunidad de Camargo será mejor, mediante la construcción de la Alcaldía Municipal y poder contar con una infraestructura con todas las condiciones técnicas, tecnológicas, funcionales y estéticas para dar una mejor atención a toda la población que requiera de los servicios de la institución.

1.3.4. Ambiental.

Se garantizará que con la elaboración y ejecución del proyecto no se dañará la fauna ni la flora del lugar, haciendo que el proyecto no sea perjudicial para el medio ambiente siendo auto sostenible como así lo indica la ley 1333.

1.4. Alcance del proyecto.

Mediante la recolección y estudio de información secundaria, se analizó una alternativa de solución:

- Realizar el diseño estructural de la Alcaldía Municipal de Camargo

Una vez formulado y sistematizado el problema se procedió al análisis de alternativas de planteo estructural mencionadas a continuación:

- La estructura será porticada con elementos estructurales de H^oA^o ya que se trata de una estructura de 2 niveles, con cubierta de loza alivianada.
- La estructura de separación de niveles será loza alivianada de viguetas pretensadas y reticulares, ya que son más viables económicamente que una loza maciza.
- El tipo de sustentación de la estructura o fundaciones será con zapatas aisladas a la profundidad que sea necesaria.

1.5. Aporte académico.

Se realizará el diseño de la escalera en forma de U con dos descansos mediante el Método de Cross y comparación con Elementos finitos utilizando el Software SAP 2000.

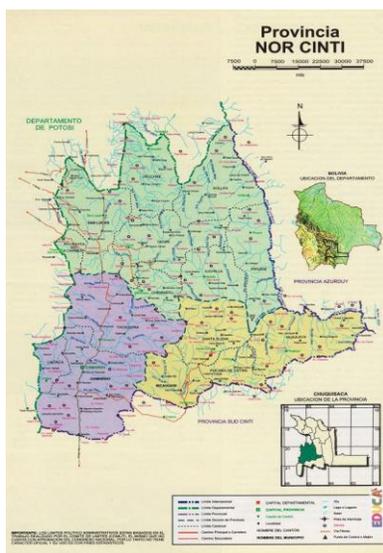
1.6. Localización.

El Municipio de Camargo se encuentra ubicado en la primera sección de la Provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca, está ubicado al sud oeste del territorio Departamental y se halla al sur oeste en su relación a su situación Provincial se encuentra a 325 km. De la Ciudad de Sucre, está en el punto medio del camino troncal entre las ciudades de Potosí y Tarija, distanciado a 197 km. de la ciudad de Potosí y 187 km. De la Ciudad de Tarija.

El proyecto se emplazará en el barrio 6 de agosto sobre la calle 25 de mayo, la infraestructura colinda con una parroquia y la casa Yarvi.

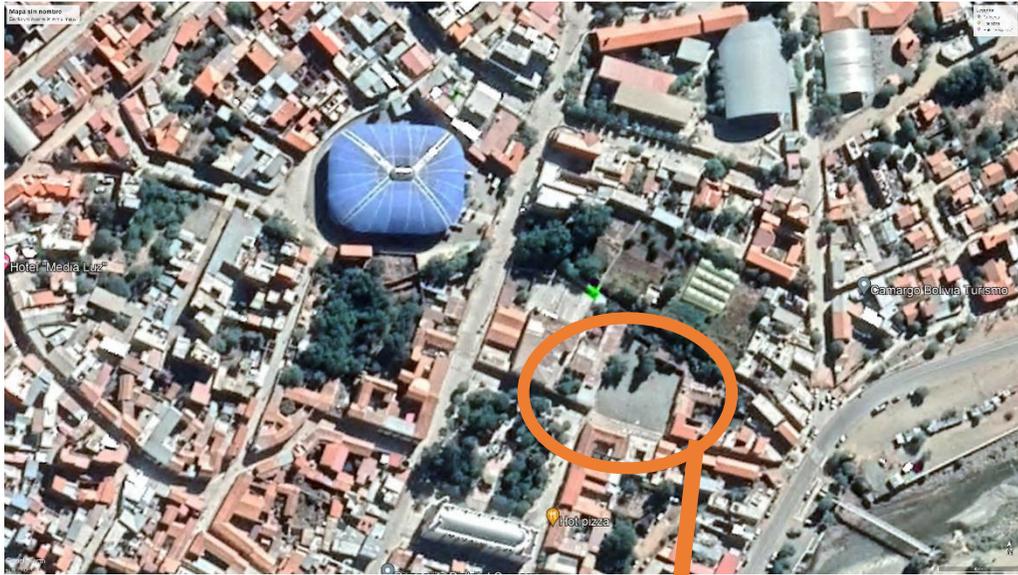
El lugar cuenta con todos los servicios básicos como ser agua, alumbrado público, electricidad, gas y alcantarillado sanitario.

Figura 1.1 : Mapa Geográfico de la provincia Nor Cinti



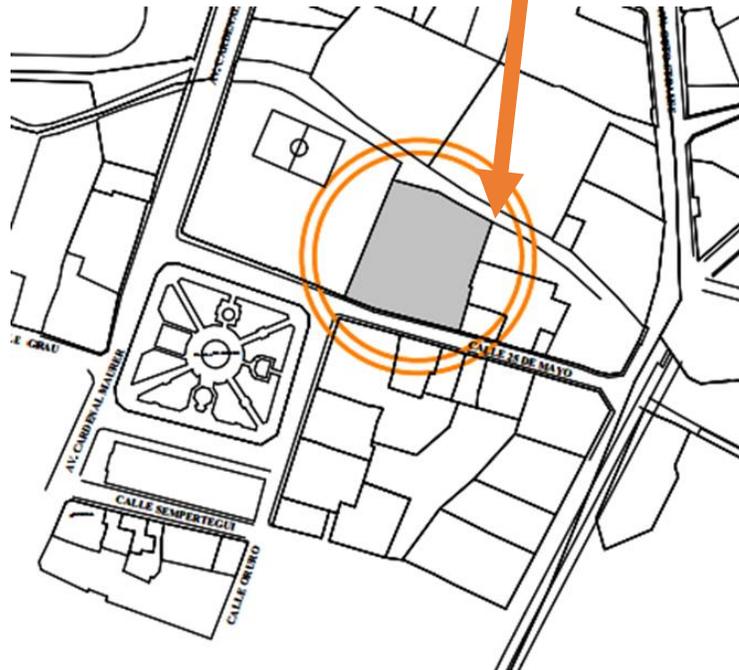
Fuente: <https://www.educa.com.bo/geografia/provincia-nor-cinti-mapa>

Figura 1.2 : fotografía satelital de la ubicación del proyecto



Fuente: [Google Earth Pro](#)

Figura 1.3 : Ubicación del proyecto



Fuente: [Google Earth Pro](#)

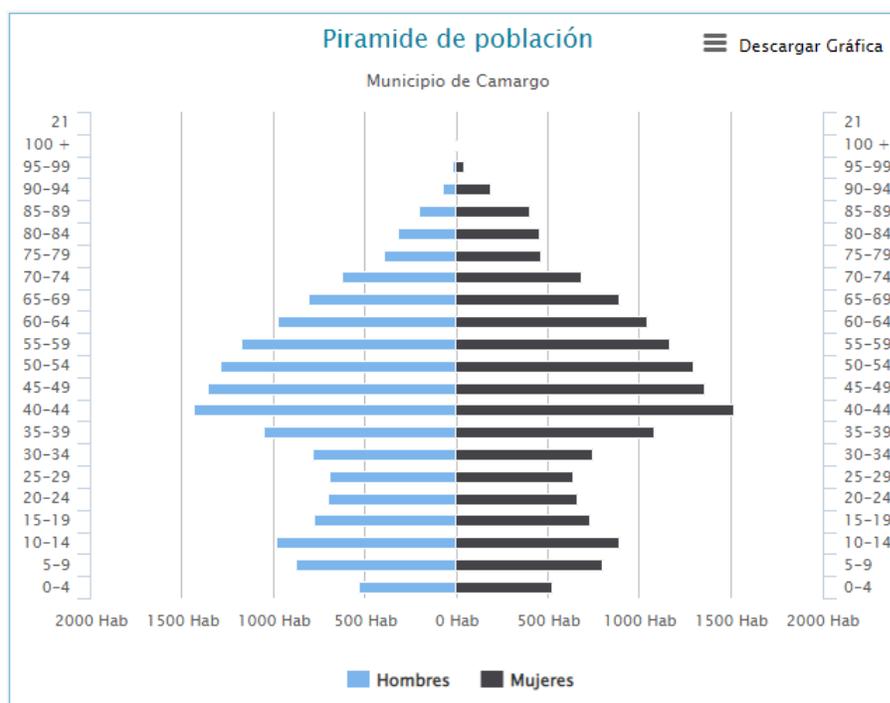
1.7. Información Socio-Económica.

El valle de Camargo tiene renombre y tradición debido a producción e industrialización artesanal de la uva, hecho que ha impreso características propias a la cultura local.

Entre los principales rubros económicos se encuentra la fruticultura. El cultivo de la vid es generalizado, dedicándose el 95% de la producción a la elaboración de vinos y singani.

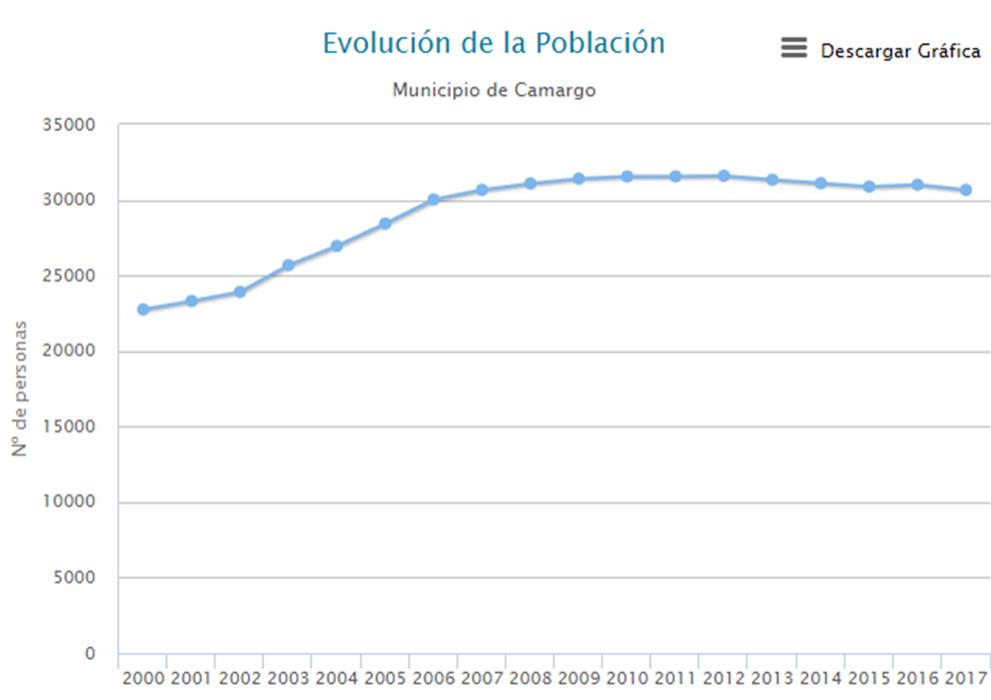
El Municipio de Camargo cuenta con una representación poblacional que se podrá visualizar en las gráficas siguientes.

Figura 1.4: Pirámide poblacional por sexo del municipio de Camargo



Fuente: https://datos.aytocamargo.es/aplicaciones/camargo_apps_graficas/poblacion

Figura 1.5: Evolución de la población del municipio de Camargo



Fuente: https://datos.aytocamargo.es/aplicaciones/camargo_apps_graficas/poblacion

1.7.1. Servicios básicos existentes.

Los servicios básicos son de vital importancia.

Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud educación y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el Gobierno central u/o Municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros, descuido de las autoridades centrales, entre otros factores. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

a) Servicio agua potable

En la actualidad el Municipio de Camargo cuenta con un sistema de Agua Potable, se debe así recalcar que en cierta temporada del año este servicio escasea.

b) Servicio de alcantarillado

El Municipio cuenta con una red de alcantarillado sanitario.

c) Servicios de electricidad

En la actualidad el municipio cuenta con energía eléctrica, con una cobertura del 90% hacia las familias consumidoras.

d) Servicios de educación

Se cuenta con una Unidad Educativa, donde se imparte Educación desde el nivel inicial, Primario y Secundario.

e) Servicios de salud

La red de Salud de Camargo, cuenta con Centro de Salud que prevé atención a toda la Comunidad así también cuenta con el servicio de Caja Nacional de Salud.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Introducción

Para el logro del objetivo general del proyecto “**Diseño Estructural de la Alcaldía Municipal de Camargo**” se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y superestructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

2.2. Levantamiento topográfico.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel.

El levantamiento topográfico se realiza con estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de los datos topográficos es de forma digital.

2.3. Estudio de suelos.

El dato fundamental para calcular un sistema de fundación es la tensión admisible del terreno (kg/cm^2) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional:

- Ensayos ‘in situ’ (en el lugar) a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.
- Toma de muestras ‘in situ’ de cada pozo realizado.
- Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
- Análisis de los resultados según los ensayos realizados ‘in situ’ y de laboratorio.
- Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas

2.3.1. Ensayo de Penetración Normal (SPT).

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión en el suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (750mm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (300mm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

2.3.2. Presión admisible.

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple N/mm²
2	Muy blanda	0,025
2 - 4	Blanda	0,025 – 0,050
3 - 8	Media	0,050 – 0.1
8 – 15	Compacta	0.1 -0. 2
15 - 30	Muy Compacta	0.2 – 0.4
30	Dura	0.4 – 0.8

Fuente: Elaboración propia

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para Las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0.0 – 0.4	Muy suelta
0.4 – 0.10	Suelta
0.10 – 0.30	Medianamente compacta
0.30 – 0.50	Densa
Más de 0.50	Muy densa

Fuente: Elaboración propia

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.1 ó Tabla 2.2⁽⁺⁾, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.4. Diseño arquitectónico.

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

2.5. Diseño estructural.

Comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87⁽¹⁾, se realizará la estructura porticada de (H°A°).

2.5.1. Estructura de sustentación porticada de (H°A°)

Estará formada por: Losa alivianada con viguetas pretensada, Vigas, columnas, zapatas aisladas y escaleras

2.6. Bases de cálculo.

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación, que multiplican los valores característicos de las acciones, y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura. En consecuencia, el proceso de cálculo debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$S_d \leq R_d$$

⁽⁺⁾ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

Dónde:

Sd: Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

Rd: Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural.

2.6.1. Estructura porticada.

El diseño de la estructura aporticada estará fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

2.6.1.1. Resistencia de cálculo.

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$), el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Dónde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

Dónde:
$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración.

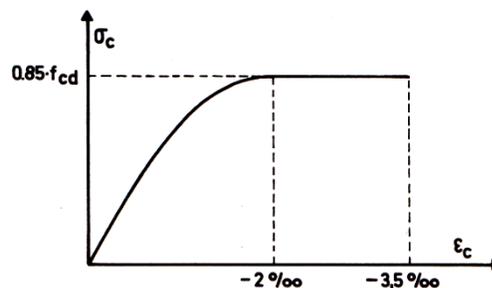
2.6.1.2. Diagrama de cálculo Tensión – Deformación

Hormigón Armado.

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal:

- **Diagrama Parábola-Rectángulo:** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

Figura 2.1 Diagrama parábola – rectángulo.

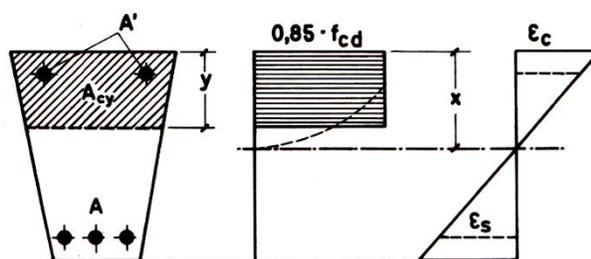


Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 12.2 figura 12.1.

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$.

- **Diagrama Rectangular:** Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0,85 f_{cd}$.

Figura 2.2 Diagrama rectangular



Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 12.2 figura 12.2.

Acero estructural.

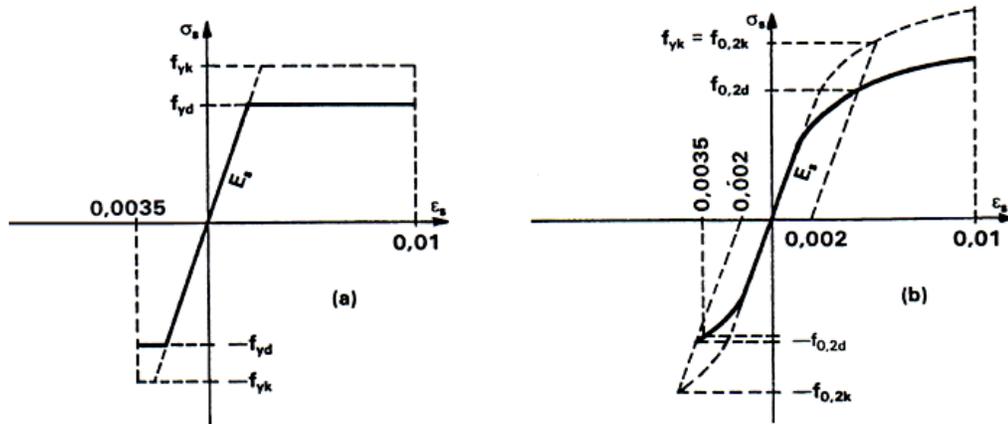
Diagrama de proyecto tensión-deformación es el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a: $1/E_s$.

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3,5 por mil. Los diagramas se presentan a continuación.

Figura 2.3 Diagramas de cálculo tensión-deformación del acero



Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 12.2 figura 12.3 y 12.4.

2.6.1.3. Módulo de deformación longitudinal

Hormigón Armado.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real $\sigma - \epsilon$) a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Dónde: f_{cj} : Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 19000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5f_j$, en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

Como valor medio del módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón E_{cm} , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2.$$

Normalmente, f_{ck} está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de E_{cm} corresponder a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir E_{cm} a partir de una resistencia $f_j(t_o)$, correspondiente a una edad t_o , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de E los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

Acero estructural.

Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomará:

$$E_s = 210.000,00 \text{ MPa.}$$

2.6.1.4. Disposición de las armaduras.

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

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

Distancia entre barras.

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

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

- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por él.

Distancia a los paramentos.

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomiendan los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Tabla 2.3 Recubrimientos Mínimos.

Para losas y paredes en el interior de los edificios	15 mm
Para losas y paredes al aire libre	15 mm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	15 mm
Para vigas y pilares al aire libre	20 mm
Para piezas en contacto con el suelo	30 mm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	40 mm

Fuente: Elaboración propia

Anclaje de las armaduras.

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

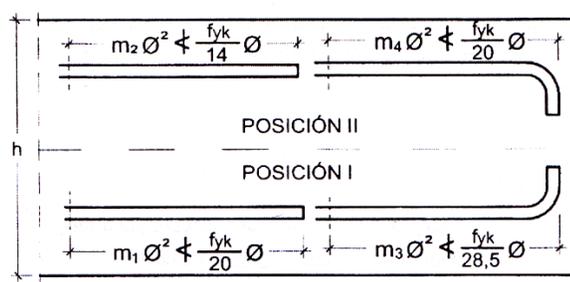
Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de fuertes tracciones. Esto conduce, en vigas, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos intermedios, al menos hasta una distancia de estos del orden del quinto de

la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, dobladas a 90° por la cara más alejada del soporte.

La longitud de anclaje de una armadura, es función: de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Existen muchas formas para calcular la longitud de anclaje, como ser: por prolongación recta, por gancho o patilla, por armaduras transversales soldadas, por dispositivos especiales. Se usarán las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$\ell_{bI} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing \geq 150 \text{ mm} \quad \ell_{bII} = 1,4 * m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \varnothing \geq 150 \text{ mm}$$

Figura 2.4 Longitud de anclaje, en centímetros.



Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 8.5 figura 8.6.

Dónde:

ℓ_{bI} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

ℓ_{bII} : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

m : 14 Coeficiente que para Hormigón H-20 y Acero AH-400.

\varnothing : Diámetro de la armadura de acero, cm.

f_{yk} : Limite elástico característico del acero, en N/mm².

Empalmes de las armaduras.

Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el

deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0,1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras.

Los empalmes podrán realizarse por traslapeo o por soldadura.

Empalmes por traslapeo.

Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

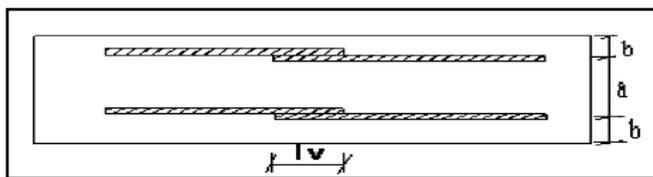
Empalmes sin ganchos.

El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente α que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha * l_{b,meta}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde el extremo hasta la parte externa de la pieza.

Figura 2.5 Empalme por Traslape



Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.4 Valores del Coeficiente α

Distancia entre los empalmes más próximos (Figura 66.6.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 8.6 tabla 8.14.

2.6.1.5. Estados límites.

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada.

Los Estados Límites pueden clasificarse en:

a) **Estados Límites Últimos (ELU)**, que son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio.** - Definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- **Agotamiento.** - definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Pandeo o inestabilidad.** - de una parte, o del conjunto de la estructura.
- **Adherencia.** - Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Anclaje.** - Caracterizado por el sedimento de un anclaje.
- **Fatiga.** - Caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas dinámicas.

b) **Estado Límite de Servicio (ELS, también llamados Estado Límite de Utilización)**, que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se

relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- **Deformación.** - Caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- **Fisuración.** - Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.
- **Vibraciones.** - Caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

c) **Estados límites de durabilidad (ELD)**, que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

2.6.1.6. Acciones de carga sobre la estructura.

Una acción es un conjunto de: fuerzas concentradas y repartidas, y deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- a) **Acción gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- b) **Acción del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.
- c) **Acción térmica.** Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura.

d) Acción reológica. Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.

e) Acción del terreno. Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

2.6.1.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.¹

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

Q : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} : Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W : Valor característico de la carga del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará $W_{eq} = 0$. En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25 * W$.

¹ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 7.4.2.

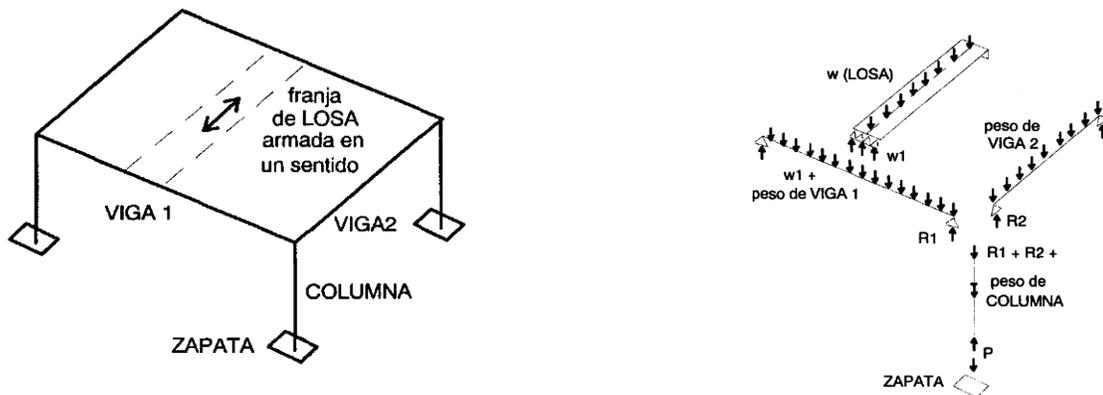
F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

2.6.1.8. Metrado de cargas sobre la estructura.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio.

Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo (ver figura 2.7), las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transfieren su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

Figura 2.6 Transmisión de las Cargas Verticales.

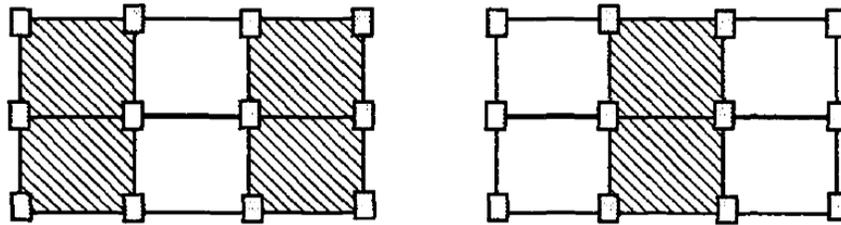


Fuente: “método de cargas” SlideShare_internet

Máximos Momentos Flectores en Vigas de Edificios.

En un edificio las sobrecargas (SC) actúan en forma esporádica sobre sus ambientes (Figura 2.8); es decir, un día el ambiente puede estar sobrecargado y al otro día descargado. Esta continua variación en la posición de la sobrecarga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

Figura 2.7 Variación en la Posición de la SC

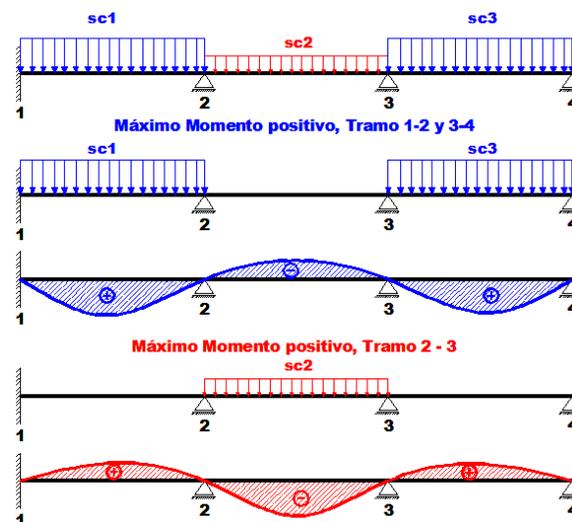


Fuente: “método de cargas” SlideShare_internet

Máximo Momento Flector Positivo. Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

Esta condición se logra sobrecargando en forma alternada los tramos. Para la viga que se muestra en la Fig. 2.9, los máximos momentos positivos en los tramos 1-2 y 3-4 se logran sobrecargando en forma simultánea dichos tramos y descargando al tramo central, ya que, si se hubiese sobrecargado también al tramo central, la deformada se aplastaría y las rotaciones de los nudos 2 y 3 decrecerían; cabe destacar que ante esa hipótesis de carga podría ocurrir inversiones de esfuerzos en la región central del tramo 2-3. En cambio, el máximo momento positivo en el tramo central (2-3) se obtiene sobrecargando sólo ese tramo y descargando los paños adyacentes.

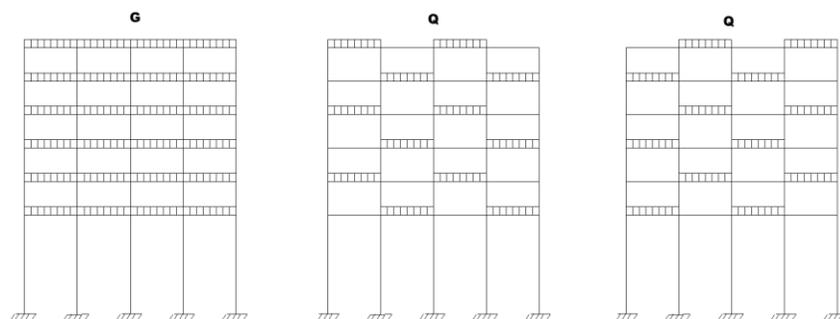
Figura 2.8 Alternación de cargas, para obtener el máximo momento positivo



Fuente: “método de cargas” SlideShare_internet

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de "*damero*"; aunque, para estos casos, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87 (Fig. 2.10). Cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan sólo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico².

Figura 2.9 Hipótesis de carga para determinar las solicitaciones más desfavorables



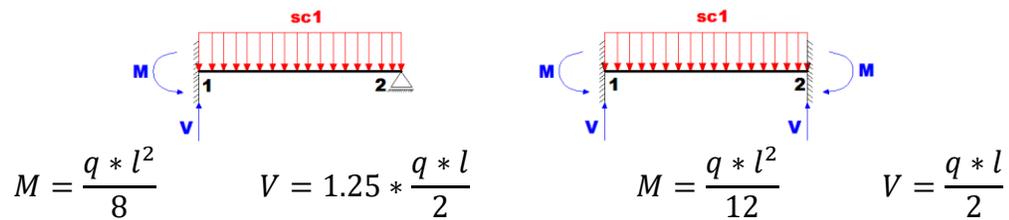
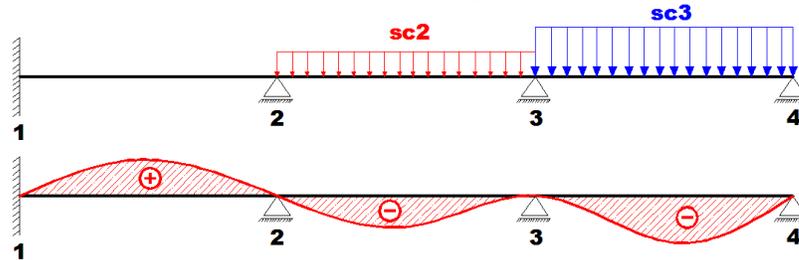
Fuente: “método de cargas” SlideShare_internet

Máximo Momento Flector Negativo.

Si se desea obtener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro (Fig. 2.11). Esta condición permite además calcular la máxima fuerza cortante.

² Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 9.6.

Figura 2.10 Máximo momento flector negativo.

**Máximo Momento flector negativo en el Nudo 3**

Fuente: “método de cargas” SlideShare_internet

2.6.2. Diseño de los elementos de Hormigón Armado (H^oA^o)

Antes de abordar el cálculo del agotamiento de secciones sometidas a flexión y axil, es preciso plantear una serie de hipótesis de comportamiento. Tres de estas hipótesis son válidas para cualquier método de cálculo de secciones: la planeidad de secciones, la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio.

En cambio, las ecuaciones constitutivas de los materiales, que constituye la cuarta hipótesis básica, varían según el método que se utiliza.

El método general de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones. Estas ecuaciones son:

a) **Ecuación de equilibrio de axiles.** - La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axil en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N$$

b) Ecuación de equilibrio de momentos. - La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada, deben ser iguales al momento flector en esa misma cara:

$$\sum A_c * \sigma_{cy} + A_{s1} * \sigma_{s1} + A_{s2} * \sigma_{s2} = N * e$$

c) Ecuación de compatibilidad de deformaciones. - Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que este previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, es decir, hay que decidir que método se va a utilizar, si la parábola – rectángulo (P-R) o el rectangular (R).

2.6.2.1. Losas alivianadas con viguetas de hormigón pretensado. - Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastroformo.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 500 y 600 mm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 100 a 250 mm.

La losa de compresión es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 21 \text{ Mpa}$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar, así como

para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 300 mm. Y cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

Dónde:
$$A_{min} \geq \frac{50 \cdot h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

A_{min} (mm^2/m): Es la armadura de reparto ⁽¹⁾.

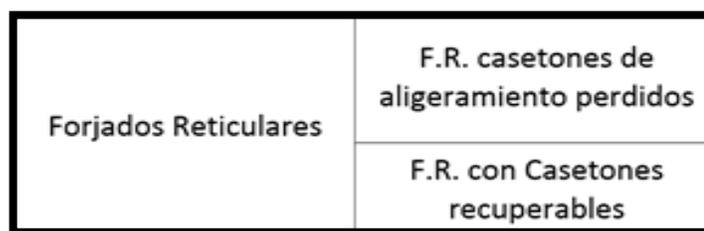
h : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.6.2.2. Losa Reticular.

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales, configurando una placa nervada. Este tipo de forjados pueden llevar o no vigas descolgadas según vea o no conveniente el proyectista.

Figura 2.11 Tipología general de los forjados reticulares



Fuente: Los Forjados Reticulares- Florentino Regalado, pág. 16

Las losas reticulares están conformadas con casetones en filas de viguetas o nervios de hormigón perpendiculares entre sí, cuentan con cabezales macizos sobre las columnas (los cuales son necesarios para proveer resistencia al corte) y vigas de borde.

2.6.2.2.1. Parámetros de un forjado reticular

La norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que:

Los nervios

Son elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural: la separación máxima de 100

cm; y su ancho no menor a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.

Capa de compresión

Las losas reticulares o aligeradas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 3 cm en caso de utilizar aligerantes permanentes; y en caso de usar aligerantes recuperables deberá disponer de una capa de compresión no menor a 3 cm ni al décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios.

Canto de la losa

El canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a $L/28$.

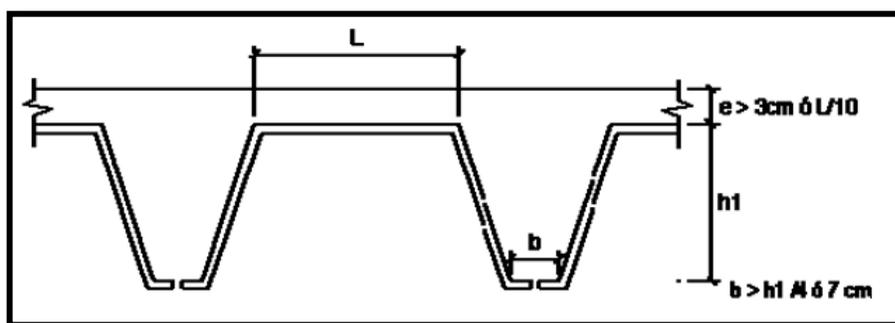
Pilar

La menor dimensión de la sección transversal del pilar no deberá ser inferior a 25 cm.

Ábacos

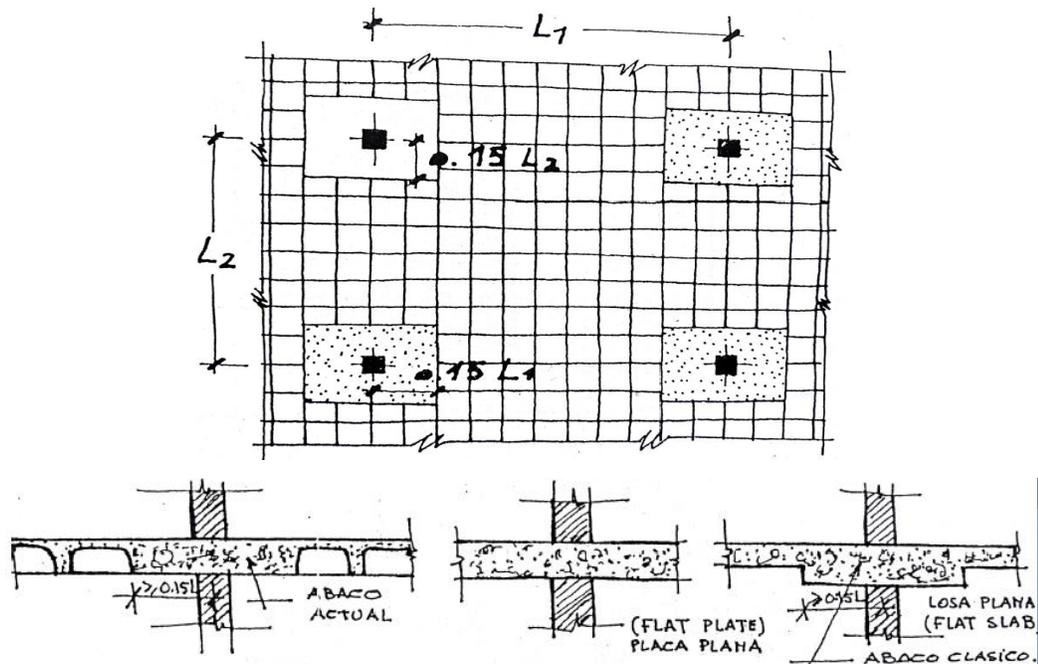
Zona de la placa alrededor de un pilar, que se resalta, En las placas aligeradas, su existencia es preceptiva (obligatoria), pudiendo ir acompañado o no de capitel; la distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente el recuadro considerado.

Figura 2.12 Restricciones de dimensiones para losa reticular



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

Figura 2.13 Tamaño mínimo recomendable para los ábacos



Fuente: Florentino regalado -los Forjados Reticulares

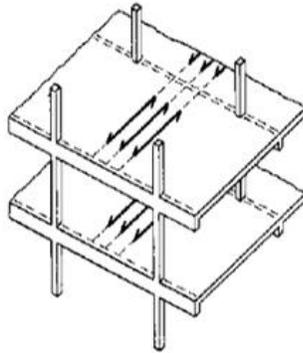
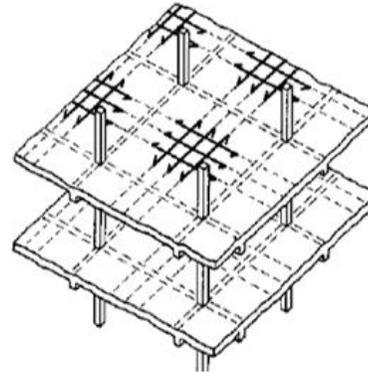
Las losas reticulares son capaces de soportar las acciones verticales, repartidas y puntuales muy adecuadamente, y en menor medida también las horizontales, es decir que, al ser forjados bidireccionales, por la doble dirección ortogonal de sus armaduras, sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según esas dos direcciones de armado.

2.6.2.2.2. Tipos de placas aligeradas

La normativa CBH-87 distingue dos tipos placas aligeradas:

- 1.-placas nervadas. - las que poseen nervios paralelos y en una sola dirección.
- 2.- placas aligeradas reticulares. - llevan nervios de rigidización en dos direcciones constituyendo una retícula.

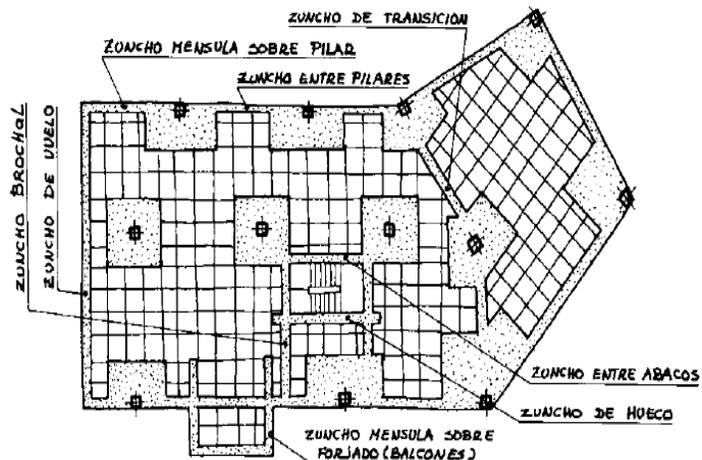
Figura 2.14 Tipos de placas aligeradas

Unidireccionales**Bidireccionales**

Fuente: Florentino regalado -los Forjados Reticulares

Los forjados reticulares son una opción en alza en nuestro medio desde hace algunos años, al amparo de la instrucción CBH-87 y la norma española que es compatible en promoción a su mejor conocimiento. Resultan insustituibles en el campo de los techos planos con grandes luces y elevadas cargas, pero avanzan también a la edificación de viviendas.

Figura 2.15 Forjados Reticulares

Forjados reticulares

Fuente: los Forjados reticulares-Florentino regalado, pág. 8.

Métodos de cálculo para el diseño de forjados reticulares

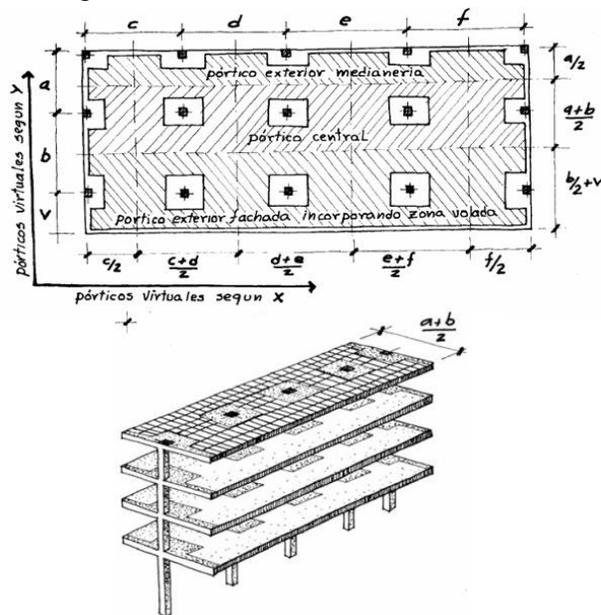
- Método de los pórticos virtuales

Para cargas verticales y horizontales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten. La hipótesis fundamental de este método reside en la no interacción entre pórticos virtuales. Por ello, en las situaciones en que tal interacción pueda ser significativa, no deberá utilizarse. La interacción entre pórticos puede aparecer en las siguientes situaciones:

- Asimetrías notables en planta o en alzado (de geometría y rigidez).
- Existencia de brochales.
- Estructuras sensiblemente traslacionales.
- Existencia de elementos de rigidización transversal (pantallas, núcleos).
- Acciones no gravitatorias en estructuras no uniformes.
- Fuerte descompensación de cargas o de luces.

Características de rigidez de las vigas y soportes del pórtico virtual

Figura 2.16 Método de Pórticos Virtuales



Fuente: Los forjados reticulares- Florentino Regalado, pag.84.

• Método Directo.

Para cargas verticales, estas placas pueden analizarse estudiando, en cada dirección, los pórticos virtuales que resulten siempre que se cumplan las limitaciones:

- La malla definida en planta por los soportes, será sensiblemente ortogonal.
- La relación entre el lado mayor y menor del recuadro no debe ser mayor que 2.

- c) La diferencia entre luces de vanos consecutivos no debe ser mayor que un tercio de la luz del vano mayor.
- d) La sobrecarga debe ser uniformemente distribuida y no mayor que 2 veces la carga permanente.
- e) Deberán existir tres vanos como mínimo en cada dirección.

Los momentos de las secciones críticas en apoyos y vanos se definen como un porcentaje del momento M_o .

$$M_o = \frac{(q_g + q_d) l_p * l_i^2}{8}$$

q_d = Carga permanente de cálculo

q_d = Sobrecarga de cálculo aplicada en el recuadro estudiado

l_i = Distancia entre ejes de soportes en la dirección en la que se calculan los momentos

l_p = Anchura del pórtico virtual analizado.

	Caso A	Caso B	Caso C
Momento negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
Momento positivo en vano	52%	63%	35%
Momento negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

Caso A: Placa elásticamente empotrada en los soportes de borde.

Caso B: Placa apoyada en el borde.

Caso C: Placa perfectamente empotrada en ambos bordes.

Dimensionamiento de secciones placas en T o L

- **Anchura eficaz de la cabeza**

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará en función de la anchura real b , sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción k , dado en la tabla 3.10: Vigas T múltiples, valores de los coeficientes k de la Norma Boliviana (CBH-87).

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

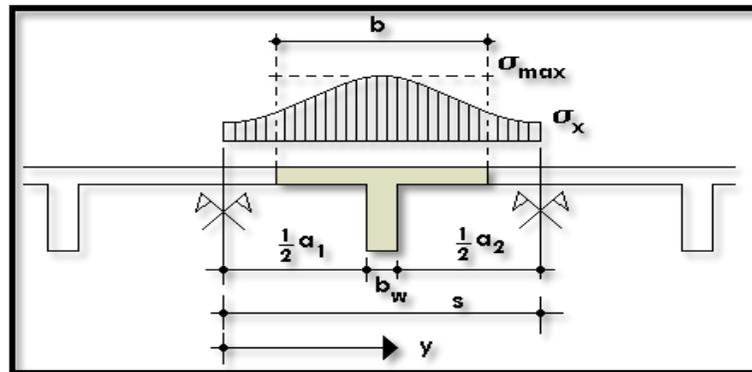
1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5*(b_e - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c , se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b_w .

$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{si } b_c \geq h_c$$

Viga T aislada

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_e b_w}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga esté sometida a carga uniformemente repartida.

Figura 2.17 Transmisión de cargas de nervio a placa



Fuente: *Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14ª. ed.)*.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.

- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados. Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de “ b ” entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo la distancia libre hasta la viga más cercana.

2.6.2.2.3. Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0.0015 para aceros de grado 500.

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d$$

2.6.2.2.4. Verificación de flechas de forjados reticulares

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH 87 (pag196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es **$l/300$** , siendo l la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de carga permanente y sobrecarga de uso, ya que no existen cargas de muros ni tabiquerías sobre la losa reticular de cubierta.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{300}$$

Deflexión máxima real de losas:

$$\Delta_{adm} > \Delta_{real} \quad \text{Cumple}$$

2.6.2.2.5. Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87, se indica que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas; por este motivo se decidirá según el siguiente cálculo:

$$M_u^- > M_{lim} \quad \text{Necesita ábaco}$$

$$M_u^- < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

2.6.2.3. Vigas. - Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

Cálculo a flexión simple. -Se empleará la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s * f_{yd}}{d * b_w * f_{cd}}$$

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo.

ω = Cuantía mecánica (Véase Anexo A-1).³

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes de las económicas, limitar la contribución del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos de $0,45 d$ y no más.

De este modo el valor del momento reducido μ_{lim} es independiente del tipo de acero utilizado y su valor es:

$$\xi = 0,450 \quad \mu_{lim} = 0,252 \quad \omega = 0,310$$

Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción: Se presentan dos casos:

a) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.

- 1) Se comienza por determinar μ_d y se verifica que esta sea menor al límite $\mu_d < \mu_{lim}$.
- 2) Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \frac{\omega * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas (ω_{min}) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:⁴

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s\ min} = \omega_{min} * b_w * h$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima (Véase Anexo A-1 del presente proyecto).

³ Véase: "Hormigón Armado" (14ª edición). Apartado 14.4 Tabla 14.3.

⁴ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.1.7.3.

- 5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calcula la separación libre entre armaduras.⁵

$$S = \frac{(b_w - 2 * \phi_{est} - N^\circ Hierros * \phi_{long.} - 2 * r)}{N^\circ Hierros - 1}$$

b) Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión.

- 1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dim}}{1 - \delta'} \qquad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

- 2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_{s1} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

A_{s2} : Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

- 3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

Cálculo de la armadura transversal.

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables, el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura si:⁶

⁵ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 12.5.2.

⁶ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.2.

$$V_{cu} \geq V_d \quad V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \quad f_{vd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

V_{cu} : Cortante absorbido por el hormigón.

V_d : Cortante de cálculo del hormigón.

f_{vd} : Resistencia convencional del hormigón a cortante.

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima; así, para el estribo vertical es el 2 %, de la sección transversal de la pieza multiplicada por la separación entre planos de estribos (s).

$$\frac{A_{st \text{ min}} * f_{yd}}{s * \alpha} \geq 0,02 * f_{cd} * b_w$$

Cuando el cortante real es mayor que el cortante que resiste la pieza $V_{cu} \leq V_d$, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante residual, de la diferencia.

$$V_d > V_{cu} \quad V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

V_{su} : Cortante resistido por la armadura transversal.

V_{ou} : Cortante máximo de agotamiento por compresión del alma.

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

$$A_{st} = \frac{V_{su} * s}{0,9 * d * f_{yd}}$$

Donde s es la separación entre planos de cercos ó estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t \text{ max}} < 0,75 * d < 300 \text{ mm}$$

Armadura de piel.

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero

ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_s \text{ piel}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

2.6.2.4. Columnas.

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.⁷

Coefficientes de pandeo (*k*). - Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

⁷ Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.

Figura 2.18 Coeficientes de pandeo para piezas aisladas.

Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
		Rotación impedida, traslación impedida	Rotación libre, traslación impedida	Rotación impedida, traslación libre	Rotación libre, traslación libre	Rotación libre, traslación libre

Fuente: internet

Esbeltez geométrica y mecánica.

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo (sección bruta).

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_g < 58$), debe aplicarse el método general.

- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_g > 58$).

Flexión esviada.

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Sección rectangular con armadura simétrica.

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la que, la única incógnita es la armadura total.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

Ábacos adimensionales en roseta.

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo

que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N = cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).⁸ Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y, para obtener la cuantía mecánica total necesaria w. **Compresión simple.**

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convenientemente los coeficientes de seguridad.

Excentricidad mínima de cálculo.

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo), igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó } b/20 \\ 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

Dónde: *h*: Canto total en la dirección considerada

⁸ Véase: "Hormigón Armado" (14ª edición). Tomo N°2

Excentricidad de primer orden.

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Excentricidad ficticia.

Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_o}{c + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero, en *Mpa*

c : Canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considerada, en *cm*.

l_o : Longitud de pandeo de la pieza, igual a $l_o = k \cdot l$, en *mm*.

Excentricidad total o de cálculo.

La sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

Método general de cálculo.

En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que, al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

Cálculo de la Armadura Longitudinal.

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Momento reducido:

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_T}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$$

Axial reducido:

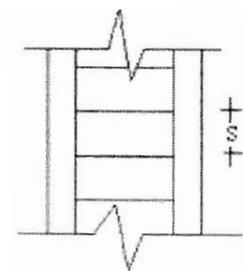
$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas se determina la cuantía mecánica ω (Véase Anexo A-1)⁹

$$A_s = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Cálculo de la Armadura transversal.

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diametro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Para atender la necesidad del cálculo

2.6.2.5. Fundaciones

El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado

por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad,

⁹ Véase: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 17.3-1.

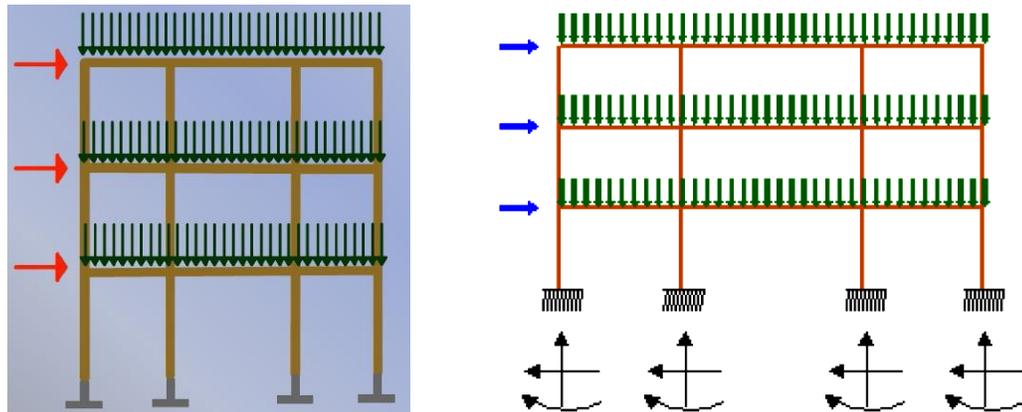
expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axil, momentos y cortantes) transmitidos por la estructura. Además, está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (subpresión).

Es práctica habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado (Fig. 2.14).

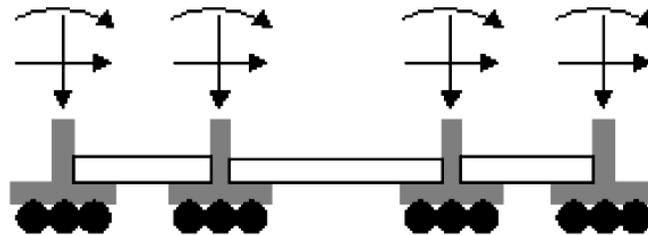
Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

Figura 2.19 Análisis de la cimentación.



a) Distribución de cargas.

b) Modelo para el análisis de la cimentación.



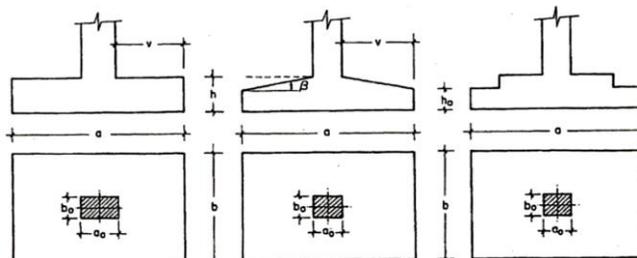
c) Modelos separados para análisis de estructura y cimentación.

Fuente: "Interacción suelo cimentación" internet

2.6.2.5.1. Zapatas aisladas.

En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser $h_o \geq h/3$ y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$, que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

Figura 2.20 Formas típicas de zapatas aisladas.



Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 21.3 figura 21.10

Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.

Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

En donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. En principio, para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10% de N .

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armadura de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 &= \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 &= \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} k &= \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Determinación de las armaduras de tracción.

En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2 * h$), la determinación de la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0.15 * a_0$ y $0.15 * b_0$, respectivamente (Figura 2.19).

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Figura 2.19 a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2 * \left[\frac{1}{2} * \sigma_{1d} + \frac{1}{3} * (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones $\sigma_{max,d}$ y σ_{1d} se obtienen a partir de los esfuerzos mayoradas del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico.

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $\sigma_1 = N/(a * b)$ (Figura 2.16 b), es:

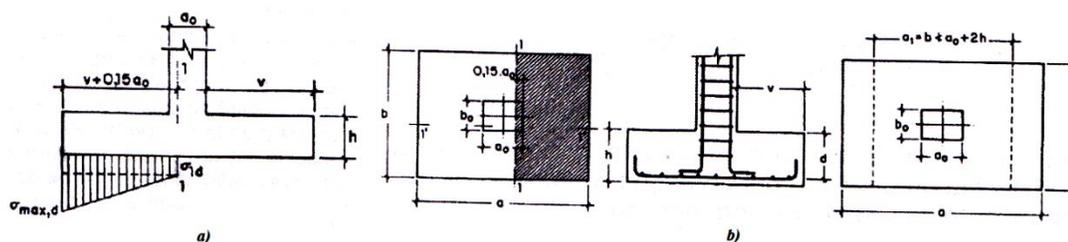
$$M_{cd} = \frac{\gamma_f * N}{2a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b * d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1.5 * v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu = \frac{M_{cd}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad \omega = \mu(1 + \mu) \quad U = A * f_{yd} = \omega * b * d * f_{cd}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a 0,01 ($\rho \leq 0,01$), por consideraciones de adherencia.

Figura 2.21 Armadura de tracción en una zapata aislada.



Fuente: “Hormigón Armado” (14ª edición). Apartado 21.3 figura 21.11

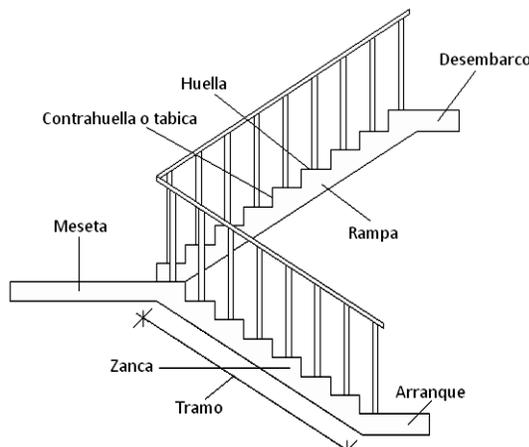
2.6.2.6. Escaleras.

La escalera es el conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, helicoidales, etc.

En la siguiente Figura se pueden observar los elementos de una escalera.

Figura 2.22 Partes constitutivas de una escalera



Fuente: Internet

Debido a su inclinación y poca luz, éstas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte, se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

2.6.2.7. Elementos complementarios a la estructura

2.6.2.7.1. Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentos, normalmente, sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo.

En principio, las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros o de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

Si por cualquier razón las juntas sólo son parciales, es decir, no afectan a algunos elementos secundarios, se deberán adoptar las precauciones necesarias para evitar que las juntas se continúen en dichos elementos, fisurándolos.

Las juntas de dilatación, deberán asegurar la estanquidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- en regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- en regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10 °C), 50 m.

CBH-87

Si se sobrepasan estas distancias y a menos que se adopten disposiciones especiales, deberán tenerse en cuenta en los cálculos los efectos producidos por la retracción y las variaciones de temperatura¹⁰

Tabla 2.5 valores de temperatura según estaciones climatológicas.

VALORES	ESTACIONES		
	LA TORRE	SAN ROQUE	MAYUQUIRI
Temperatura ambiente	18° C	17,3 °C	
Temperatura máxima media	26,2 °C	27,2 °C	
Temperatura mínima media	9,9 °C	7,5°C	
Temperatura mínima absoluta	-0,3°C	41°C	
Temperatura máxima absoluta	35,5°C	-10°C	
Temperatura media indirecta			12,6 °C

Fuente: PDM 2005-2009 GAMC

$$\Delta L = \alpha * \Delta T * L$$

$$\Delta T = (T_{m\acute{a}x} - T_{m\acute{i}n})$$

Donde:

α = Coeficiente de dilatación térmica del hormigón

L= Longitud de calculo

Δ = Variación de la temperatura

¹⁰ Véase: “NORMA CBH-87” Apartado 10.4.1.

Tabla 2.6 Coeficiente de Dilatación

	COEFICIENTE DE DILATACIÓN LINEAL °C ⁻¹
Acero	1,1x10 ⁻⁵
Aluminio	2,4x10 ⁻⁵
Latón	1,8x10 ⁻⁵
Concreto	0,7-1,2x10 ⁻⁵
Cobre	1,7x10 ⁻⁵
Vidrio Pyrex	0,3x10 ⁻⁵
Vidrio común	0,9x10 ⁻⁵

Fuente: Internet

Cabe mencionar que la normativa española en vigor que se refiere de forma explícita a la distancia entre juntas de dilatación es el **CTE (CTE DB-SE AE, 2007)**, el cual reproduce de forma bastante parecida la idea que subyacía en las normativas de los años 1960. Véase el siguiente párrafo.

“la disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura, en edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40m de longitud. Para otro tipo de edificios lo DB incluyen distancia máxima entre juntas de dilatación en función de las características del material utilizado”¹¹

¹¹ Véase: “Hormigón Armado” (15ª edición). Apartado 28.7.1.

La normativa francesa son bastantes extensas y distinguen dos tipos de condiciones ambientales a la hora de definir aquellas dimensiones máximas de estructuras tales que, se cumplan, no será preciso considerar las acciones de retracción ni temperatura.

- En zonas secas y con grandes variaciones térmicas 25m.
- En zonas húmedas y con temperaturas moderadas 50m.

Si se sobrepasan ligeramente esa distancia (hasta un 25%) puede suponerse solo una fracción de la totalidad de las acciones indirectas¹².

2.6.3. Estrategia para la ejecución del proyecto.

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.6.4. Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.

¹² Véase: “Hormigón Armado” (15ª edición). Apartado 28.7.3.

- Medición y forma de pago.

2.6.5. Cómputos métricos.

Los cómputos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.6.6. Presupuesto.

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción de manera estructural al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.7. Planeamiento y cronograma.

Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas y tipológicas, pueden dar lugar a costes de ejecución y plazos muy diferentes.

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.

Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.

En un desarrollo independiente de sistemas de administración de proyectos, Henry L. Gantt desarrolló un modo de representar gráficamente las actividades a lo largo de una escala de tiempo.

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. A pesar de su sencillez constituye uno de los métodos de programación más completos y, sin duda, el más usado. El gráfico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc.); en la vertical, se ordenan los elementos que intervienen en la programación: máquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El gráfico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea. Las subdivisiones horizontales del espacio en el gráfico representan a la vez tres cosas: transcurso de una unidad de tiempo, trabajo programado para ese intervalo y trabajo realizado efectivamente en ese lapso. La inclusión simultánea de estos dos últimos aspectos (generalmente se lo hace mediante segmentos trazados en distintos colores o de diferente textura o forma) implica comparar lo programado con lo realizado, es decir controlar lo programado.

Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad:

$Duración = Volumen / Rendimiento$

Dónde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

Rendimiento = Rendimiento de mano de obra o equipo (cantidad de trabajo por unidad de tiempo).

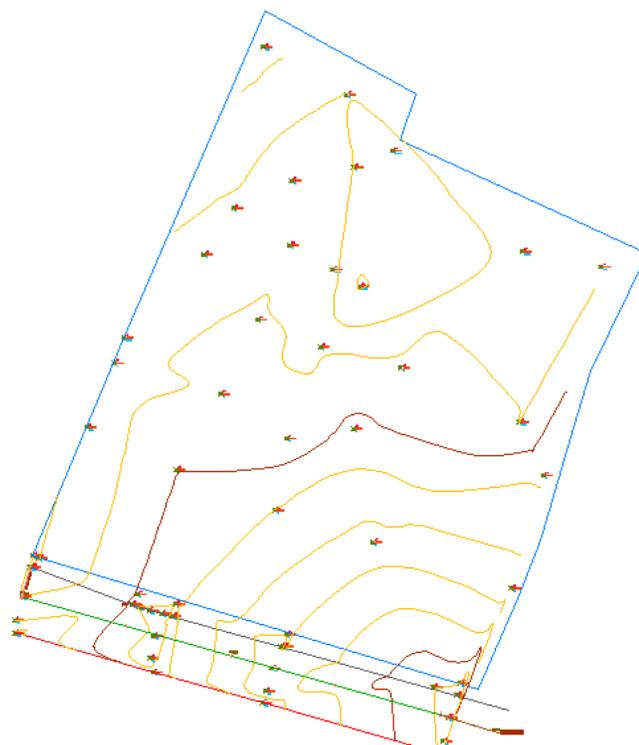
3.- INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Introducción

Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar de emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

3.2. Análisis del levantamiento Topográfico

Figura 3.1 Curvas de nivel



Fuente: Elaboración propia

El terreno cuenta con una superficie útil 2005,9 m², topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel de 1 metro.

Se realizó el levantamiento topográfico de la estructura en el terreno a emplazar la nueva alcaldía municipal de Camargo. (Véase ANEXO-12).

3.3. Análisis del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST).

Dicho ensayo se realizó en tres pozos, cuales ubicados en lugares estratégicos del terreno que comprende la ubicación de los predios del nivel secundario, con profundidades variables y con un diámetro de 1,50 m. (figura 3.2)

Figura 3.2 Ubicación de pozos



Fuente: Elaboración propia

Los estudios estuvieron a cargo del postulante y del departamento de topografía y vías de comunicación a través del laboratorio de suelos y hormigón de la U. A. J. M. S. dicho análisis comprende granulometría, límites de Atterberg y desde luego el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento (ANEXO-2).

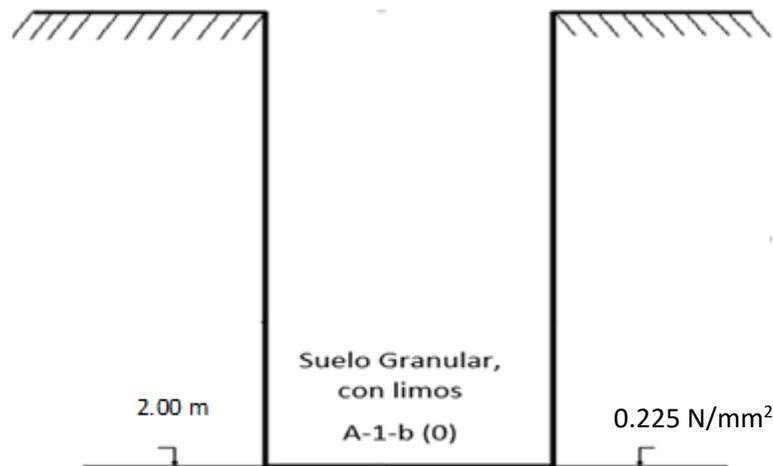
Tabla 3.1 Características del suelo

N° de pozo	Profundidad	Tipo de suelo	Resistencia Admisible
1	2m	Suelo Granular con presencia de limos A-1-b (0)	0.225 N/mm ²
1	4m	Suelo Granular con presencia de limos A-1-b (0)	0.263 N/mm ²
2	3m	Suelo Granular con presencia de limos A-1-b (0)	0.248 N/mm ²
3	2.6m	Arenas gravosas, con poco material fino A-2-4 (0)	0.244 N/mm ²

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.3 Esterificación del suelo de fundación del pozo N°1

Profundidad	Tipo de suelo	Capacidad portante
-------------	---------------	--------------------



Fuente: Elaboración propia

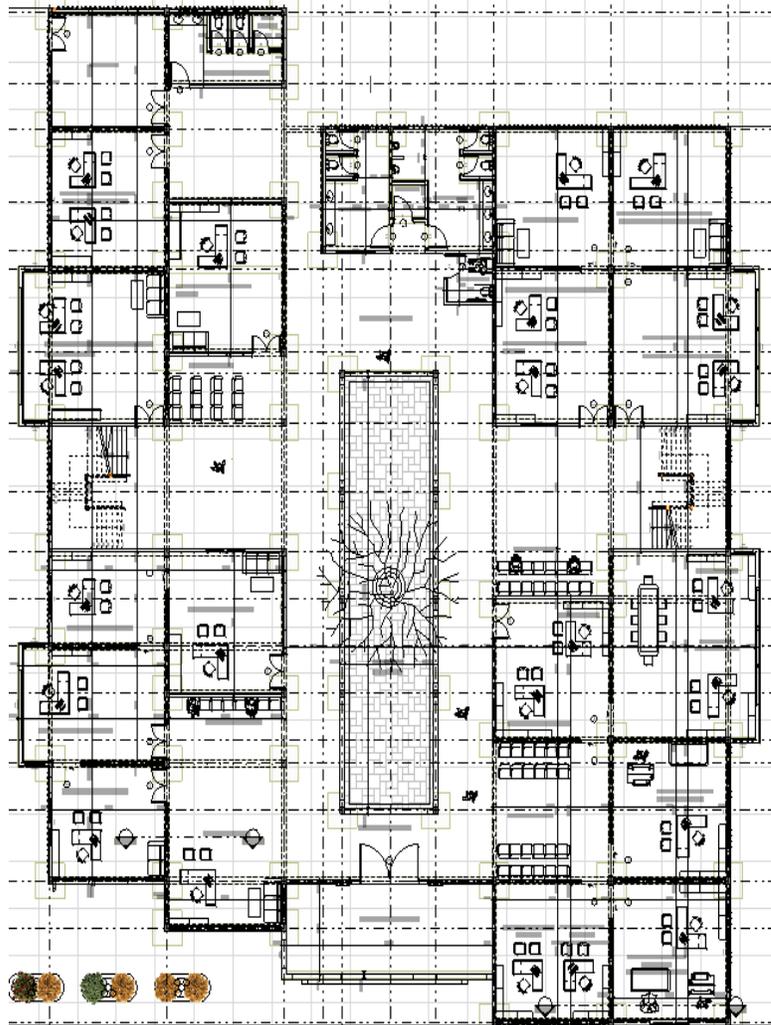
Para el presente proyecto se tomó como medida de seguridad la resistencia más desfavorable, la resistencia del pozo 1 que se encuentra a 2 metros de profundidad con una capacidad portante de 0.225 N/mm²

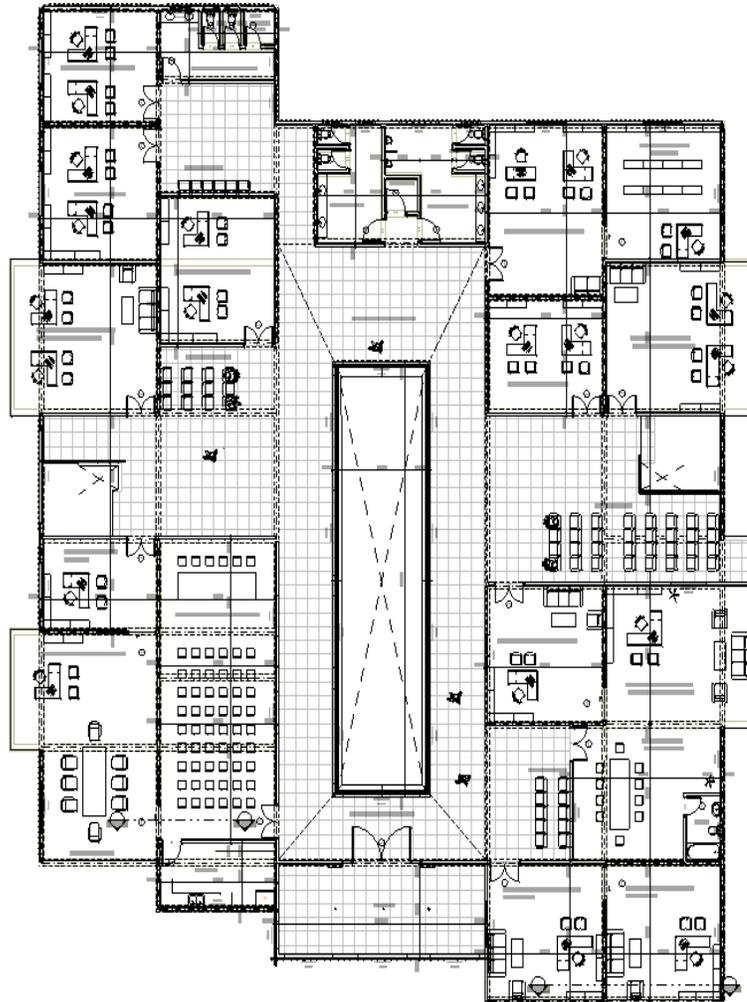
Después de la verificación teórica por Terzaghi y Meyerhof, se adopta por trabajar con el valor sacado por Terzaghi con una capacidad portante del suelo de 0.222 N/mm^2 (Véase Anexo-4).

3.4. Análisis arquitectónico del proyecto

El diseño arquitectónico de la Alcaldía Municipal de Camargo fue elaborado por la universitaria Neisha Arze Guarena de la Universidad Mayor de San Andrés U.M.S.A. (Véase Anexo-13).

Figura 3.4 Planos Arquitectónicos



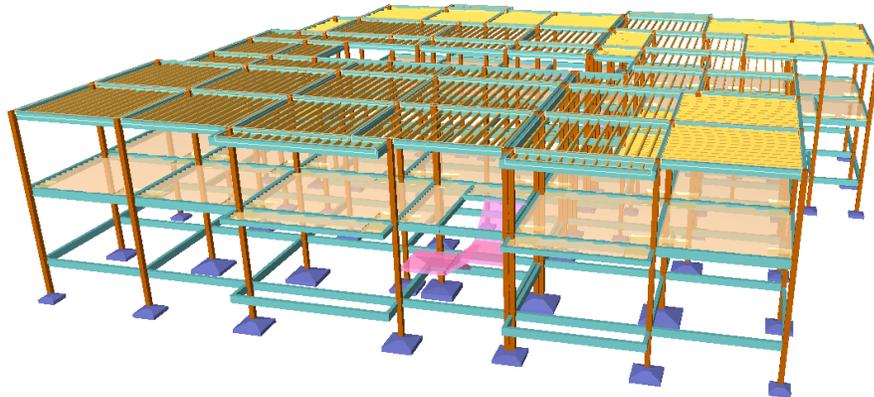


Fuente: G.A.M.C.

3.5. Planteamiento estructural

Se analizará la estructura de sustentación porticada de H°A°.

Figura 3.5 Planteamiento estructural



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

Para poder apreciar los planos estructurales a detalles Véase ANEXO-14

3.5.1. Estructura de sustentación porticada de H°A°

Estará formada por: Vigas, columnas, zapatas aisladas tronco piramidales, losa alivianada con viguetas pretensadas, losa reticular y escaleras.

3.6. Análisis, Cálculo y diseño estructural de la Estructura porticada de (H°A°)

3.6.1. Materiales empleados

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplearon los materiales típicos que conforman el hormigón armado, presentados éstos las siguientes características.

- Materiales empleados en el hormigón armado

$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ (Resistencia característica del hormigón en compresión)

$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ (Resistencia característica del acero en tracción)

- Nivel de control en la ejecución

El nivel de control en la ejecución de los diferentes elementos de hormigón armado para el proyecto es el control normal.

3.6.2. Cargas consideradas sobre la estructura¹³

Todas las cargas o acciones adoptadas para la estructura porticada son las que se mencionan a continuación:

Acciones permanentes o cargas muertas (D)

Las cargas consideradas como permanentes son las cargas debidas a su peso propio y se detallan a continuación.

- Peso propio del forjado.
- Peso del sobre piso y acabados.
- Peso de muros más revoques.
- Peso de barandado.

¹³ Véase: “Acciones en la Edificación (NORMA MV 101-1962)”.

Tabla 3.2 Cargas permanentes o cargas muertas

cargas permanentes o cargas muertas	
Peso específico del Hormigón Armado	2100 kg/m ³
Sobre piso y Acabados	110 kg/m ²
Cargas lineales de cerámica	525 kg/m
Barandado del Balcón	30kg/m

Fuente: Elaboración propia

Acciones variables. Sobrecargas de Diseño:

- Sobrecarga en la losa alivianada.
- Sobrecarga en escalera

Se tomarán en consideración los siguientes valores:

Tabla 3.3 Sobrecargas de uso en edificaciones

Uso del elemento		Sobrecarga Kg/m²
D.	Oficinas y comercios	
	Oficinas públicas	300
	escaleras y accesos	400
	Auditorios	500

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N°3.2 y Tabla N°3.3 se presenta un resumen del cálculo. Para ver los detalles de cómo se obtuvieron las cargas (Véase anexo-1).

Hipótesis de cargas consideradas para la estructura porticada

Las hipótesis de carga que se usaran para la estructura aporticada son las siguientes:

$$\text{Hipotesis I: } \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$$

$$\text{Hipotesis II: } 0.9(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q) + 0.9 * \gamma_{fq} * W$$

$$\text{Hipotesis III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

3.6.3. Verificación de los elementos de la estructura porticada

Se realizará la

Comprobación manual de los siguientes elementos estructurales:

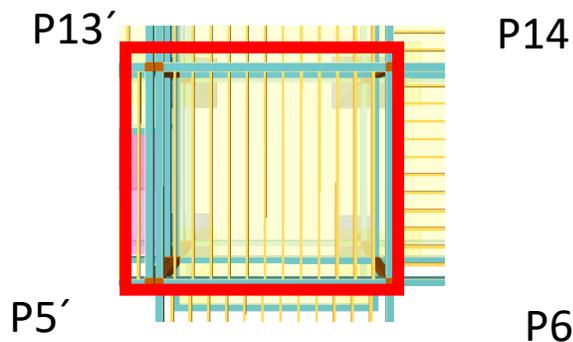
- Verificación de la losa reticular
- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna
- Verificación de una zapata Aislada.
- Verificación de la escalera de (H°A°).

Para ver la consideración de predimensionamientos de las piezas más solicitadas (véase anexo-3)

3.6.3.1. Diseño de la losa alivianada

La verificación se lo realizará en aquella losa correspondiente a las columnas: 13', 14, 5' y 6 (la marcada con rojo en la figura). Dado que en toda la estructura se manifiesta este tipo de losa, no obstante en algunos ambientes se considero usar una losa reticular.

Figura 3.6 Vista en planta de la disposición de viguetas.



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoformo.
- Losa superior de hormigón.

Hormigón

La práctica actual pide una resistencia de 35 Mpa a 50 Mpa para el concreto pre esforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 20 Mpa a 25 Mpa aproximadamente.

Adoptándose las siguientes resistencias características:

$f'_{cp} = 40$ Mpa Hormigón pretensado.

$f_{ck} = 25$ Mpa Hormigón armado.

Acero

El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir pre esfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto pre esforzado.

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC), es:

$$f_{p\ max\ k} = 1800 \text{ Mpa}$$

Límite elástico característico del acero:

$$f_{yk} = 420 \text{ Mpa}$$

Luz de cálculo

La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá, entre ejes de los elementos de apoyo.

Las viguetas se dispondrán enfrentadas entre sí y apoyadas en un mínimo de 5 cm.

$L = 6.05 \text{ m}$ Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

La losa alivianada cuenta con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo, seleccionados de acuerdo a las características de la edificación, las luces máximas entre

columna a columna, la calidad de los materiales, es por esta razón que se seleccionó este tipo de losa cumpliendo así todas las verificaciones exigidas por la normativa y recomendaciones del fabricante de la vigueta.

La verificación de la losa alivianada (Véase anexo-2) con viguetas pretensadas y complemento de plastroformo se la realiza para que cumpla las condiciones de la fuerza de pretensado y los esfuerzos admisibles del hormigón, la vigueta seleccionada y proporcionada por el fabricante CONCRETEC tiene que cumplir con las cargas que actúan sobre la losa para que esta trabaje eficazmente brindando confort a los visitantes. Se cuenta con una armadura de distribución en la carpeta de compresión dispuesta como una parrilla de 4 Ø 6 mm c/250 mm cada metro.

Tabla 3.4 Resistencia de una vigueta pretensada por CONCRETEC

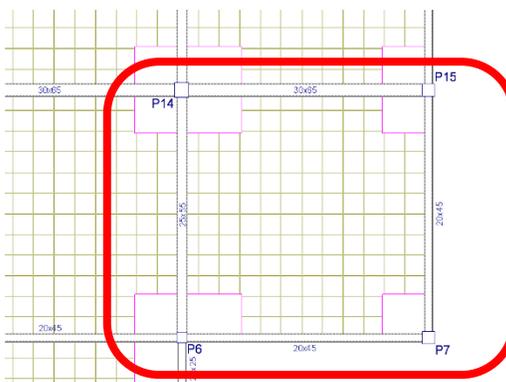
REGIONAL	PRODUCTO	DIMENSIONES [mm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [Fyk=Kg/cm ²]	TIPO DE HORMIGÓN
		a	b	h	L			
SANTA CRUZ, LA PAZ, SUCRE	VIGUETA PRETENSADA	56	110	114.4	Variable	17.2	18.000	350 Kg/cm ²
COCHABAMBA	VIGUETA PRETENSADA	60	121	112	Variable	19.5	18.000	350 Kg/cm ²

Fuente: www.concretec.com.bo

3.6.3.2. Diseño de losa reticular (Casetón perdido con plastroformo)

Esta losa, se diseñará a partir de las solicitaciones que el programa facilite, es correspondiente al forjado de la planta alta. La dimensión de la losa reticular es de 6 m x 6 m. y se encuentra entre las columnas P14, P15, P6 y P7.

Figura 3.7 Losa reticular a verificar



Fuente: Programa estructural CYPECAD 2016

3.6.3.2.1. Dimensionamiento de la Losa Reticular

- Altura de la Losa reticular:

Según CBH-87:
$$h_{LR} \geq \frac{L}{28} = \frac{6m}{28} = 0.21 m$$

Se asume una altura de:
$$h_{LR} = 0.25 m$$

- Separación entre nervios:

Según CBH-87: Separación máxima entre nervios es de 1m.

Se asume:
$$s = 0,50 m$$

- Espesor de la Losa de compresión:

CBH-87:
$$e > 3cm \text{ ó } \frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 40 mm$$

Se adoptará un espesor de:
$$e = 50 mm$$

- Base de Nervio:

Según CBH-87:
$$b \geq 7 cm \text{ ó } \frac{h}{4} = \frac{25}{4} = 62.5 mm$$

Se adopta una base de nervio de:
$$b = 100 mm$$

- Recubrimiento mecánico:

$$r_m \leq r_{min} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$

$$r_m \leq 25mm + 16mm + \frac{16mm}{2} = 49 mm$$

Datos Geométricos Losa N° R2:

Espesor de la losa = 250 mm

Losa de compresión = 50 mm

Ancho de nervio = 100 mm

Altura del nervio = 200 mm

Separación libre entre nervio = 400 mm

Peso específico del hormigón armado= 2500 kg/m^3

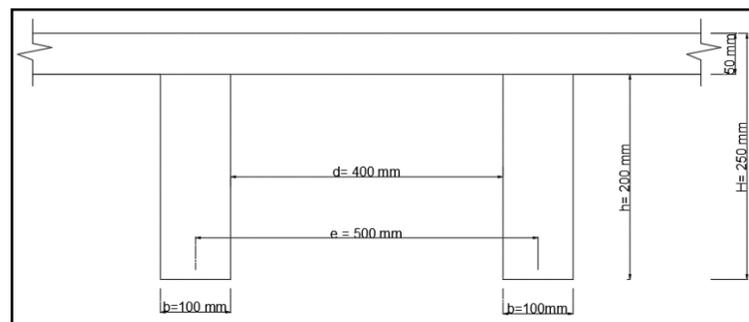
Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$

Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón $\gamma_c = 1.50$

Figura 3.8 Dimensiones de la Losa reticular empleada en el diseño.



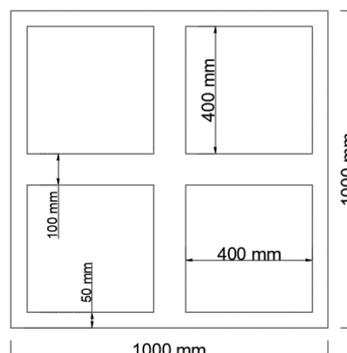
Fuente: Elaboración Propia

3.6.3.2.2. Diseño a flexión Armadura

Para determinar los momentos y deformaciones de la losa, se empleará el método de Coeficientes (únicamente para el cálculo de los momentos y deformaciones).

La altura equivalente del forjado reticular o peralte equivalente de la losa reticular se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada en cuestión.

Figura 3.9 Losa Analizada



Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Peso de la loseta de compresión: } 1 * 1 * 0,05 * 2500 = 125 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso de los nervios: } ((2 * 0,10 * 0,20 * 1) + (2 * 0,8 * 0,10 * 0,20)) * 2500 = 180 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso propio de la Losa} = 305 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 500 \text{ kg/m}^2$$

La carga de diseño en la losa:

La combinación de carga ultima de diseño es:

$$q_u = 1,60 * CM + 1,60 * L$$

$$q_u = 1,60 * (305 + 80) + 1,60 * (500)$$

$$q_u = 1416 \frac{kg}{m^2}$$

- Diseño a Flexión

3.6.3.2.3. Determinación de las Armaduras

Datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa} \quad h_f = 50 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \quad b_w = 100 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 14 \text{ Mpa} \quad d = 201 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ Mpa} \quad e = 500 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm} \quad luz = l = 600 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal

$$\frac{h_f}{h} = \frac{50}{200} = 0,25 \quad ; \quad \frac{l}{b_w} = \frac{6000}{100} = 60 \quad ; \quad \frac{2l}{b - b_w} = \frac{2 * 6000}{500 - 100} = 30$$

Con los valores de las relaciones anteriores se entra a la siguiente tabla:

Tabla 3.5 Viga T múltiples continua.

Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$K = 0,50$$

$$b_e = 1 * (b - b_w) + b_w = 1 * (500 - 100) + 100 = 500 \text{ mm}$$

Momento positivo resistente de la losa

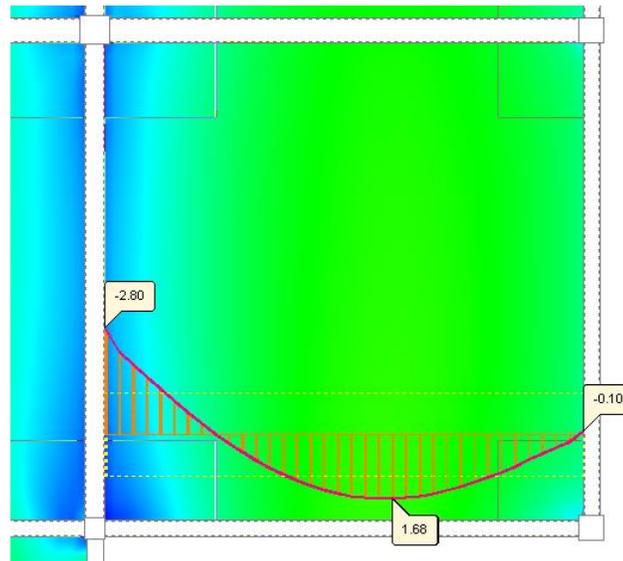
$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b_e * h_f * (d - 0,5 * h_f)$$

$$M_o = 0,85 * 14 * 500 * 50 * (201 - 0,5 * 50) = 52360000 \text{ N} * \text{mm}$$

$$M_o = 52.360 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento de diseño de la losa en dirección x

Figura 3.10 Momentos de diseño en X



Fuente: CYPECAD 2016

$$M_d = M_{x+} = 1.68 \text{ Tn} * \text{m} = 16.8 \text{ kN} * \text{m}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra "y" cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura inferior en dirección "X" (longitudinal)

$$\rightarrow M_d = 16.8 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = 0.03$$

$$\rightarrow \omega = 0.0310$$

$$A_s = 0.0310 * 1000 * 201 * \frac{14}{434.78} = 200.6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 200.6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_s \text{ mín} = 0,0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_s \text{ mín} * b_w * d = 0.0015 * 1000 * 201 = 301.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 301.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dividimos la armadura entre el número de nervios:

$$A_s = \frac{301.5}{2} = 150.75 \text{ mm}^2$$

Obtención del número de fierros para un nervio

Área de armadura para un nervio

Se usarán $2\emptyset 10 \text{ mm}$

$$A_s = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$157 \text{ mm}^2 > 150.75 \text{ mm}^2$$

Elección = **2 $\Phi 10 \text{ mm}$**

CYPECAD = **2 $\Phi 10 \text{ mm}$**

Momento de diseño de la losa en dirección x

$$M_d = M_{x-} = 2.8 \text{ Tn} * \text{m} = 28 \text{ kN} * \text{m}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra “y” cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura superior en dirección “X”

$$\rightarrow M_d = 28 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = 0.05$$

$$\rightarrow \omega = 0.0522$$

$$A_s = 0.0522 * 1000 * 201 * \frac{14}{434.78} = 200.6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 35.85 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0,0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 1000 * 201 = 301.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 337.85 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dividimos la armadura entre el número de nervios:

$$A_s = \frac{337.85}{2} = 168.92 \text{ mm}^2$$

Obtención del número de fierros para un nervio

Área de armadura para un nervio

Se usarán 1 \emptyset 10 mm 1 \emptyset 12 mm

$$A_s = 78.5 + 113.1 = 191.6 \text{ mm}^2$$

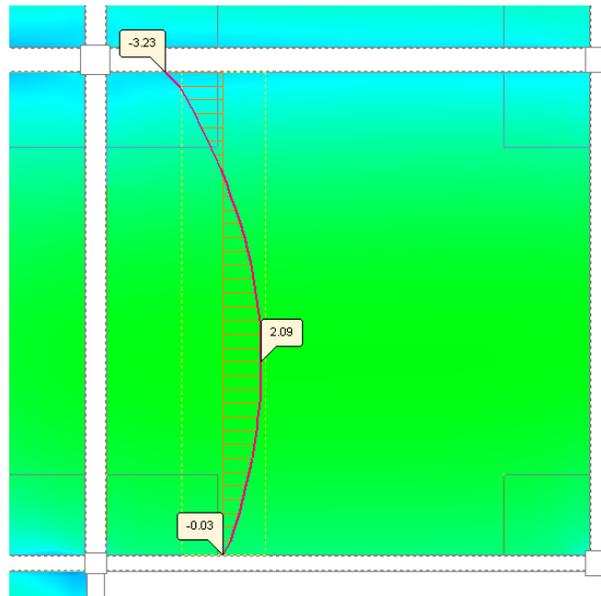
$$\mathbf{191.6 \text{ mm}^2 > 168.92 \text{ mm}^2}$$

Elección = 1 Φ 10 mm + 1 Φ 12 mm

CYPECAD = 1 Φ 10 mm + 1 Φ 12 mm

Momento de diseño de la losa en dirección y

Figura 3.11 Momentos de diseño en Y



Fuente: CYPECAD 2016

$$M_d = M_{y+} = 2.09 \text{ T} * m = 20.9 \text{ kN} * m$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra "y" cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura inferior en dirección "Y" (longitudinal)

$$\rightarrow M_d = 20.9 \text{ kN} * m$$

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = 0.037$$

$$\rightarrow \omega = 0.0385$$

$$A_s = 0.0385 * 1000 * 201 * \frac{14}{434.78} = 249.18 \text{ mm}^2/m$$

$$A_s = 249.18 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0,0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 1000 * 201 = 301.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 301.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Se divide la armadura calculada entre los dos nervios :

$$A_s = \frac{301.5}{2} = 150.75 \text{ mm}^2$$

Obtención del número de fierros para un nervio

Área de armadura para un nervio

Se usarán $2\emptyset 10 \text{ mm}$

$$A_s = 2 * 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$157 \text{ mm}^2 > 150.75 \text{ mm}^2$$

Elección = **2 $\Phi 10 \text{ mm}$**

CYPECAD = **2 $\Phi 10 \text{ mm}$**

Momento negativo de diseño de la losa en dirección y

$$M_d = M_{y-} = 3.23 T * m = 32.3 \text{ kn} * m$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra “y” cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura superior en dirección “Y” (longitudinal)

$$\rightarrow M_d = 32.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu = 0.057$$

$$\rightarrow \omega = 0.059$$

$$A_s = 0.059 * 1000 * 201 * \frac{14}{434.78} = 381.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0.0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} * b_w * d = 0.0015 * 100 * 201 = 301.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 381.86 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dividimos la armadura entre los dos nervios:

$$A_s = \frac{381.86}{2} = 190.93$$

Obtención del número de fierros para un nervio**Área de armadura para un nervio**

Se usarán 1 Φ 10 mm 1 Φ 12 mm

$$A_s = 78.5 + 113.1 = 191.6 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{191.6 \text{ mm}^2 > 190.93 \text{ mm}^2}$$

Elección = 1 Φ 10 mm + 1 Φ 12 mm

CYPECAD = 1 Φ 10 mm + 1 Φ 12 mm

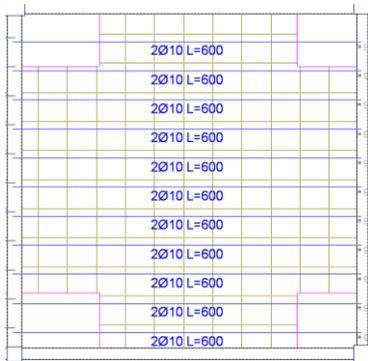
Tabla 3.6 Resultados de la Armadura de la Losa Reticular

Momentos	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (mm ² /m)	Ø Adoptado	As (mm ² /m)	Ø Adoptado	
M _{x+}	157 mm	2 Ø 10 mm	157 mm	2 Ø 10 mm	0
M _{x-}	191,6 mm	1 Ø 10 + 1 Ø 12 mm	191,6 mm	1 Ø 10 + 1 Ø 12 mm	0
M _{y+}	157 mm	2 Ø 10 mm	157 mm	2 Ø 10 mm	0
M _{y-}	191,6 mm	1 Ø 10 + 1 Ø 12 mm	191,6 mm	1 Ø 10 + 1 Ø 12 mm	0

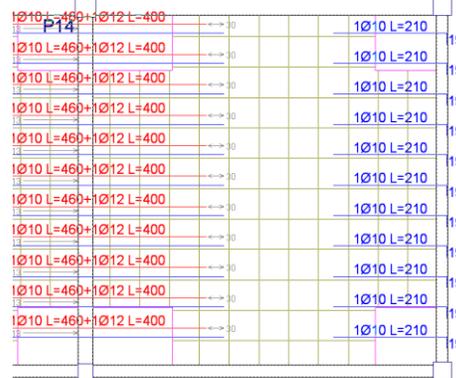
Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.12 Grafica de las armaduras calculadas en la losa reticular

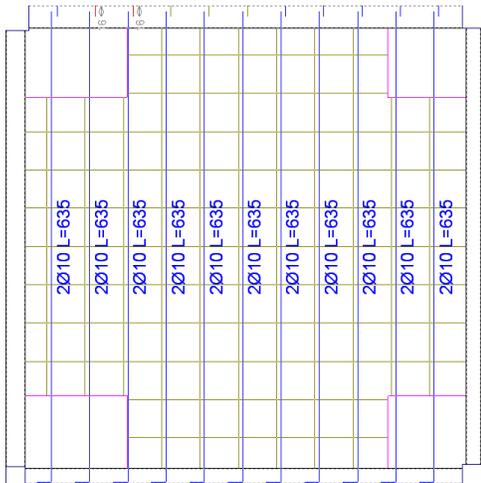
Armadura longitudinal inferior “x”



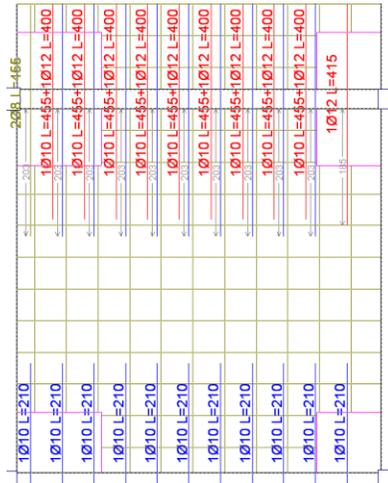
Armadura transversal inferior “x”



Armadura longitudinal superior “y”



Armadura transversal superior “y”

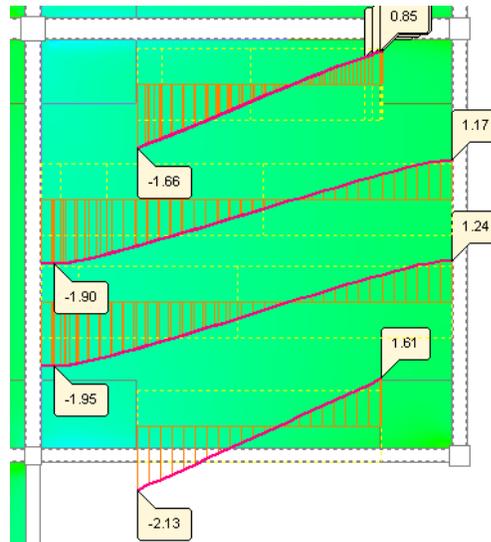


Fuente: Elaboración propia

3.6.3.2.4. Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante

En dirección "X" (longitudinal)

Figura 3.13 Cortantes



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

$$V_d = 2.13 \text{ T/m} = 21.3 \text{ kN/m}$$

Para un nervio:

$$V_d = \frac{21300 \text{ N}}{2} = 10650 \text{ N}$$

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.592 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 0.592 \times 100 \times 201 = 11899.2 \text{ N}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1060 \text{ N} \leq 11899.2 \text{ N} \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.2.5. Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0.0015 para aceros de grado 500.

$$A_s \text{ mín} = w_s \text{ mín} * b_w * d$$

A_s = Armadura de reparto en una dirección (mm^2/m)

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

d = espesor de la capa de compresión = 50 mm

$$A_s = w_s \text{ mín} * b_w * d = 75 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \phi 6} = 28.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{4\phi 6} = 4 * 28.3 = 113.2 \text{ mm}^2$$

Por lo que se dispondrá una malla de varillas de ¼" Φ 6mm cada 25 cm, en ambas direcciones, o sea que se estaría disponiendo de un área de acero $A_s = 113.2 \text{ mm}^2/\text{m}$.

3.6.3.2.6. Verificación de flechas en forjados reticulares

De acuerdo a lo que refiere la Norma CBH-87 el valor de la flecha vertical en caso de vigas o forjados que vayan a soportar muros o tabiques que han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible será $\frac{l}{500}$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{6000 \text{ mm}}{500} = 12 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 3.4 mm

$$\Delta_{adm} = 12 \text{ mm} > \Delta_{real} = 3.4 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

3.6.3.2.7. Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87, se indica que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas; por este motivo se decidirá según el siguiente cálculo:

$$M^-_u > M_{lim} \quad \text{Necesita ábaco}$$

$$M^-_u < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

$$x_{lim} = \frac{3}{8} \cdot d = 75.38 \text{ mm}$$

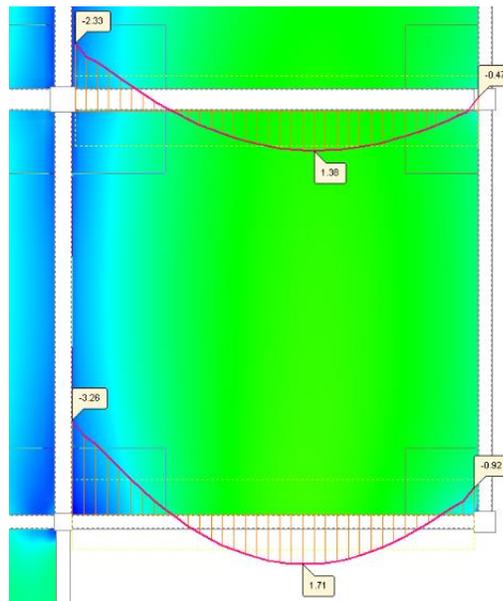
$$y_{lim} = 0,80 \cdot x_{lim} = 60.3 \text{ mm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \phi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 1000 \cdot 60.3 \cdot \left(201 - \frac{60.3}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 4305420 \text{ N} \cdot \text{mm} = 4.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 3.14 Cortantes en ábacos

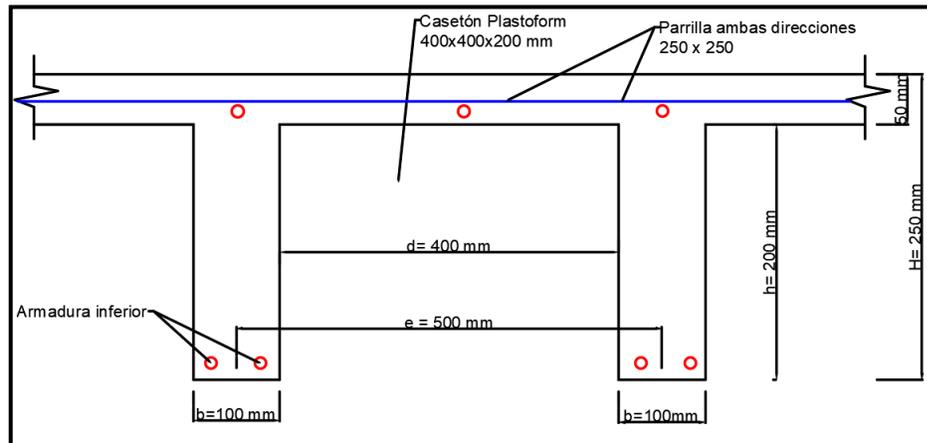


Fuente: Programa estructural CYPECAD 2016

$$M_x^- = 3.26 \text{ T} \cdot \text{m} = 32.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_x^- > M_{lim} \quad \text{si necesita ábaco}$$

Figura 3.15 Armado de Losa Reticular H=25 cm (Bordes de la losa)

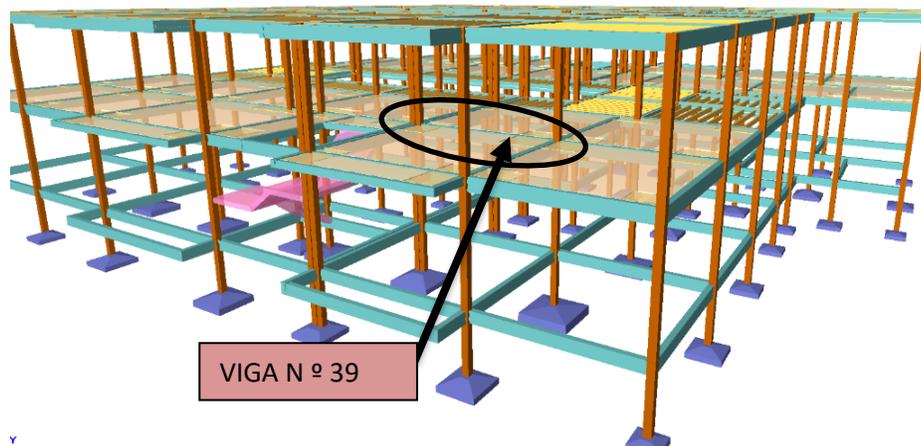


Fuente: Elaboración propia

3.6.3.3. Verificación del diseño estructural de la viga

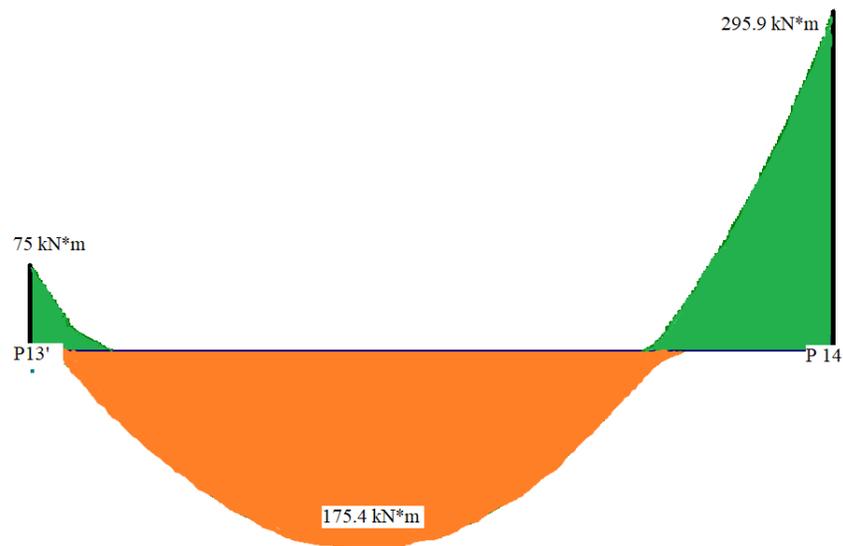
Para la comprobación se eligió la viga N°39 de la primera planta, ubicada entre la columna C13' y C14, por ser uno de los elementos más solicitados.

Figura 3.16 Vista en 3D del edificio (viga en estudio)



Fuente: Programa estructural CYPECAD 2016

Figura 3.17 Envolvente de momentos flectores viga



Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para la verificación de la viga se selecciona la viga N^a 39 de la Primera Planta, correspondiente a la columna C13 y C14, la misma que tiene los siguientes datos generales:

a) Comprobación manual de la armadura longitudinal positiva, se tiene los siguientes datos:

$$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$M_d = 175.4 \text{ kN*m}$$

$$\gamma_m = 1.60$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$r_{mec} = 20 + 8 + 8 = 36 \text{ mm}$$

$$d = 614 \text{ mm}$$

Dónde:

f_{ck} = Resistencia del hormigón a compresión.

f_{yk} = Límite elástico característico del acero.

M_d = Momento mayorado de cálculo.

h = Canto total de la sección rectangular ($d+r$).

b_w = Ancho

r = Recubrimiento

r_{mec} = Recubrimiento mecánico.

d = Altura útil.

γ_c = Coeficiente de minoración para el hormigón.

γ_s = Coeficiente de minoración para el acero

γ_f = Coeficiente de mayoración de las acciones.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

$$f_{cd} = \frac{f_c}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434.78 \text{ N/mm}^2$$

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

f_{yd} = Resistencia de cálculo de un acero.

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{175.4 * 1000 * 1000}{300 * 614^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.11$$

DOMINIO “3”

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:

$\mu_d = 0.11$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.1189$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.1189 * 300 * 614 * \frac{14}{434.78}$$

$$A_s = 705.29 \text{ mm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min} = 0,0028$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 300 * 614$$

$$A_{s \text{ min}} = 515.76 \text{ mm}^2$$

Como:

$A_s > A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_s = 705.29 \text{ mm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro: $\emptyset = 12 \text{ mm}$, $\emptyset = 16 \text{ mm}$ ($A_{s \phi 12} = 113.1 \text{ mm}^2$, $A_{s \phi 16} = 201 \text{ mm}^2$), entonces el número de barras a usar serán:

Determinación del número de barras de acero

$$3 \emptyset 12 \text{ mm} + 2 \emptyset 16 \text{ mm} = 741 \text{ mm}^2$$

Con un área igual a 741 mm^2

Adoptamos = 3 ϕ 12 + 2 ϕ 16

Donde:

$$741\text{mm}^2 > 702.29 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto se utilizara: 3 ϕ 12 + 2 ϕ 16

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (N^\circ \text{ de barras}) * \phi - 2 * r - 2(\phi \text{ estribo})}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{300 - (3) * 12 - (2) * 16 - 2 * 20 - 2(8)}{5 - 1}$$

$$s = 44 \text{ mm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 20 mm, por lo tanto, es adecuada.

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

Usar: 3 Φ 12 mm + 2 Φ 16 mm con separaciones entre barras de 44 mm

- b) **Comprobación manual de la armadura negativa en la columna P14, se tiene los siguientes datos:**

$$M_d = 295.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{295.9 * 1000 * 1000}{300 * 612^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.188$$

DOMINIO “3”

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (W_s) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:

$\mu d = 0.188$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0.216$

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.216 * 300 * 612 * \frac{14}{434.78}$$

$$A_s = 1276.98 \text{ mm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{\min} = 0,0028$**

$$A_{s \min} = w_{\min} * b_w * d$$

$$A_{s \min} = 0.0028 * 300 * 612$$

$$A_{s \min} = 514.08 \text{ mm}^2$$

Como:

$A_s > A_{s \min}$

Se escogerá el área $A_s = 1276.98 \text{ mm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\emptyset = 12 \text{ mm}$, $\emptyset = 16 \text{ mm}$, $\emptyset = 25 \text{ mm}$, ($A_{s \phi 12} = 113.1 \text{ mm}^2$, y $A_{s \phi 20} = 314 \text{ mm}^2$), entonces el número de barras a usar serán:

Determinación del número de barras de acero

$$3 \emptyset 12 \text{ mm} + 3 \emptyset 20 \text{ mm} = 1281.3 \text{ mm}^2$$

Con un área igual a mm^2

Adoptamos = $3 \phi 12 + 3 \phi 20$

Donde:

$$1281.3 > 1276.98 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizara: 2 ϕ 12 + 3 ϕ 20

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (N^\circ \text{ de barras}) * \phi - 2 * r - 2(\phi \text{ estribo})}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{300 - (3) * 12 - (2) * 20 - 2 * 20 - 2(8)}{6 - 1}$$

$$s = 29.6 \text{ mm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 20 mm, por lo tanto, es adecuada.

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

Usar: 3 Φ 12 mm + 3 Φ 20 mm, con separaciones entre barras de 29.6 mm

- c) **Comprobación de la armadura longitudinal negativa en la columna 13'.**

Md= 75 kN*m

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = \frac{75 * 1000 * 1000}{300 * 614^2 * 14}$$

$$\mu_d = 0.047$$

Entonces:

$\mu_{lim} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: (Ws) del cuadro 13.3 tabla universal para flexión simple o compuesta.

Con:

$\mu_d = 0.047$ se obtiene una cuantía mecánica de Ws = 0.0472

- **Determinación de la armadura: (A_s)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0.0472 * 300 * 614 * \frac{14}{434.78}$$

$$A_s = 279.96 \text{ cm}^2$$

- **Determinación de la armadura mínima: (A_s) $w_{min}=0,0033$**

$$A_{s \text{ min}} = w_{min} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 300 * 614$$

$$A_{s \text{ min}} = 514.76 \text{ cm}^2$$

Como:

$A_s < A_{s \text{ min}}$

Se escogerá el área $A_{s \text{ min}} = 514.76 \text{ cm}^2$

Para determinar el numero de barras se considerará el siguiente diametro: $\emptyset = 12 \text{ mm}$, $\emptyset = 16 \text{ mm}$ ($A_{s \phi 12} = 113.1 \text{ mm}^2$, $A_{s \phi 16} = 201 \text{ mm}^2$), entonces el número de barras a usar serán:

$$3 \emptyset 12 \text{ mm} + 1 \emptyset 16 \text{ mm} = 540.3 \text{ mm}^2$$

Con un área igual a 540.3 mm^2

Adoptamos = 3 $\phi 12$ + 1 $\phi 16$

Dónde:

$$540.3 \text{ cm}^2 > 515.76 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizara: 3 $\phi 12$ + 1 $\phi 16$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = s = \frac{b_w - (N^\circ \text{ de barras}) * \emptyset - 2 * r - 2(\emptyset \text{ estribo})}{N^\circ \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{300 - (3) * 12 - (1) * 16 - 2 * 20 - 2(8)}{4 - 1}$$

$$s = 64 \text{ mm}$$

Se puede apreciar que la separación es mayor a 20 mm, por lo tanto, es adecuada.

La cuantía de acero empleado para el elemento será:

Usar: 3 Φ 12 mm +1 Φ 16 mm, con separaciones entre barras de 64 mm

Resumen General de Resultados Armadura Longitudinal

Tabla 3.7: Resultados Armadura Longitudinal en la viga

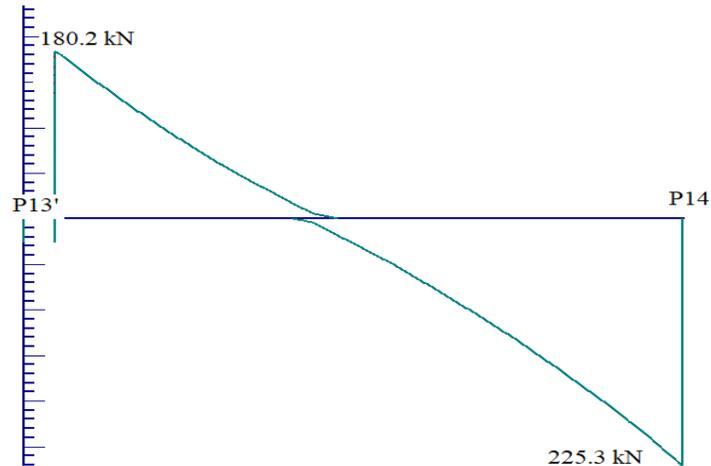
Viga entre las Columnas P13' y P14	Armadura necesaria manual (mm ²)	Armadura necesaria Cypecad (mm ²)	Armadura adoptada Cypecad	Armadura adoptada (mm ²)	Diferencia en (%)
Armadura longitudinal inferior positiva	705.29	721	3 Φ 12 mm + 2 Φ 16 mm	741	2.23
Armadura longitudinal superior negativa lado derecho apoyado sobre P14.	1276.98	1264	3 Φ 12 + 3 Φ 20 mm	1282	1.02
Armadura longitudinal superior negativa lado izq. apoyado sobre P13'.	514.76	546	3 Φ 12 mm +1 Φ 16 mm	653	6.06

Fuente: Elaboracion propia

- **Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la viga 39 al lado de la columna P 14.**

El cortante de diseño es $V_d P14 = 225.3 \text{ kN}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo esto debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.).

Figura 3.18: Envolvente de cortantes en viga



Fuente: Elaboracion propia

$$V_d = 225.3 \text{ kN} = 225300 \text{ N}$$

$$f_{cd} = 14 \text{ Mpa}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 420 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 650 - 20 - 8 - 10 = 612 \text{ mm}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \frac{kg}{cm^2} = 0.592 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 0.592 * 300 * 612$$

$$V_{cu} = 108691.2 \text{ N}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$225300 \leq 108691.2 \text{ N}$ (¡no cumple!!) Necesita armadura transversal

Como:

$$V_d > V_{cu}$$

Entonces:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 14 \frac{N}{mm^2} * 300 \text{ mm} * 612 \text{ mm}$$

$$V_{ou} = 771120 \text{ N}$$

Se tiene:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$108691.2 \text{ N} < 225300 \text{ N} < 771120 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 225300 \text{ N} - 108691.2 \text{ N} = 120291.2 \text{ N}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{st} = \frac{120291.2 * 1000 \text{ mm}}{0,90 * 612 \text{ mm} * 420 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{st} = 519.98 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * 300 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} * \frac{14 \text{ N/mm}^2}{434.78 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{st \text{ min}} = 193.2 \text{ mm}^2$$

Se asume el mayor:

$$A_{st} = 519.98 \text{ mm}^2/\text{m}$$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \right.$$

$$8 \text{ mm} \geq \frac{1}{4} * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$$

Se asumirá un Φ 8 mm

Se tiene un área $A=50.3 \text{ mm}^2$

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{A_{st1}/2}{A \phi 8\text{mm}}$$

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{519.98/2}{50.3}$$

$$N^{\circ}\text{estribos} = 5.17 \approx 6 \text{ barras}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

$$s = 1000/6 = 166.7 \text{ mm}$$

por cuestiones constructivas adoptamos una separación $s=150 \text{ mm}$

Por lo tanto, se utilizará:

$$603.6 \text{ mm}^2 > 519.98 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

Se utilizará: Φ 8mm c/150 mm

- **Cálculo de la armadura transversal en el extremo de la viga 39 al lado de la columna P13'.**

$$V_d = 180.2 \text{ kN}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.592 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

$$V_{cu} = 0.592 * 300 * 612$$

$$V_{cu} = 108691.2 \text{ N}$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

$180200 \leq 108691.2 \text{ N}$ (¡no cumple!!) Necesita armadura transversal

Como:

$$V_d > V_{cu}$$

Entonces:

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{ou} = 0,30 * 14 \frac{N}{mm^2} * 300 \text{ mm} * 612 \text{ mm}$$

$$V_{ou} = 771120 \text{ N}$$

Se tiene:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$108691.2 \text{ N} < 180200 \text{ N} < 771120 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 180200 \text{ N} - 108691.2 \text{ N} = 71508.8 \text{ N}$$

$$t = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{st} = \frac{71508.8 * 1000 \text{ mm}}{0,90 * 612 \text{ mm} * 420 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{st} = 309.11 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * 300 \text{ mm} * 1000 \text{ mm} * \frac{14 \text{ N/mm}^2}{434.78 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{st \text{ min}} = 193.2 \text{ mm}^2$$

Se asume el mayor:

$$A_{st} = 309.11 \text{ mm}^2/\text{m}$$

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \right.$$

$$8 \text{ mm} \geq \frac{1}{4} * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm}$$

Se asumirá un Φ 8 mm

Se tiene un área $A=50.3 \text{ mm}^2$

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{A_{st_1}/2}{A \phi 8\text{mm}}$$

$$N^{\circ}\text{estribos} = \frac{309.11/2}{50.3}$$

$$N^{\circ}\text{estribos} = 3.07 \approx 4 \text{ barras}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria obtenemos:

$$s = 100/4 = 250 \text{ mm}$$

por cuestiones constructivas adoptamos una separación $s=250 \text{ mm}$

Por lo tanto, se utilizará:

$$402.4 \text{ mm}^2 > 309.11 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

Se utilizará: Φ 8mm c/250 mm

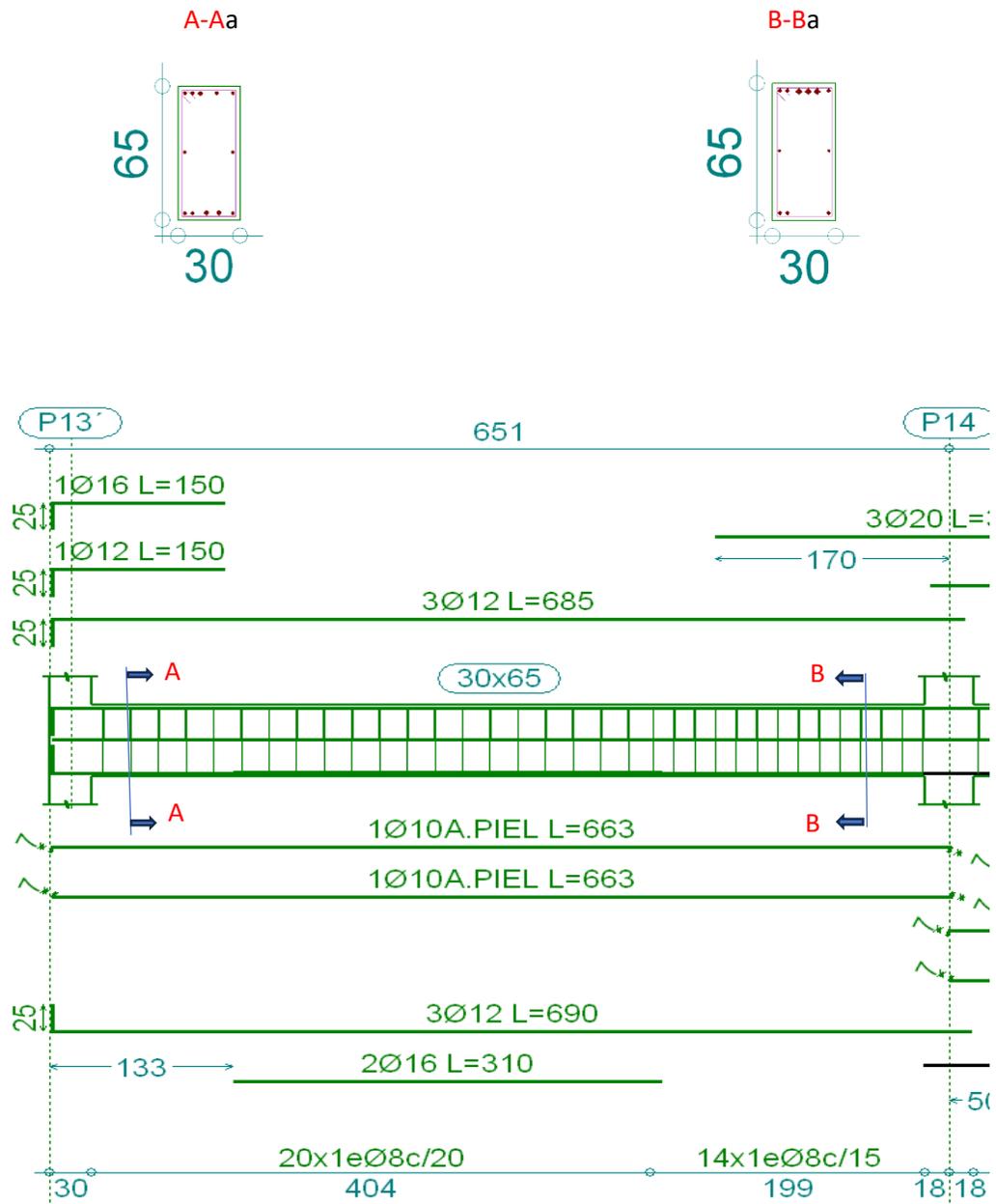
Resumen General de Resultados Armadura Transversal

Tabla 3.8: Resultados Armadura Transversal

	Armadura cortante izquierda	Armadura cortante Derecha
Cypecad	Φ 8 c/20	Φ 8 c/15
Manual	Φ 8 c/25	Φ 8 c/15

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.19 Disposición de la armadura en la viga



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

3.6.3.4. Verificación manual del diseño estructural de la columna

La estructura se considera intraslacional debido a que sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos más desfavorables (mayorados), correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

A continuación, se muestra la verificación del diseño de la columna C14, teniéndose los siguientes datos generales:

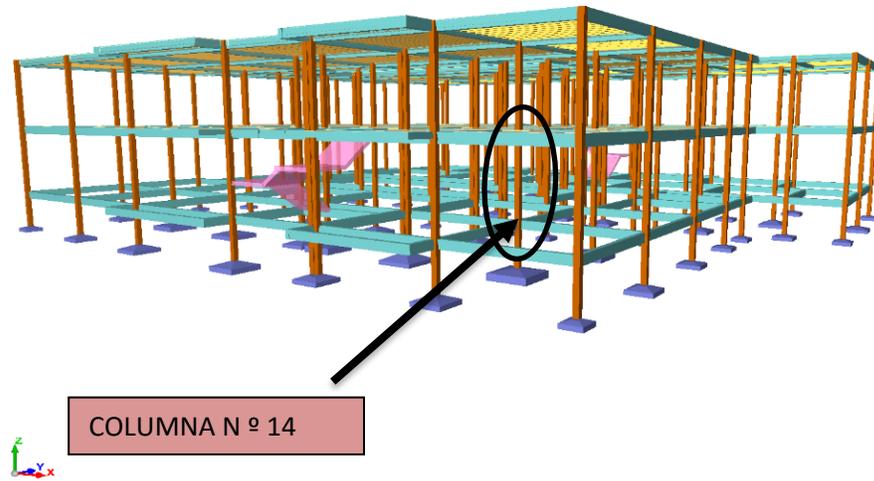
Esfuerzo normal de cálculo	$N_d = 1296.2 \text{ kN}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 10.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 2.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
Recubrimiento	$r = 20 \text{ mm}$

Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21 \text{ Mpa}}{1,5} = 14 \text{ Mpa}$$

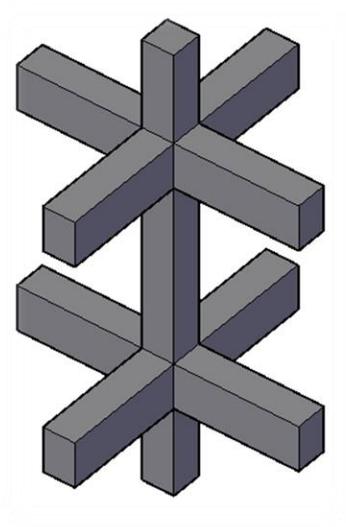
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ Mpa}}{1,15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

Figura 3.20 Ubicación del pilar más solicitado en la estructura



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

Figura 3.21 Representación gráfica de todos los elementos que concurren a C 14.



Fuente: Internet

Tabla 3.9 Características geométricas de las secciones que concurren a la columna.

Elemento	Longitud (m)	b (m)	h (m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
Columna 14 (C1)	4,00	0,35	0,35	0,0012505	0,001250521
Columna 14 (C2)	4,00	0,35	0,35	0,0012505	0,001250521
Columna 14 (C3)	4,00	0,35	0,35	0,0012505	0,001250521
Viga 1 (V1)	6,00	0,30	0,65	0,0068656	0,0014625
Viga 2 (V2)	5,70	0,30	0,65	0,0068656	0,0014625
Viga 3 (V3)	5,70	0,25	0,55	0,0034661	0,000716146
Viga 4 (V4)	5,75	0,25	0,55	0,0034661	0,000716146
Viga 5 (V5)	6,00	0,20	0,40	0,0010667	0,000266667
Viga 6 (V6)	5,70	0,20	0,40	0,0010667	0,000266667
Viga 7 (V7)	5,70	0,20	0,40	0,0010667	0,000266667
Viga 8 (V8)	5,75	0,20	0,40	0,0010667	0,000266667

Fuente: Elaboración propia

Radio de giro:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{0.35 * 0.35^3}{12} = 0.0012052 \text{ m}^4$$

$$R_x = R_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.0012052}{0.1225}} = 0.101$$

Determinación del coeficiente de pandeo: ψ_A

Figura 3.22 Vista frontal de los elementos concurrentes en el pilar.

VISTA FRONTAL			
EJE X		EJE Y	
	C2		C2
V1	V2	V3	V4
	C1		C1
V5	V6	V7	V8
	C3		C3

Fuente: Elaboración propia

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{I_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{I_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{I_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{I_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{I_{v4}}}$$

$$\psi_{AX} = 0.24$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{I_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{I_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{I_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{I_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{I_{v8}}}$$

$$\psi_{BX} = 2.05$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{I_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{I_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{I_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{I_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{I_{v4}}}$$

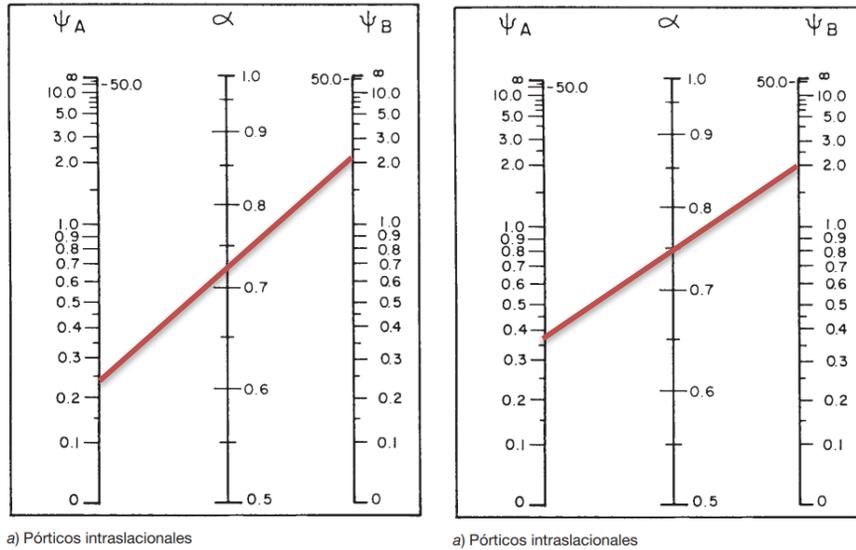
$$\psi_{Ay} = 0.37$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{I_{c1}} + \frac{I_{cy3}}{I_{c3}}}{\frac{I_{vy5}}{I_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{I_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{I_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{I_{v8}}}$$

$$\psi_{By} = 2.02$$

Ingresando al monograma obtenemos el coeficiente pandeo.

Figura 3.23 Monograma para cálculo de columnas



Fuente: NB CBH-87 apartado 8.3.1.2. figura 8.3.1.2

$$K_x = 0.73$$

$$L_{ax} = L_{c1} * K_x$$

$$L_{ax} = 4.00 * 0.73$$

$$L_{ax} = 2.90 \text{ m}$$

$$K_y = 0.75$$

$$L_{ay} = L_{c1} * K_y$$

$$L_{ay} = 4.00 * 0.75$$

$$L_{ay} = 3.00 \text{ m}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i}$$

$$\lambda_x = \frac{k_y * l}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{2.90}{\sqrt{\frac{0.0012052}{0.1225}}} = 28.70$$

$$\lambda_{gx} = \frac{l_0}{h} = \frac{1184}{30} = 8.29$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i}$$

$$\lambda_y = \frac{k_y * l}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{3.00}{\sqrt{\frac{0.0012052}{0.1225}}} = 29.69$$

$$\lambda_{gy} = \frac{l_0}{h} = \frac{1176}{30} = 8.57$$

$$\lambda \leq 35$$

$$\lambda_g \leq 10$$

En pilares aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales, si la esbeltez mecánica λ es inferior a 35, se desprecian los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no es necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Excentricidad de primer orden:

$$e_{0x} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{10.3}{1296.2}$$

$$e_{0x} = 0.0079 \text{ m} = 7.9 \text{ mm}$$

$$e_{0y} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{2.2}{1296.2}$$

$$e_{0y} = 0.0017 \text{ m} = 1.7 \text{ mm}$$

Excentricidad accidental:

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 20 \text{ mm}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{350}{20} = 17.5 \text{ mm}$$

Por lo tanto: $e_a = 20 \text{ mm}$

Excentricidad final o de cálculo:

$$e_{(x) \text{ max}} = e_{0x} + e_a = 7.9 + 20$$

$$e_{(x) \text{ max}} = 27.9 \text{ mm}$$

$$e_{(y) \max} = e_{oy} + e_a = 1.7 + 20$$

$$e_{(y) \max} = 21.7 \text{ mm}$$

Determinación del momento de diseño

$$M_x = N_d * e_{(x) \max} = 1296.2 * 27.9 = 36163.98 \text{ kN} * \text{mm}$$

$$M_y = N_d * e_{(y) \max} = 1296.2 * 21.7 = 28127.54 \text{ kN} * \text{mm}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

$$U_c = f_{cd} * b * h = 14 * 350 * 350$$

$$U_c = 1715 \text{ kN}$$

Determinación de los valores reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{1296.2 \text{ kN}}{1715} = 0.756$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{36163.98}{1715 * 350} = 0.06 \quad \mu_1$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{28127.54}{1715 * 350} = 0.05 \quad \mu_2$$

Del diagrama en roseta (Véase ANEXO-1):

Para $v=0.756 \rightarrow w=0.2$

Calcular la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{\text{total}} = w * U_c$$

$$U_{\text{total}} = 343 \text{ kN}$$

Determinación de la armadura total (A_s):

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{343}{434.78} = 788.91 \text{ mm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_{s \min}$):

$$0.1 * N_d \leq A_{s \min} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad A_{s \min} = \frac{0.1 * N_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.1 * 1296.2 * 1000}{434.78 \text{ N/mm}^2} = 298.13 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s \min}$$

Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro $\Phi = 16 \text{ mm}$ que tiene un área $A = 201 \text{ mm}^2$ por barra.

Las barras de $\Phi = 16 \text{ mm}$ dando un área de:

$$A_{\Phi 16} = 4 * 201 = 804 \text{ mm}^2$$

Se utilizará 4 $\Phi 16 \text{ mm}$

$$804 \text{ mm}^2 > 788.91 \text{ mm}^2.$$

Cálculo de la armadura transversal de la columna. -

El diámetro del estribo será:

$$\Phi_{\text{Estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \frac{1}{4} * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} \\ \rightarrow \mathbf{6 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \mathbf{b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)}} \\ \rightarrow \mathbf{15 * \Phi_{\text{de la armadura longitudinal mas delgada}}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $S \leq 300 \text{ mm}$

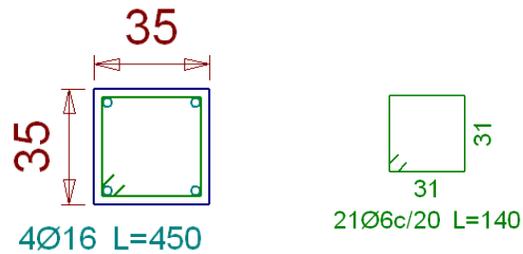
Según la segunda opción: $S \leq 15 * 16 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

$$\Phi 6 \text{ mm } c/200 \text{ mm}$$

$$N^{\circ}_{\text{(estribos)}} = (4000/200)+1 = 21 \text{ estribos}$$

Figura 3.24 Vista en planta de estribo y armadura longitudinal



Fuente: Elaboración propia

Resumen de cuantías en la columna

En resumen, la columna “C 14” presenta las siguientes cuantías.

Tabla 3.10 Disposición de la armadura en la columna.

Tramo	Armadura longitudinal total
Forjado N°3 – Forjado N°2	4 Ø16mm
Forjado N°2 – Forjado N°1	4 Ø16mm
Forjado N°1– Cimentación	4 Ø16mm

Fuente: Elaboración propia

Comentarios y conclusiones de los resultados:

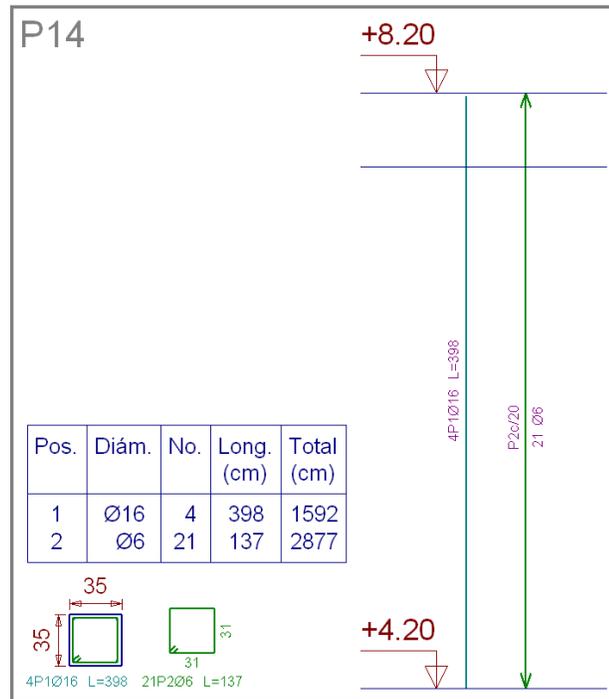
Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son similares a los del programa CYPECAD, el mismo que dio como resultado lo siguiente:

Tabla 3.11 Resultados de las Armaduras para P14.

Elemento Columna	Diseño Manual	Diseño con el Cypecad
Armadura Longitudinal	4 Ø 16 mm (esquinas)	4 Ø 16 mm (esquinas)
Armadura Transversal	21 Ø 6 mm c/200 mm	21 Ø 6 mm c/200 m

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.25 Disposición de la armadura en la columna según el software.



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

3.6.3.5. Fundaciones

3.6.3.5.1. Análisis de alternativa de cimentación

Se optó por diseñar con una zapata aislada cuadrada debido a que el lugar de emplazamiento cuenta con espacio suficiente y esta presenta menor dificultad constructiva.

3.6.3.5.2. Verificación manual de la zapata aislada

Se realizará el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna P14, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa cypecad.

Datos:

Dimensión de la base de la columna en X $a_o = 350 \text{ mm}$

Dimensión de la base de la columna en Y $b_o = 350 \text{ mm}$

Carga	$N = 911.25 \text{ kN}$
Momento en dirección X	$M_x = 1.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento en dirección Y	$M_y = 1.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Cortante en dirección X	$Q_x = 1.6 \text{ kN}$
Cortante en dirección Y	$Q_y = 4.2 \text{ kN}$
Tensión admisible sobre el terreno:	$\sigma_{adm} = 0.222 \text{ N/mm}^2$
Resistencia característica del acero:	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
Resistencia característica del hormigón:	$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$
Coefficiente de minoración del acero	$\gamma_s = 1.15$
Coefficiente de minoración del hormigón	$\gamma_c = 1.5$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ Mpa}$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ Mpa}$
Recubrimiento inferior de la armadura	$r = 50 \text{ mm}$
Peso propio del elemento (Se asumirá como 10% de "N")	

Diseño Geométrico de la Zapata

Se asumirá que la zapata tiene una sección cuadrada, por tanto:

$$a = b \quad \rightarrow \quad A = a^2 = b^2$$

$$\sigma_{adm} = \frac{1.1 * N}{a * b} = \frac{1.1 * N}{a^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{1.1 * N}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1.1 * 911.25 * 1000}{0.222}} = 2124.9 \text{ mm}$$

$$a = b = 2100 \text{ mm}$$

Presión admisible del terreno sobre la zapata:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} = \frac{911.25 * 1000}{2100 * 2100} = 0.207 \text{ N/mm}^2$$

Canto útil mínimo, para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} = \frac{4 * 0.592}{1.6 * 0.207} = 7.15$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{350 * 350}{4} + \frac{2100 * 2100}{2 * 7.15 - 1} - \frac{350 + 350}{4}} = 426.83 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + k} = \frac{2 * (2100 - 350)}{4 + 7.15} = 313.9 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_0)}{4 + k} = \frac{2 * (2100 - 350)}{4 + 7.15} = 313.9 \text{ mm}$$

Por tanto, se asume una altura total “h = 500 mm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r = 50 mm” y un diámetro “Ø = 12 mm”

Por lo tanto, el d será calculado de la siguiente manera:

$$d = h - r - \phi / 2 = 500 - 50 - 12 / 2 = 444 \text{ mm}$$

Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_0}{2} = \frac{2100 - 350}{2} = 875$$

Dado que el vuelo “v = 875 mm” es menor que “2h = 1000 mm”, se trata una zapata rígida.

Acciones en el plano de cimentación

Axil en el plano de cimentación: Una vez determinadas las dimensiones de la zapata, calculamos el peso propio real de la misma, con la siguiente fórmula:

$$P. P_{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2500 * (2.205) = 5512.5 \text{ kg}$$

$$\text{Carga real: } N_{real} = N_T + PP_{zapata}$$

$$N_{real} = 911.25 + 55.125 = 966.37 \text{ kN}$$

Momento en el plano de cimentación: Como existen fuerzas cortantes (Q_x y Q_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M^l_x \pm hQ_y$$

$$M_y = M^l_y \pm hQ_x$$

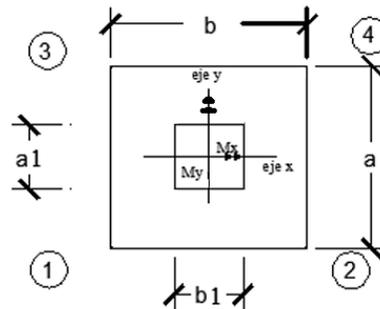
Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el momento, y es negativo si tiene sentido contrario

$$M_x = 1.06 - (0.5 * 4.2) = -1.04 \text{ kN*m}$$

$$M_y = 1.44 - (0.5 * 1.6) = 0.64 \text{ kN*m}$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:

Figura 3.26 Esfuerzos máximos y mínimos sobre la zapata



Fuente: Elaboración Propia

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.2202 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.2189 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.2193 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 0.2180 \text{ N/mm}^2$$

$0.222 > 0.2202 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ estable frente a hundimiento

3.6.3.5.3. Verificación al vuelco

$$\gamma_x = \frac{Nr}{M_y^*} * \frac{a}{2} = \frac{966.37}{0.64} * \frac{2.1}{2} \Rightarrow \gamma_x = 1585.45 > 1.5 \text{ satisfactorio}$$

$$\gamma_y = \frac{Nr}{M_x^*} * \frac{b}{2} = \frac{966.37}{1.04} * \frac{2.1}{2} \Rightarrow \gamma_y = 975.66 > 1.5 \text{ satisfactorio}$$

3.6.3.5.4. Verificación al deslizamiento

$\delta = 35^\circ$ Angulo de rozamiento interno de suelos sin cohesión

φ = Angulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 23.333^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP.) \tan \varphi}{V_x} = \frac{(966.37) * \tan(23.333^\circ)}{1.6}$$

$$= 260.52 > 1,5 \text{ satisfactorio}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP.) \tan \varphi}{V_y} = \frac{(966.37) * \tan(23.333^\circ)}{4.2}$$

$$99.25 \Rightarrow 1,5 \text{ satisfactorio}$$

3.6.3.5.5. Diseño a flexión

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1.6 * 911.25 * 1000}{2 * 2100} * \left(\frac{2100 - 350}{2} + 0.15 * 350 \right)^2$$

$$M_{ad} = 298631812.5 \text{ N} * \text{mm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_{ad}}{b * d^2 * fcd} = \frac{298631812.5}{2100 * 444^2 * 14} \Rightarrow \mu_d = 0.051525$$

La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = \mu * (1 + \mu) = 0.051525 * (1 + 0.051525) = 0.0542$$

Determinación de la armadura “As”

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0542 * 2100 * 444 * 14}{434.78} \Rightarrow A_s = 1627.27 \text{ mm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$\text{Con } f_{yk} = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \omega_{\min} = 0.0015$$

$$A_{s\min} = \omega_{\min} * b * d = 0.0015 * 2100 * 444 \Rightarrow A_{s\min} = 1398.6 \text{ mm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 1627.27 \text{ mm}^2$

Determinación del número de barras:

$$\text{Con una barra } \emptyset = 12 \text{ mm ; } A_{\emptyset} = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{1627.27}{113.1} = 14.39 \Rightarrow 15 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - \#fe * \emptyset - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{2100 - 15 * 12 - 2 * 50}{15 - 1} = 130 \Rightarrow s = 125 \text{ mm}$$

15∅12 c/125mm

3.6.3.5.6. Verificación al corte y punzonamiento

Debido a que se empleó las fórmulas anteriores para determinar el canto mínimo que debe presentar la zapata en función del corte y del punzonamiento, podemos decir que estas verificaciones son cumplidas.

3.6.3.5.7. Verificación de la adherencia

Se realiza el cálculo de la fuerza cortante para el lado Y, debido a que esta dirección es la más solicitada

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \theta} \leq f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$f_{bd} = 0.95 * \sqrt[3]{140^2} = 26.96 \frac{kg}{cm^2} = 269.6 \frac{N}{mm^2}$$

Lado a

$$V_{da} = \frac{\gamma_f * N}{a} * \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 * a_0 \right)$$

$$V_{da} = \frac{1.6 * 911.25 * 1000}{2100} * \left(\frac{2100 - 350}{2} + 0.15 * 350 \right) = 643950 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_b = \frac{643950}{0.9 * 444 * 14 * \pi * 12} \leq f_{bd} = k * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$3.05 \leq 269.6 \frac{N}{mm^2}$$

Anclaje de las armaduras:

Dado que el vuelo “v= 875 mm” es mayor que el peralte “h=500 m”, el anclaje se contará a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} \geq \frac{\theta}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 * \sqrt[3]{140^2} = 24.27 \frac{kg}{cm^2} = 242.7 \frac{N}{mm^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\theta}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.2}{4} * \frac{4347.8}{24.27} = 53.74cm = 537.4 mm$$

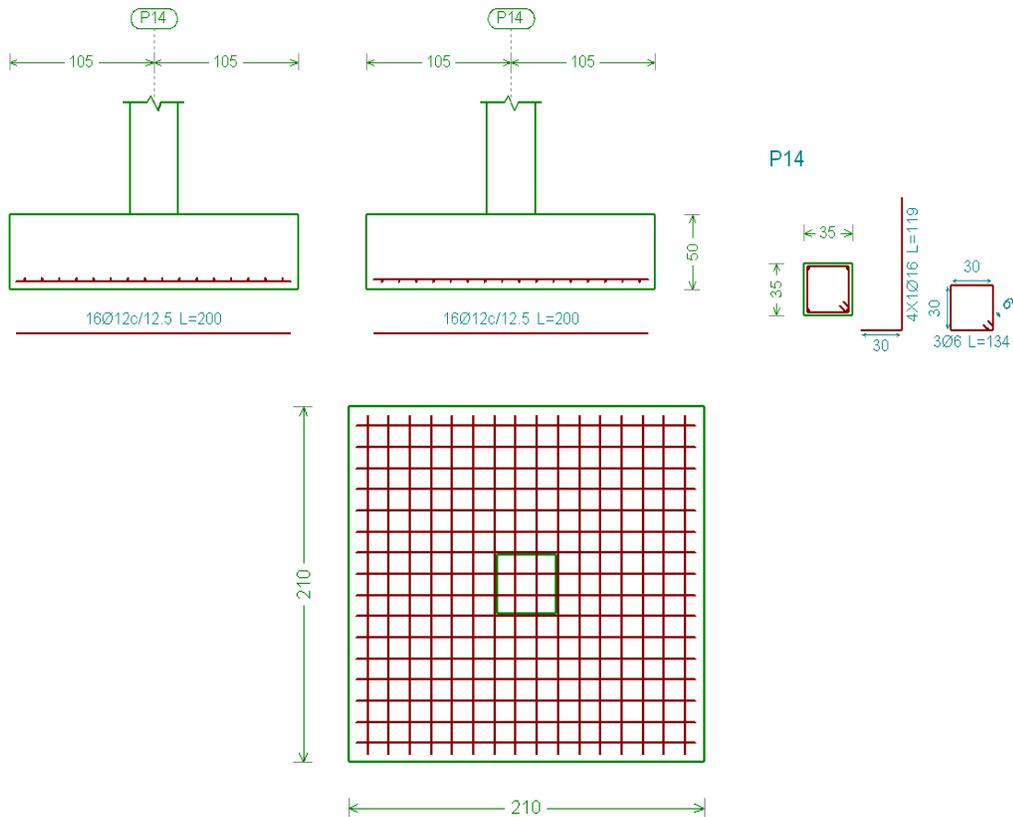
Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son iguales a los del programa CYPECAD, el que dio como resultado lo siguiente:

Tabla 3.12 Resultados del área requerida en la zapata de la columna 14.

	POR CYPECAD	Área de armadura solicitada
P14	Zapata cuadrada a-b= 2150 mm h=500 mm	1809.6 mm ²
P14	MANUAL Zapata cuadrada a-b= 2150 mm h=500 mm	1696.5 mm ²

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.27 Detalles de la Zapata



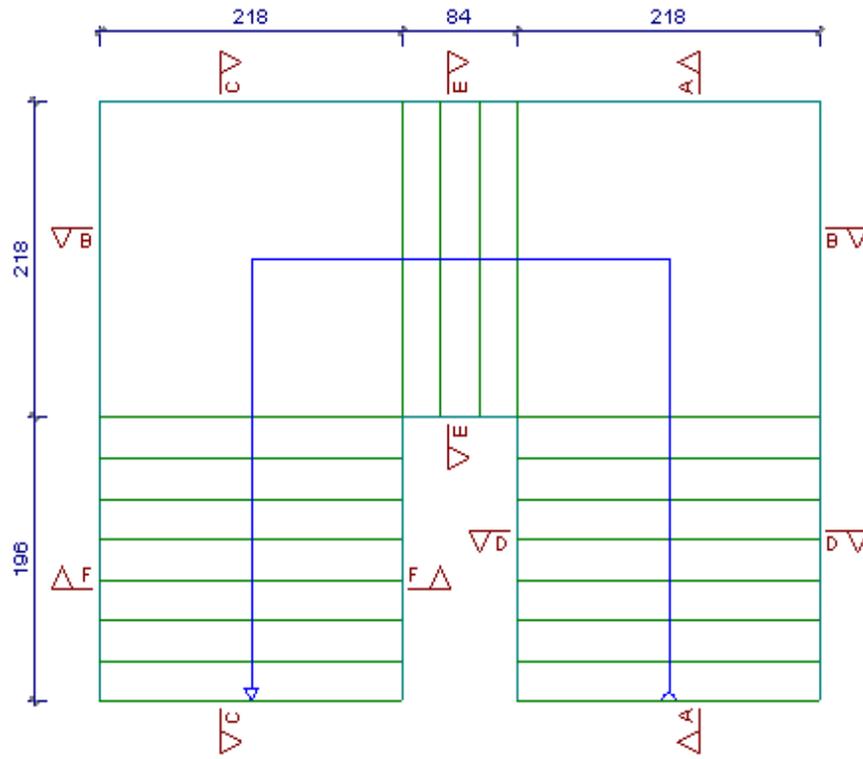
Fuente: Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

3.6.3.6. Diseño manual de la escalera de hormigón armado

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_s = 1.15$
$f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
$f_{cd} = 14 \text{ Mpa}$	$f_{yd} = 434.78 \text{ Mpa}$
$L_1 = 1.96 \text{ m}$	Longitud horizontal de la rampa.
$L_2 = 2.18 \text{ m}$	Longitud del descanso.
$Z = 4.00 \text{ m}$	Desnivel a salvar.
$a = 2.18 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$B = 5.2 \text{ m}$	Ancho total del descanso.
$t = 0,20 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicularmente.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.
$h = 0,28 \text{ m}$	Huella.
$ch = 0,20 \text{ m}$	Contra huella.
$N = 20$	Número de peldaños.

Figura 3.28 Vista en planta de la escalera.



Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2016

Dado que el aporte académico consta exclusivamente del cálculo de la escalera se realizará dicho cálculo y verificación de los elementos que constituyen podremos apreciarlos en el capítulo IV con una mayor explicación y demostración.

3.6.4. Elementos complementarios para la estructura

3.6.4.1. Juntas de Dilatación

Datos:

$\alpha = 1.1 \cdot 10^{-5}$ por cada grado centígrado

$L_1 = 25.37$ m y 17.36 m

$T_{\text{máx}} = 35.5$ °C

$T_{\text{min}} = 0.3$ °C

3.6.8. Cómputos métricos de la obra

Se podrá ver de manera general en el siguiente **Anexo A-8**.

3.6.9. Presupuesto estructural general de la obra

Se obtuvo en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra que **Son: Bs. 2.877.128,19 (Dos millones ochocientos setenta y siete mil ciento veintiocho 19/100 bs), Detallado en el Anexo A-10.**

3.6.10. Cronograma de ejecución

Se realizó un cronograma de actividades que se recomienda seguir en la construcción de la nueva ALCALDIA MUNICIPAL DE CAMARGO. Según el cronograma mostrado en el **Anexo A-11**. Se tiene planificada la construcción en aproximadamente **330 días calendario**.

4. APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE ESCALERA EN FORMA DE U CON DOS DESCANSOS MEDIANTE EL MÉTODO DE CROSS Y COMPARACIÓN CON ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO EL SOFTWARE SAP 2000)

4.1. Generalidades

En el siguiente capítulo se detallará la metodología a utilizar los cálculos y el diseño para una escalera.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicará las recomendaciones de la Norma Boliviana para el diseño de estructuras urbanas.

4.2. Marco Teórico

4.2.1. Introducción

El Método de Distribución de Momentos o Método de Cross, es un método de análisis estructural para vigas estáticamente indeterminadas y marcos, desarrollado por Hardy Cross. Publicado por primera vez en 1.930 en una revista de la American Society Civil Engineering (ASCE); el método solo calcula el efecto de los momentos flectores e ignora los efectos axiales y cortantes, suficiente para efectos prácticos. Desde esa fecha hasta que las computadoras comenzaron a ser usadas en el diseño y análisis de estructuras, el método de distribución de momentos fue el más usado.

El método de Hardy Cross es un método iterativo que sirve para determinar los momentos flexiones en las secciones o cortes más interesantes de una viga, claro o pórtico. Cuando las secciones son constantes, se calculan las rigideces lineales, los factores de distribución, los momentos de empotramiento perfecto y los factores de transporte, para luego proceder a la distribución de momento a los tramos y su posterior transporte.

En este trabajo daremos a conocer sobre la definición de este método, para qué nos sirve, como es su proceso aplicativo, en qué tipo de estructura es aplicable este método.

Por último, después de haber conocido todos estos conceptos básicos para poder resolver los ejercicios, procederemos a desarrollar dichos problemas, aplicando todo lo aprendido de la teoría para llevarlos a la práctica.

4.2.2. Método de Cross

Este método desarrollado por Hardy Cross en 1932, parte de una estructura ideal cuyos nodos están perfectamente rígidos, lo que obliga que para llegar a la estructura real. Básicamente es un método de análisis numérico de aproximaciones sucesivas que evita tener que resolver ecuaciones simultaneas en un número elevado.

- También se llama "Método de distribución de momentos"
- Evita utilizar simultáneamente todas las deformaciones de los nudos como incógnita del problema.
- Considera que las barras son infinitamente rígidas a esfuerzo axial (no acumulan energía en dicho tipo).
- nos permite determinar las incógnitas hiperestáticas con la precisión deseada.
- Obtener los momentos que aparecen en los extremos de las barras de las estructuras de tal forma que cumpla con el equilibrio de los nudos.

Generalidades

El método de aproximaciones sucesivas, de Hardy Cross, está basado en el cumplimiento de dos principios o leyes:

- Ley de continuidad de masa en los nudos
- Ley de conservación de la energía en los circuitos

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de carga o de pérdida de energía, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, bien, la ecuación de Darcy & Weisbach.

Al realizar alguna resolución mediante este método se puede evidenciar ventajas fundamentales que pueden resumirse en los puntos siguientes:

- **Su Generalidad**, es aplicable a todo tipo de estructuras, concretamente a todas las formas por piezas rectas y curvas.
- **Su Sencillez**, no exige recordar nada de memoria. Teniendo unas tablas de momentos, rigideces y factores de transmisión, puede resolverse cualquier estructura. Si, como es frecuente, se trata de estructura con piezas de sección constante en cada vano y con cargas uniformemente distribuidas, no se necesitan ni las tablas.

- **Su Rapidez**, el método permite seguir paso a paso el proceso de distribución de momentos en la estructura, dando un sentido físico muy claro a las operaciones que se realizan.

En nuestra opinión, es conveniente efectuar los cálculos sobre un esquema de la estructura. Preferiblemente realizado a escala, anotando siempre cada coeficiente en sitio. Puesto que una de las ventajas del momento es su sencillez, en muchos casos la labor del técnico se reduce, a lo sumo, a plantear el método, corriendo a cargo del personal auxiliar el desarrollo de los ciclos de reparto y transmisión. En este caso, si el croquis está realizado a escala, una simple inspección de los valores de los momentos finales basta para detectar los errores graves.

Para su aplicación del método se debe seguir los siguientes pasos:

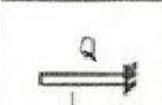
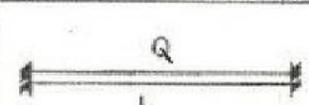
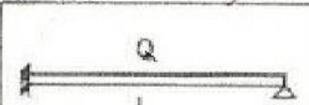
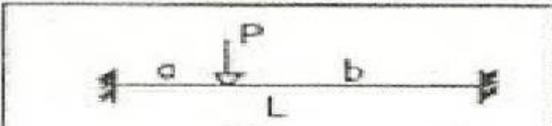
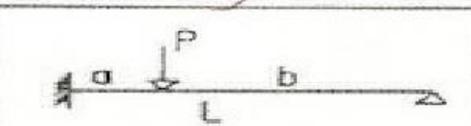
- **Momento de empotramiento en extremos fijos:** son los momentos producidos al extremo del miembro por cargas externas cuando las juntas están fijas.
- **Rigidez a la Flexión:** la rigidez a la flexión (EI/L) de un miembro es representada como el producto del Módulo de Elasticidad (E) y el segundo momento de área, también conocido como Momento de Inercia (I) dividido por la longitud (L) del miembro, que es necesaria en el método de distribución de momentos, no es el valor exacto, pero es la razón aritmética de rigidez de todos los miembros.
- **Factores de Distribución:** pueden ser considerados como las proporciones de los momentos no balanceados llevados por cada uno de sus miembros.
- **Factores de Acarreo o Transporte:** los momentos no balanceados son llevados sobre el otro extremo del miembro cuando la junta es liberada. La razón de momento acarreado sobre el otro extremo, al momento en el extremo fijo del extremo inicial es el factor de acarreo.
- **Convención de Signos:** un momento actuando en sentido horario es considerado positivo. Esto difiere de la convención de signos usual en ingeniería, la cual emplea un sistema de coordenadas cartesianas.

Para su aplicación las cargas y luces difieren bastante podemos emplear el método Cross que nos proporciona solo los momentos de apoyo. Es más laborioso pero muy exacto. Después calculamos todos los demás valores. El método de Cross es muy usual que se aplique a vigas y en losas.

El método de Cross fue desarrollado por el ingeniero de estructuras estadounidense Hardy Cross. El método de Cross hizo posible el diseño eficiente y seguro de un gran número de construcciones de concreto armado durante mucho tiempo.

Para utilizar el método de Cross como para otros métodos es necesario conocer los momentos de empotramiento perfecto y reacciones de las vigas, esto según el tipo de carga y formas de los apoyos. Las más comunes en la práctica del cálculo estructural están en la siguiente tabla:

Tabla 4.1 tabla de momentos

		
$MA = \frac{QL^2}{2}$ $RA = QL$	$MA = MB = \frac{QL^2}{12}$ $RA = RB = \frac{QL}{2}$	$MA = \frac{QL^2}{8}$ $RA = RB = \frac{QL}{2}$
		
$MA = \frac{Pab^2}{L^2} \quad MB = \frac{Pa^2b}{L^2}$ $RA = \frac{Pb}{L} + \frac{(MA - MB)}{L}$ $RB = \frac{Pa}{L} + \frac{(MA - MB)}{L}$	$MA = \frac{Pab}{2L^2}(L + B)$ $RA = \frac{Pb}{L} - \frac{MA}{L}$ $RB = \frac{Pa}{L} - \frac{MA}{L}$	

Fuente: <https://es.scribd.com/presentation/281517053/Metodo-de-Cross>

De donde las tres primeras columnas corresponden a cargas uniformemente repartidas: en voladizo, doble empotrada y empotrada apoyada. Las dos últimas columnas corresponden a cargas puntuales en viga doble empotrada y empotrada apoyada.

4.3. Alcance del proyecto:

El diseño comprende los siguientes puntos:

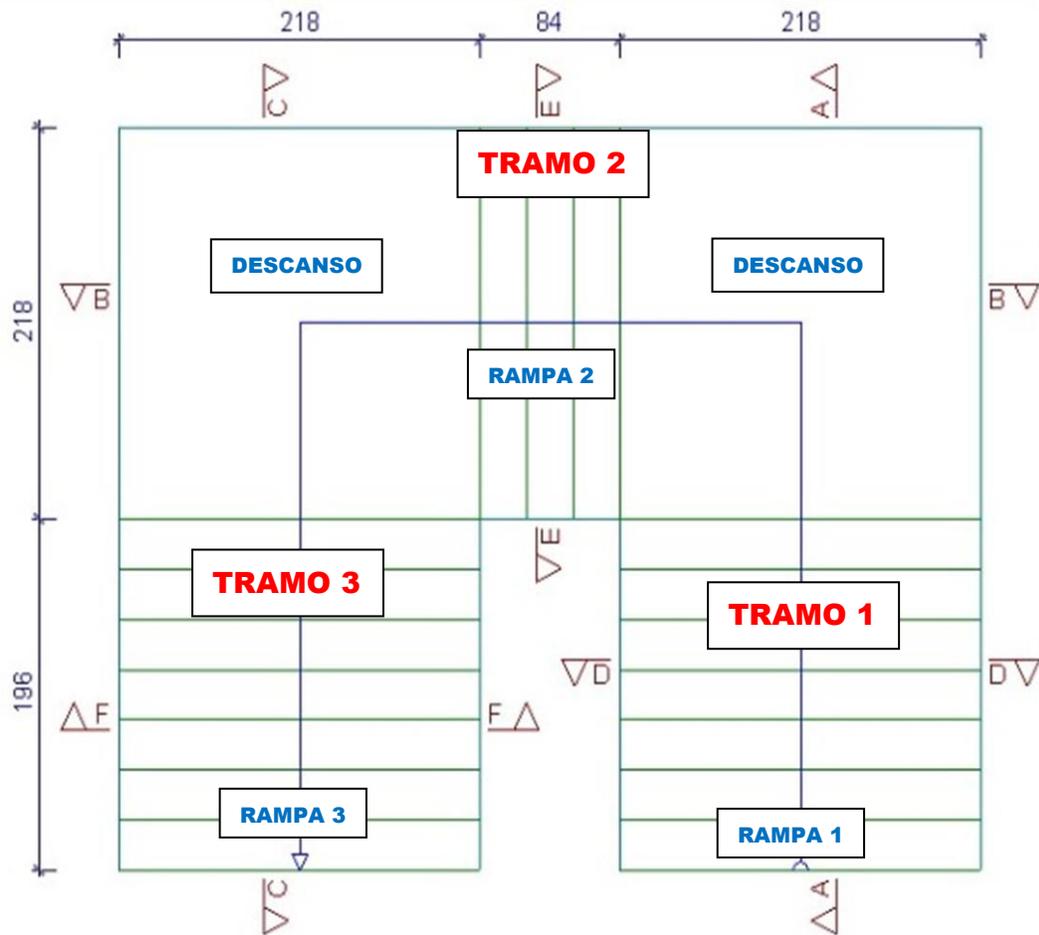
- Analizar las cargas sobre la escalera: sobrecargas de uso, cargas muertas y peso propio.
- Determinar el diagrama de momentos flectores de la escalera mediante el método Cross.
- Comprobación de los diagramas de momentos de la escalera mediante el software SAP2000.
- Calcular la armadura de diseño necesaria, en cada tramo correspondiente.
- Realizar el plano estructural de la escalera.

4.4. Aporte Académico – Diseño de Escalera de H°A° mediante el método de Cross

Las escaleras son elementos estructurales de gran importancia en una edificación la cual necesitan ser analizadas con detenimiento no solamente como estructura aislada en sí, sino también como parte de un todo, especialmente, en un comportamiento sísmico. Por lo tanto, se tiene que tomar en cuenta los criterios adecuados para que las escaleras se encuentren lo suficientemente ubicadas de modo que se pueda realizar un análisis con las consideraciones más próximas a la realidad.

4.5. Diseño de la escalera por tramos

Figura 4.1 vista en planta de disposición de escalera



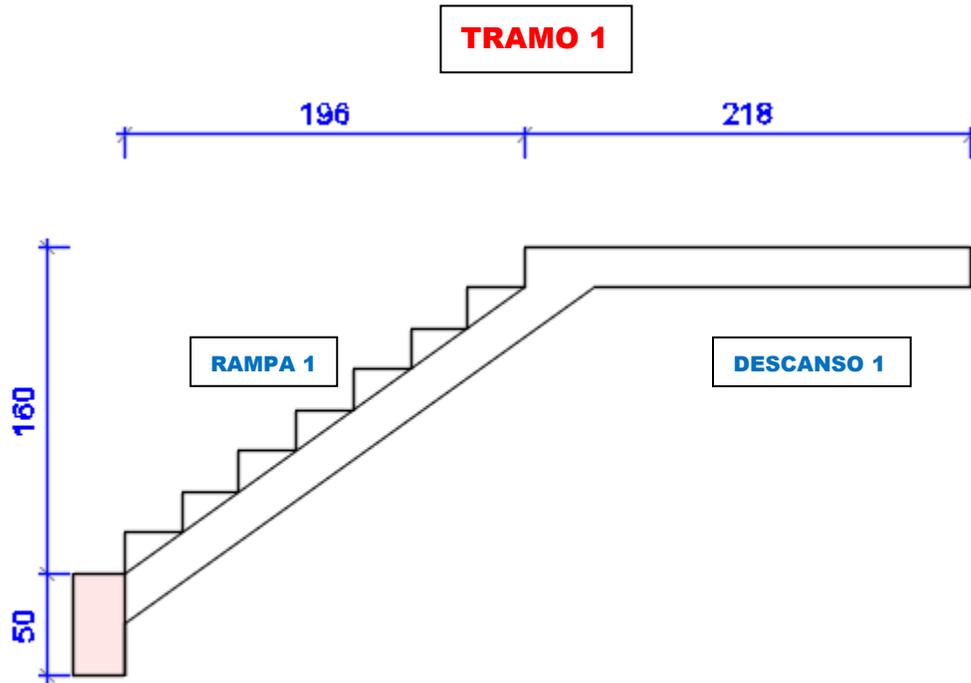
Fuente: Diseño estructural CypeCAD 2016

4.5.1. Tramo 1

Para un mejor estudio se discretizará la estructura en diferentes tramos para una mejor interpretación del diseño estructural del elemento (escalera) para posteriormente una comparación de momentos de diseño calculados manualmente, por el software CypeCAD y por el software SAP 2000, dado que estos programas realizan los cálculos por método de elementos finitos.

Para poder resolver la estructura se deberá conocer sus reacciones externas como internas

Figura 4.2 Tramo 1



Fuente: Elaboración propia

DATOS

H= 1.6 m

Lg= 196 m

Ld= 2.18 m

Huella (h) = 0.28 m

Contrahuella (ch) = 0.2 m

Ancho escalera = 2.18 m

fck= 21Mpa

fyk= 500Mpa

fcd= 14Mpa

fyd= 434,78Mpa

VOLUMEN Y PESO PROPIO DEL PELDAÑOVp= 0,0614 m³

P= 1,526 KN

Pp=2,03 KN/m²

CÁLCULO DEL ESPESOR DE LA LOSA DE DESCANSO

$$L_n = 4,14\text{m}$$

$$t = \frac{L_n}{25} = 0,166\text{m}$$

Constructivamente asumimos $t=0,20\text{ m}$

CARGAS EN EL DESCANSO

Peso propio= 5KN/m²

solado= 1KN/m²

sobrecarga de uso= 4KN/m²

CARGA LINEAL EN DESCANSO

$$q = 21,8\text{ KN/m}$$

CARGA LINEAL TOTAL

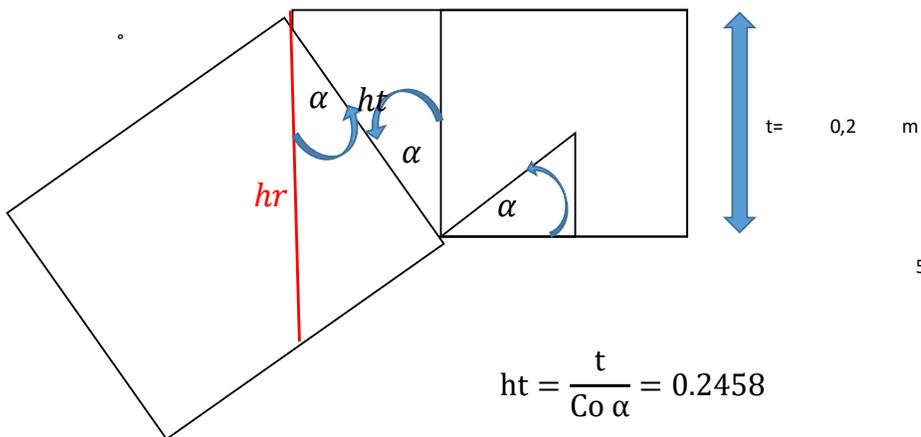
q (de barandilla)=1,5KN/m

$$q_d = q + q \text{ (de barandilla)}$$

$$q_d = 23,3\text{ KN/m}$$

CÁLCULO DE ESPESOR DE LOSA EN RAMPA

$$\alpha = \arctan\left(\frac{ch}{h}\right) = 35.537^\circ$$



54,46232221

$$ht = \frac{t}{\cos \alpha} = 0.2458$$

$$hr = \frac{ht}{\cos \alpha} = 0.3020$$

CARGAS EN RAMPA

Peso propio = 6,14 kN/m²

Solado = 1 kN /m²

Peldañeado = 2,03 kN /m²

Sobrecarga de uso = 4 kN /m²

CARGA LINEAL EN RAMPA

$$q = 28,72 \text{ kN/m}$$

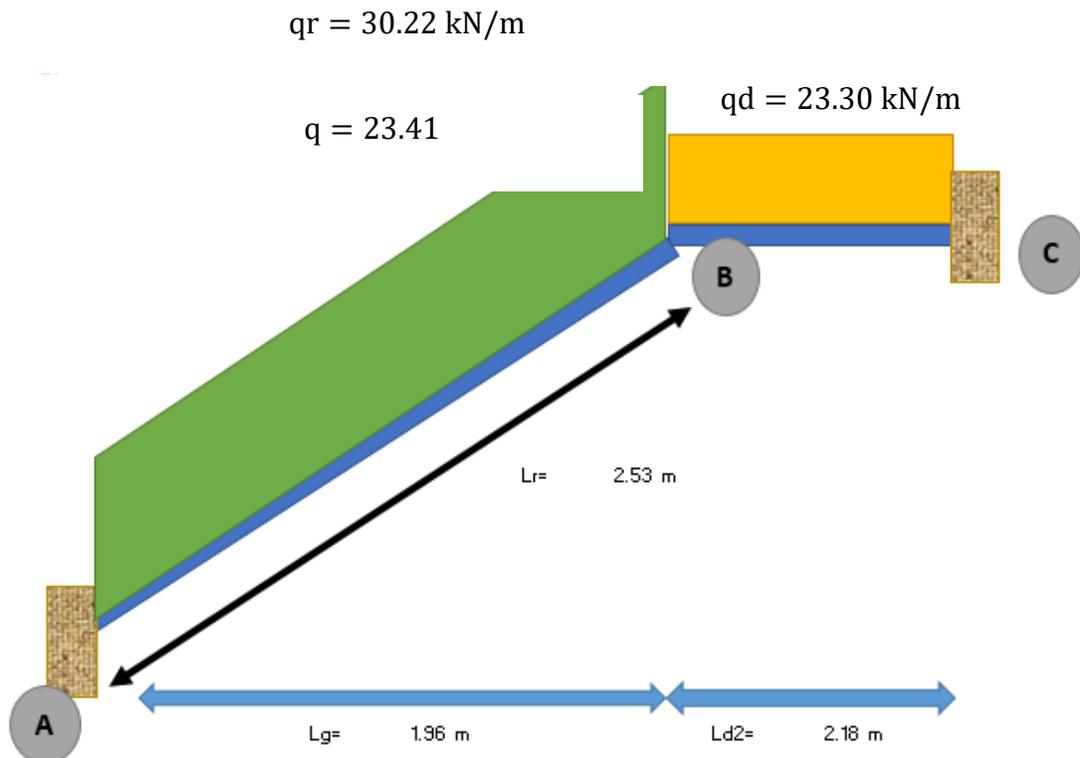
CARGA LINEAL TOTAL

q (de barandilla) = 1,5 kN/m

$$q_d = q + q \text{ (de barandilla)}$$

$$q_d = 30,2 \text{ kN/m}$$

CÁLCULO DE MOMENTO



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

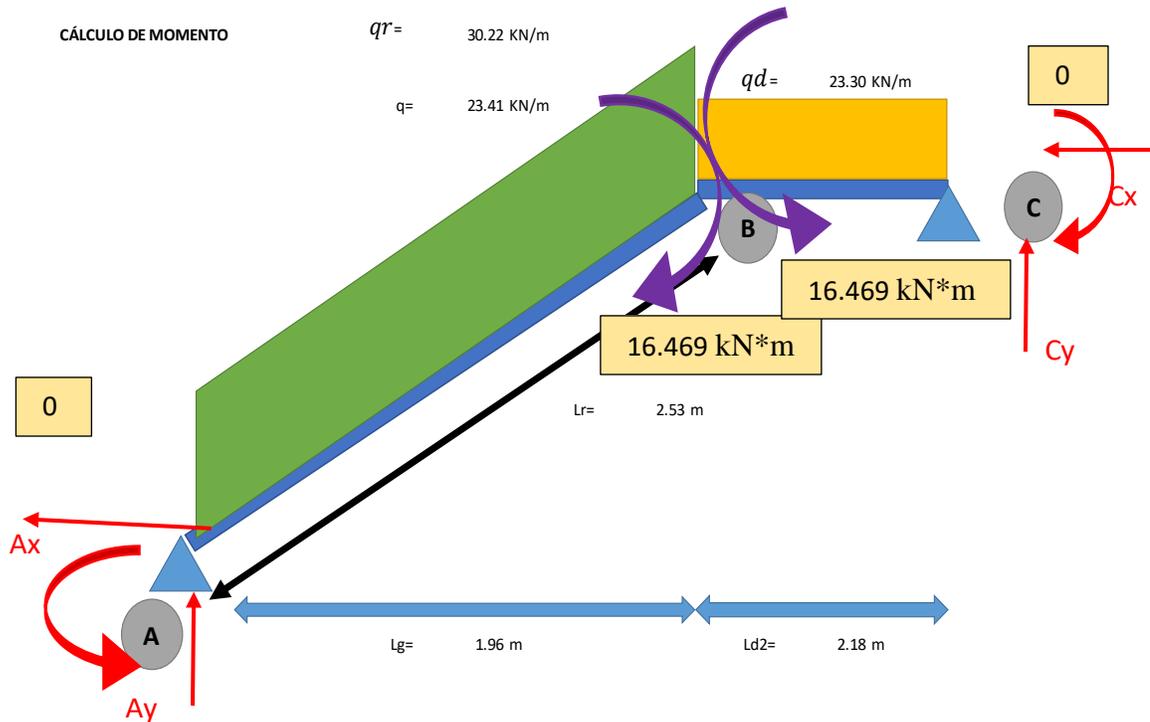
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO		Rigideces		FACTORES DE DISTRIBUCION	
MF(AB)=	-12.489 KN.m	Nudo B		NUDO B	
MF(BA)=	12.489 KN.m	K(BA)=	1.581	f(BA)=	0.463
		K(BC)=	1.835	f(BC)=	0.537
MF(BC)=	-9.228 KN.m	SUMA K=	3.416	Suma f=	1
MF(CB)=	9.228 KN.m				

ESTADO "0"

Momento de empotramiento

NUDO	A	B		C
LONGITUD (m)		2.53		2.18
TRAMO	AB	BA	BC	CB
Factores de distribucion	1	0.463	0.537	1
Momentos de empotramiento	-12.489	12.489	-9.228	9.228
Distr	12.489	-1.509	-1.752	-9.228
Transmision	-0.755	6.244	-4.614	-0.876
	0.755	-0.755	-0.876	0.876
	-0.377	0.377	0.438	-0.438
	0.377	-0.377	-0.438	0.438
	-0.189	0.189	0.219	-0.219
	0.189	-0.189	-0.219	0.219
	-0.094	0.094	0.109	-0.109
	0.094	-0.094	-0.109	0.109

Momentos Estado "0"	0.000	16.469	-16.469	0.000
----------------------------	-------	--------	---------	-------



$$\Sigma M_c = 0;$$

$$-0 - 30.2 * 1.96 * 3.16 - 23.3 * 2.18 * 1.09 + Ay * 4.14 + Ax * 1.60 = 0$$

$$-242.4 + 4.14 * Ay + 1.60 * Ax = 0$$

$$\Sigma M_{b_{izq}} = 0;$$

$$-0 + 16.469 - 30.2 * 1.96 * 0.98 + Ay * 1.96 + Ax * 1.60 = 0$$

$$-41.54 + Ay * 1.96 + Ax * 1.60 = 0$$

IGUALACIÓN DE ECUACIONES

$$+41.54 - Ay * 1.96 - Ax * 1.60 = 0$$

$$-242 + 4.14 * Ay + 1.60 * Ax = 0$$

$$-200.46 + 2.18 * Ay = 0$$

$$Ay = 91.95 \text{ KN}$$

$$-41.54 + (91.45) * 1.96 + Ax * 1.60 = 0$$

$$Ax = -86.06 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{b_{der}} = 0;$$

$$-0 - 16.469 + 23.3 * 2.18 * 1.09 - Cy * 2.18 = 0$$

$$Cy = 15.74 \text{ KN}$$

DIAGRAMA DE CORTANTE

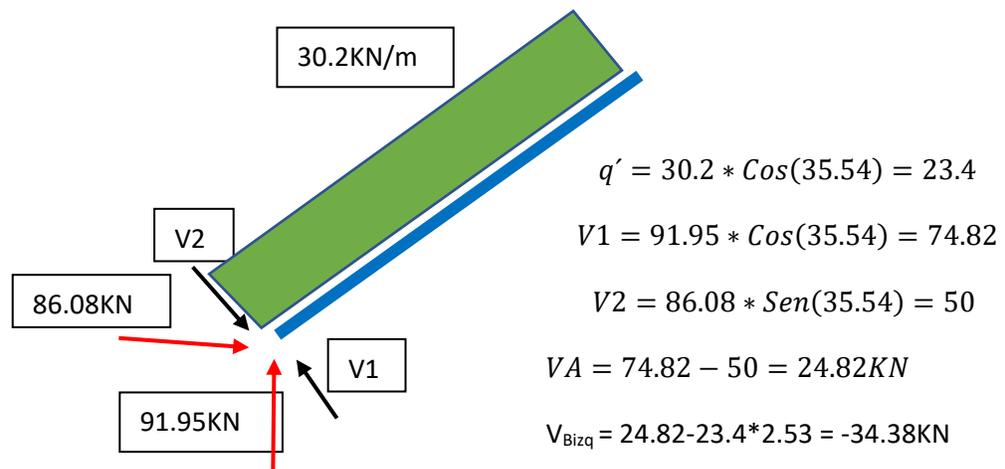
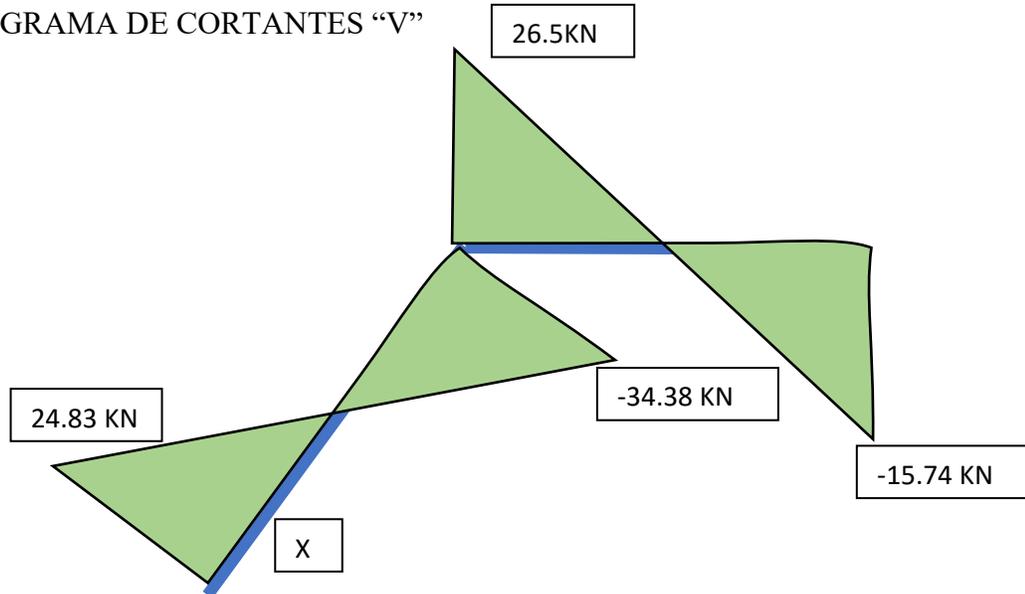


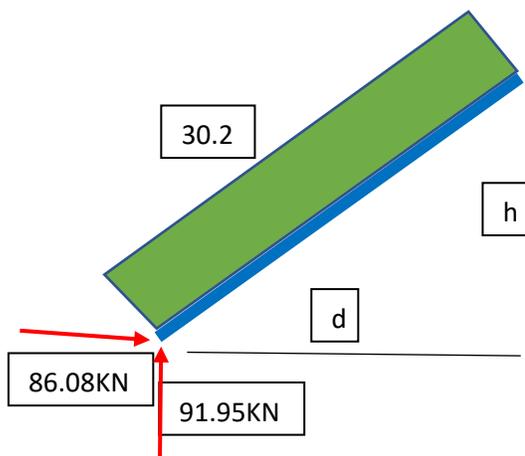
DIAGRAMA DE CORTANTES "V"



$$\frac{x}{24.83} = \frac{2.53}{34.38 + 24.83}$$

$$X = 1.06m$$

MOMENTO MÁXIMO (+) TRAMO A-B



$$\text{Sen}(35.54) = \frac{h}{1.06} \Rightarrow h = 0.62m$$

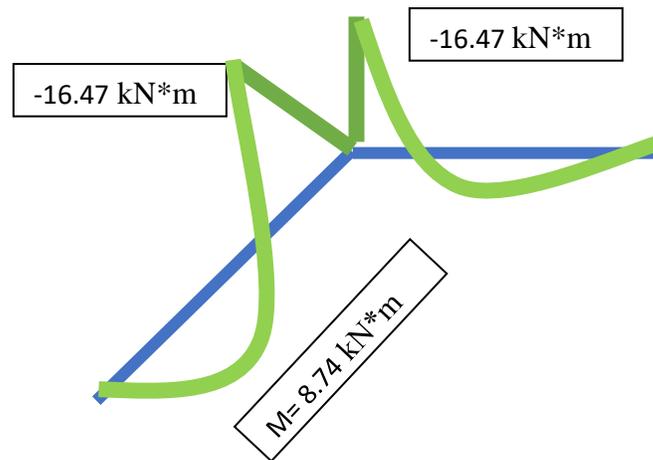
$$\text{Cos}(35.54) = \frac{d}{1.06} \Rightarrow d = 0.86m$$

$$M_{max} = -0 + 91.95 * 0.86 - 86.08 * 0.62 - 30.2 * 1.06 * 0.53$$

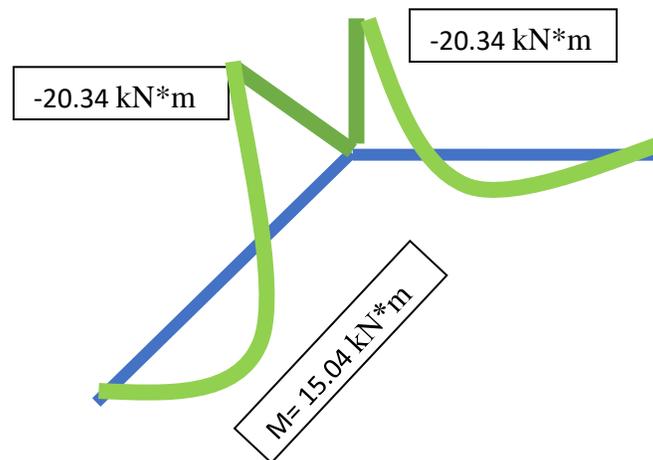
$$M_{max} = 8.74 \text{ KN*m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS "M"

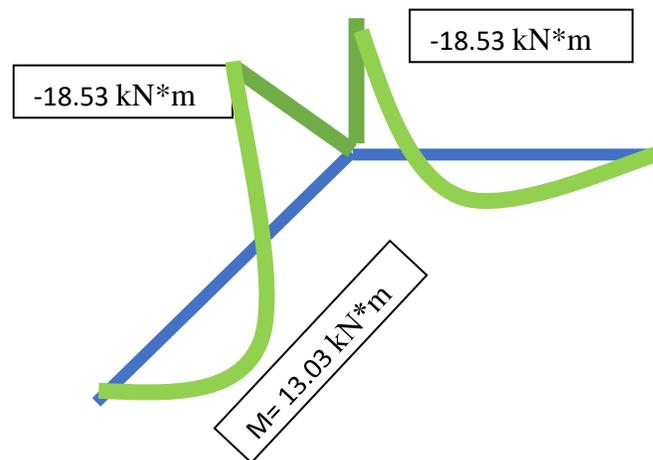
-CÁLCULO MANUAL



-CÁLCULO CON CYPECAD



-CÁLCULO CON SAP-2000



COMPARACIÓN DE MOMENTOS

Tabla: 4.2 Comparación de momentos

	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
	kN*m	kN*m
CYPECAD 2016	15.04	-20.34
VERIFICACIÓN MANUAL	8.74	-16.47
SAP 2000	13.03	-18.53

Fuente: elaboración propia

CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL

MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO

$$M_{\max} = -20.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = -32.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MOMENTO REDUCIDO DE CÁLCULO

Recubrimiento = 30mm

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,012 \text{ m} \quad \text{Longitudinal asumido}$$

$$\phi_t = 0,01 \text{ m} \quad \text{Transversal asumido}$$

$$d = 0,154 \text{ m}$$

$$b_w = 2,18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \Rightarrow 0.045$$

CÁLCULO DE LA CUANTÍA

$$w = 0.047$$

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 508.07 \text{ mm}^2$$

ARMADURA MÍNIMA

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * b * d$$

$$A_s \text{ min} = 503.6 \text{ mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\emptyset 10\text{mm}} = 78.5 \text{ mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

$$N_{\text{barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 6.47 \text{ barras} \approx 7$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

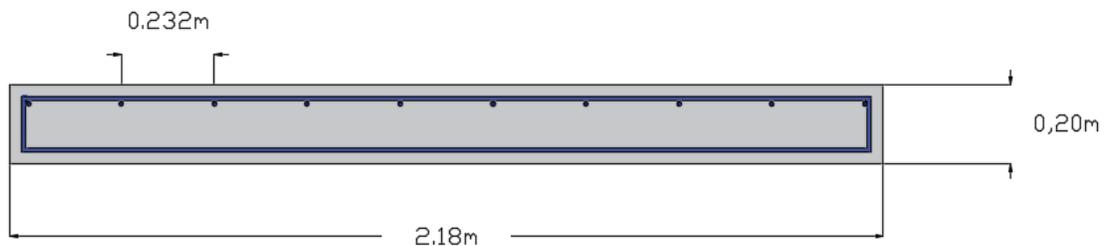
$$\emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 0,010 \text{ m}$$

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset_t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{N_{\text{ro barras}} - 1} = 348 \text{ mm}$$

La separación entre barras en escaleras se recomienda menor o igual a 250mm, por tanto, se usará 10 barras de 10mm, con una separación de:

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset_t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{N_{\text{ro barras}} - 1} = 232\text{mm}$$



CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL

MOMENTO MÁXIMO POSITIVO

$$M_{\text{max} +} = 15.04 \text{ kN*m}$$

$$M_d = 24.064 \text{ kN*m}$$

MOMENTO REDUCIDO DE CÁLCULO

Recubrimiento = 30mm

\emptyset =	12 mm	
\emptyset =	0,012 m	Longitudinal asumido
\emptyset_t =	0,01 m	Transversal asumido
d=	0,154 m	
bw=	2,18 m	

$$\mu = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} \Rightarrow 0.033$$

CÁLCULO DE LA CUANTÍA

$$w=0.034$$

$$A_s = w * b * d * \frac{fcd}{fyd} = 368 \text{ mm}^2$$

ARMADURA MÍNIMA

$$s_{\min} = 0.0015 * b * d$$

$$A_{s \min} = 503.6 \text{ mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\emptyset_{10\text{mm}}} = 78.5 \text{ mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

$$N_{\text{barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 6.42 \text{ barras} \approx 7$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

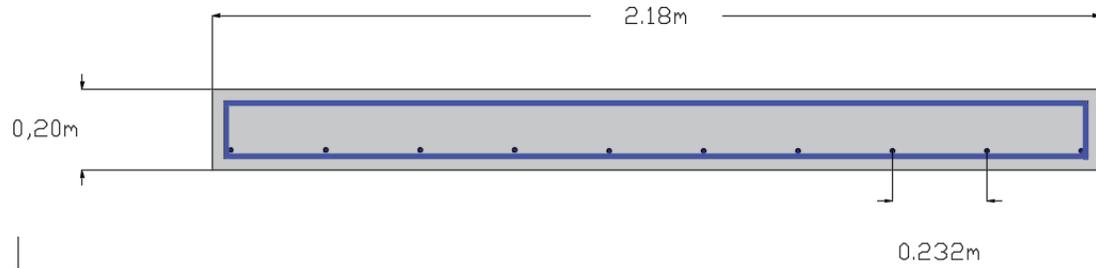
$$\emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 0,010 \text{ m}$$

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset_t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{N_{\text{ro barras}} - 1} = 348 \text{ mm}$$

La separación entre barras en escaleras se recomienda menor o igual a 250mm, por tanto, se usará 10 barras de 10mm, con una separación de:

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{Nro\ barras - 1} = 232\text{mm}$$



ARMADURA TRANSVERSAL POR RETRACCIÓN TÉRMICA
ARMADURA MÍNIMA

$$A_{s\ min} = 0.0015 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\ min} = 250.5\ \text{mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\emptyset 10\text{mm}} = 78.5\ \text{mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

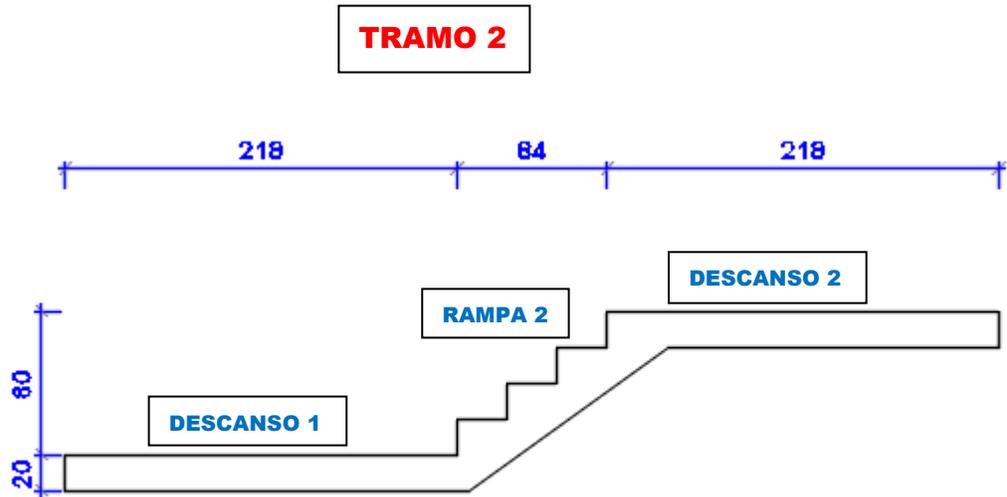
$$N_{barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 3.19 \approx 4$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

$$e = \frac{1000\text{mm}}{Nro\ barras} = 250\text{mm}$$

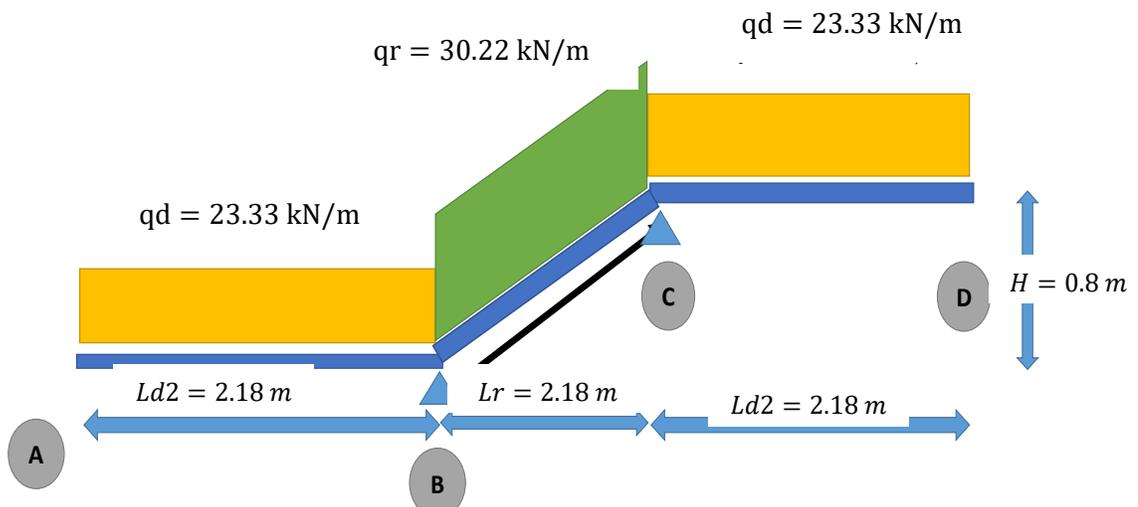
4.5.2. TRAMO 2

Figura 4.3 Tramo 2



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de los momentos negativos en los voladizos



$$\Sigma_{M_B \text{ izquierda}} = 0$$

$$M + 23.3 * 2.18 * 1.09 = 0$$

$$MB = -55.36\text{ KN.m}$$

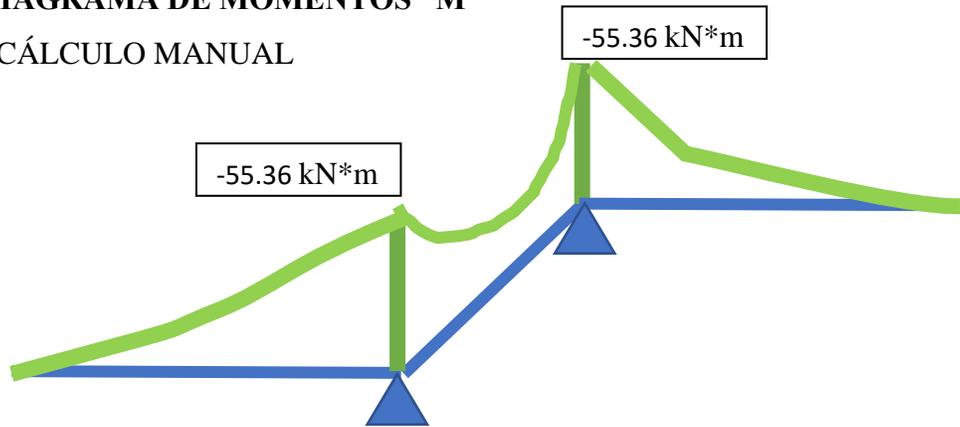
$$\Sigma_{M_C \text{ derecha}} = 0$$

$$M + 23.3 * 2.18 * 1.09 = 0$$

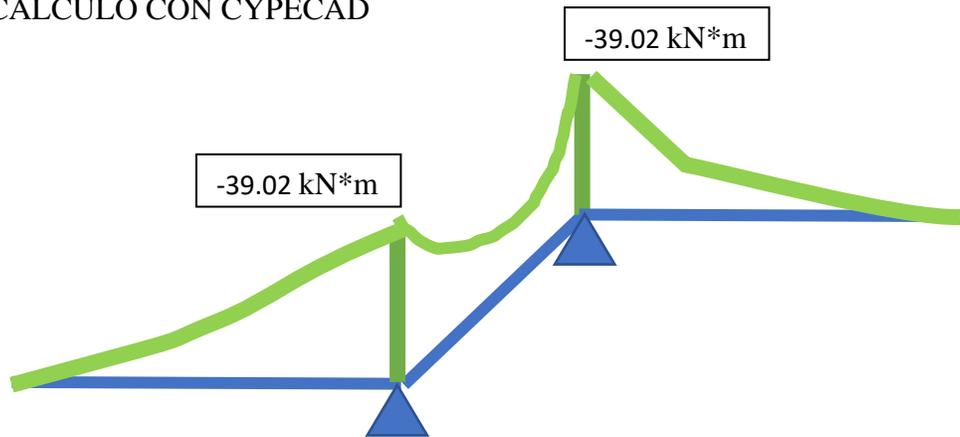
$$MB = -55.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS "M"

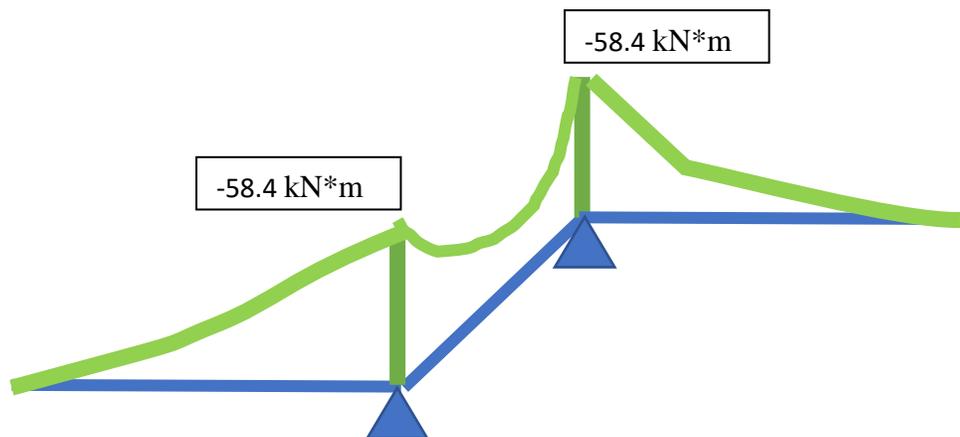
- CÁLCULO MANUAL



- CÁLCULO CON CYPECAD



- CÁLCULO CON SAP-2000



COMPARACIÓN DE MOMENTOS

Tabla: 4.3 Comparación de momentos Tramo 2

	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
	kN*m	kN*m
CYPECAD 2016	-	-39.02
VERIFICACIÓN MANUAL	-	-55.36
SAP 2000	-	-58.40

Fuente: elaboración propia

CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL

MOMENTO MÁXIMO POSITIVO

ARMADURA MÍNIMA

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * b * d$$

$$A_s \text{ min} = 503.6 \text{ mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\emptyset 10\text{mm}} = 78.5 \text{ mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

$$N_{\text{barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 6.42 \text{ barras} \approx 7$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

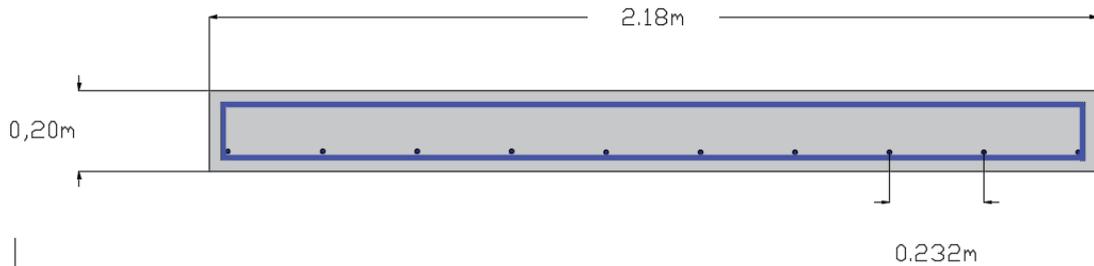
$$\emptyset t = 10 \text{ mm}$$

$$\emptyset t = 0,010 \text{ m}$$

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{N_{\text{ro barras}} - 1} = 348 \text{ mm}$$

La separación entre barras en escaleras se recomienda menor o igual a 250mm, por tanto, se usará 10 barras de 10mm, con una separación de:

$$e = \frac{L - 2r - 2\phi t - 2\left(\frac{\phi}{2}\right)}{Nro \text{ barras} - 1} = 232\text{mm}$$



CÁLCULO DE ARMADURA LONGITUDINAL

MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO

$$M_{\max} = -58.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d = -93.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MOMENTO REDUCIDO DE CÁLCULO

$$\mu = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow 0.13$$

CÁLCULO DE LA CUANTÍA

$$w = 0.147$$

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1589 \text{ mm}^2$$

ARMADURA MÍNIMA

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 503.6 \text{ mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\phi 10\text{mm}} = 78.5 \text{ mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

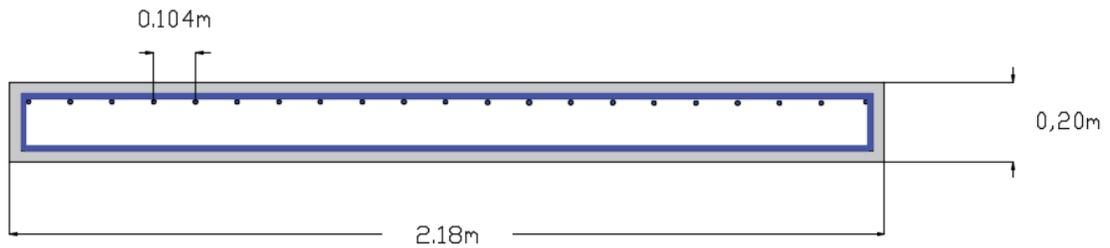
$$N \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 20.24 \text{ barras} = 21$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

$$\emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 0,010 \text{ m}$$

$$e = \frac{L - 2r - 2\emptyset_t - 2\left(\frac{\emptyset}{2}\right)}{Nro \text{ barras} - 1} = 104.5 \text{ mm}$$



ARMADURA TRANSVERSAL POR RETRACCIÓN TÉRMICA

ARMADURA MÍNIMA

$$A_s \text{ min} = 0.0015 \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = 250.5 \text{ mm}^2$$

SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE ARMADURA

$$A_{\emptyset 10 \text{ mm}} = 78.5 \text{ mm}^2$$

NÚMERO DE BARRAS

$$N_{\text{barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = 3.19 \approx 4$$

DISTRIBUCIÓN DE ESPACIAMIENTO DE ARMADURAS LONGITUDINALES

$$e = \frac{1000mm}{Nro\ barras} = 250mm$$

4.6. Análisis técnico de los resultados

En este capítulo, se realiza el análisis más detallado de los resultados de momentos obtenidos tanto con métodos manuales y los resultados obtenidos con los programas computacionales CYPECAD Y SAP 2000.

Como el **tramo uno** y **tramos tres** son de las mismas dimensiones los valores obtenidos para el tramo uno son los mismos para el tramo 3.

En la siguiente tabla se muestra los momentos obtenidos por los tres métodos, tanto momento máximo positivo y momento máximo negativo.

Tabla 4.4 Comparacion de resultados del tramo uno y tramo tres

	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
	kN*m	kN*m
CYPECAD 2016	15.04	-20.34
VERIFICACIÓN MANUAL	8.74	-16.45
SAP 2000	13.03	-18.53

Fuente: Elaboración propia

- Para un análisis más detallado, en las siguientes tablas se muestra una comparación individual entre los tres métodos estudiados mostrando sus variaciones en porcentajes.

Tabla 4.5 Comparacion de resultados Manual y CYPECAD

	VERIFICACIÓN MANUAL	CYPECAD	DIFERENCIA
	kN*m	kN*m	%
MOMENTO POS.	8.74	15.04	72%
MOMENTO NEG.	-16.45	-20.34	23.6%

Fuente: Elaborazion propia

Tabla 4.6 Comparacion de resultados Manual – SAP 2000

	VERIFICACIÓN MANUAL	SAP 2000	DIFERENCIA
	kN*m	kN*m	%
MOMENTO POS.	8.74	13.03	49%
MOMENTO NEG.	-16.45	-18.53	12.6%

Fuente: Elaborazion propia

Tabla 4.7 Comparacion de resultados CYPECAD – SAP 2000

	CYPECAD	SAP 2000	DIFERENCIA
	kN*m	kN*m	%
MOMENTO POS.	15.04	13.03	15%
MOMENTO NEG.	-20.34	-18.53	9.8%

Fuente: Elaborazion propia

De estas tablas anteriores tenemos las siguientes observaciones:

- Los momentos obtenidos de forma manual, varían demasiado de los obtenidos con los programas CYPECAD Y SAP 2000, una de las causas es que en el método manual se asume la escalera separada por tramos los cuales trabajan independientemente y son analizadas en el plano 2D, mientras que los programas

consideran la actuación de toda la escalera trabajando en conjunto y está considerando un análisis en el plano 3D, lo que significa que la estructura tendrá esfuerzos más cercanos a la realidad.

- Comparando los momentos obtenidos con los programas CYPECAD y SAP2000, vemos que son bastante similares, por lo que se considera que estos resultados son aceptables para realizar el diseño estructural de la escalera.

En la siguiente tabla se muestra los momentos obtenidos por los tres métodos, tanto momento máximo positivo y momento máximo negativo que se obtuvieron para el **tramo dos**.

Tabla 4.8 Comparacion de resultados del tramo dos.

	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
	kN*m	kN*m
CYPECAD 2016	-	-39.02
VERIFICACIÓN MANUAL	-	-55.36
SAP 2000	-	-58.40

Fuente: Elaboración propia

- Para un análisis más detallado, en las siguientes tablas se muestra una comparación individual entre los tres métodos estudiados mostrando sus variaciones en porcentajes.

Tabla 4.9 Comparación de resultados Manual y CYPECAD

	VERIFICACIÓN MANUAL	CYPECAD	DIFERENCIA
	kN*m	kN*m	%
MOMENTO NEG.	-55.36	-39.02	41.8%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.10 Comparacion de resultados Manual – SAP 2000

	VERIFICACIÓN MANUAL	SAP 2000	DIFERENCIA
	kN*m	kN*m	%
MOMENTO NEG.	-55.36	-58.40	5.5%

Tabla 4.11 Comparación de resultados CYPECAD – SAP 2000

	CYPACAD	SAP 2000	DIFERENCIA
	kN* m	kN *m	%
MOMENTO NEG.	-39.02	-58.40	49.7%

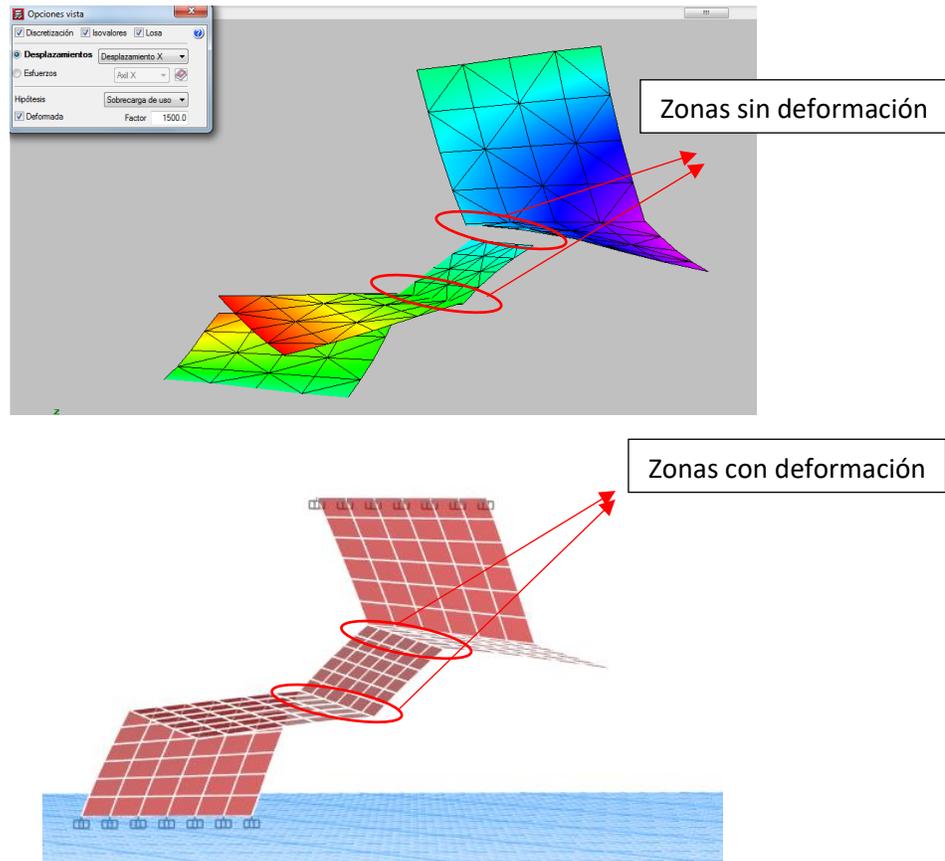
Fuente: Elaboración propia

De estas tablas anteriores tenemos las siguientes observaciones:

Los momentos obtenidos de forma manual, se asemejan bastante a los resultados obtenidos del SAP 2000, y estos dos difieren bastante de los momentos obtenidos con el CYPECAD. La razón es la siguiente:

- En el programa CYPECAD en las uniones de tramos se está generando una zona donde no existe una deformación libre (deflexión aparente), por lo que esta genera que los esfuerzos disminuyan de los reales obtenidos con CYPECAD, estas zonas mencionadas se muestran enmarcadas en la FIGURA 4.3.
- Por tanto, se llega a la conclusión que el programa SAP 2000 es más confiable al momento de obtener los diagramas de momentos de los tramos del tipo de escalera de este proyecto, ya que las deformaciones que presentan son más acordes a la realidad, y el cálculo manual y los resultados del CYPECAD son una forma de verificar y respaldar estos resultados.

Figura 4.3 Deformaciones en la escalera obtenidas de CYPECAD Y SAP 2000



Fuente: Programas CYPECAD 2016 y SAP 2000

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Realizado el diseño estructural se llega a las siguientes conclusiones

- Como se indica en los objetivos planteados se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del diseño estructural de la ALCALDÍA MUNICIPAL DE CAMARGO para así dar solución al problema identificado.
- Del estudio topográfico se pudo concluir que el terreno tiene un poco de desnivel por lo cual en el presente proyecto se propuso la alternativa de hacer un corte y relleno para el emplazamiento de la obra.
- Se determinó la capacidad portante del suelo 0.225 N/mm^2 por el ensayo de SPT a una profundidad de 2 metros, de la verificación teórica se obtuvo un valor de 0.222 N/mm^2 por Terzaghi usándose este para el presente proyecto y en base a esta resistencia se determinó el tipo de fundación más adecuada para la ejecución del proyecto (zapata rígida).
- Para el diseño de la estructura de sustentación porticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2016, obteniéndose cuantías que posteriormente fueron verificadas de forma manual en los elementos más solicitados, de donde se concluyó que los resultados que obtuvimos cumplen satisfactoriamente, bajo la norma boliviana de hormigón armado CBH-87.
- Se verificó que las cuantías obtenidas del cálculo manual tienen una variación mínima con respecto a las obtenidas con el paquete estructural CYPECAD 2016.
- Se elaboró los planos estructurales dando como resultado secciones y armaduras aceptables.
- El entrepiso del auditorio salón de reuniones, así como también diversos paños de la estructura, está compuesto por losas reticulares cumpliendo con la normativa boliviana del hormigón armado CBH-87.
- Se tiene un área construida de 2.724 m^2 , y un costo total del proyecto de **Bs. 2.877.128,19 (Dos millones ochocientos setenta y siete mil ciento veintiocho 19/100 bs)** Con un plan de obra de tiempo estimado de 330 días calendario.

- Después de realizado el análisis comparativo de momentos de la escalera del proyecto, se llegó a los siguientes resultados: Los momentos obtenidos de forma manual en el tramo 1 y 3 son menores a los obtenidos con los programas computacionales ya que estos programas en este tramo consideran esfuerzos más cercanos a la realidad, ya que su análisis se hace en el plano 3D y en el cálculo manual se realiza un análisis por tramos en el plano 2D. En el tramo 2 se obtuvo resultados de momentos similares en el cálculo manual y SAP 2000 pero en el CYPECAD se obtuvo unos momentos muy por debajo de los anteriores ya que se observó que en la deformada del programa existe unas secciones de la escalera las cuales no presentan deformaciones.
- Por tanto, se llega a la conclusión que el programa SAP 2000 es más confiable al momento de obtener los diagramas de momentos flectores de los tramos del tipo de escalera de este proyecto (escalera sin apoyos intermedios en sus descansos), ya que las deformaciones que presentan son más acordes a la realidad, y el cálculo manual y los resultados del CYPECAD son una forma de verificar y respaldar estos resultados obtenidos con el SAP 2000.
- Se idealizó la escalera para el cálculo manual en base al diagrama de momentos flectores obtenidos por los programas esto debido a que en las bibliografías revisadas modelan como una losa única.

5.2. Recomendaciones

- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Para el armado de la losa reticular se recomienda contar con personal con experiencia dado que esto será de ayuda en su puesta en obra y seguir con las normativas correspondientes de diseño y seguridad vigentes, optimizando así su tiempo de ejecución como se haya propuesto.
- Para las juntas de dilatación se recomienda dejarla libre sin colocar plastroformo debido a que también tiene un módulo de deformación por lo tanto puede ocasionar rajaduras

en la obra fina de la estructura, dejando simplemente la capa de recubrimiento que protege dicho elemento.

- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Se recomienda realizar una escalera de dos tramos esto debido a que presenta menor dificultad constructivamente, ya que una escalera de tres tramos tiene mayor complejidad a la hora de emplazar la armadura.