

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1 PROBLEMA.-

El municipio de Yacuiba actualmente no cuenta con la suficiente infraestructura para albergar a los distintos estudiantes en el área dispersa más precisamente en la comunidad de Caiza donde los estudiantes sufren de hacinamiento, además de no recibir una educación personalizada y eficiente.

De esta manera el problema central pasa por la demanda de infraestructura debido a la gran cantidad de estudiantes.

Esta situación provoca la falta de cupos para estudiantes lo que genera la deserción estudiantil y la falta de conclusión de estudios por parte de los mismos.

Así mismo el personal docente no puede desempeñar su función eficientemente para un gran número de alumnos que presenta en las aulas provocando una educación deficiente.

1.1.1 Planteamiento.-

De acuerdo a la información proporcionada por el INE, en el último censo de la gestión 2012 se tiene que el municipio de Yacuiba tiene una población de 92.000 habitantes y un índice de crecimiento de 0.83 % .

Además a nivel nacional se tiene un alto porcentaje de asistencia escolar el cual se ha ido incrementando año a año.

Cuadro N°1

Población estudiantil por edades municipio de Yacuiba

Población por Edades (2001)	Ambos sexos	Hombres	Mujeres
4 - 5 años	5,110	2,809	2,501
6 - 13 años	17,147	8,768	8,379
14 - 17 años	7,852	3,866	3,986
18 - 19 años	3,647	1,808	1,839

Fuente: INE

Al observar los datos estadísticos se puede apreciar la gran demanda estudiantil, por lo que se hace necesaria la construcción del Colegio Caiza.

1.1.2 Formulación.-

¿Es necesario la construcción de un nuevo colegio en la comunidad de Caiza?

Con el diseño y posterior ejecución del Colegio Caiza se lograra eliminar el hacinamiento de los estudiantes, ocasionando que la educación sea accesible para todas las personas, así como también que las mismas puedan concluir sus estudios además de mejorar la calidad en la educación, siendo esta más eficiente y personalizada.

Concluida la construcción del Colegio Caiza, lo que se pretende es dar comodidad a los pobladores de dicha zona, brindándoles el derecho de la educación.

1.2. OBJETIVOS.-

El presente proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1 General.-

Realizar el cálculo estructural de la estructura aporticada, de la alternativa de planteo estructural definida en la propuesta del proyecto, a ser construida en el municipio de Yacuiba.

1.2.2 Específicos.-

Como objetivos específicos tenemos los siguientes:

- ❖ Realizar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento de la obra.
- ❖ Caracterizar las propiedades físico-mecánicas de las muestras extraídas en el lugar de emplazamiento de la estructura a nivel del estrato de fundación, en especial la capacidad portante del suelo de fundación.
- ❖ Plantear las hipótesis de carga, analizar y determinar el comportamiento de la estructura ante las cargas actuante.
- ❖ Diseñar y calcular los elementos estructurales con secciones que cumplan con los esfuerzos establecidos en las normas.
- ❖ Planificar la secuencia de actividades de construcción (obra gruesa).
- ❖ Realizar las especificaciones técnicas, análisis de volúmenes de actividades, precios unitarios y presupuesto general (obra gruesa).

1.3 JUSTIFICACIÓN.-Las razones por las cuales se desarrolla el proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.3.1 Académica.-

Profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante su formación académica, además que permite desarrollar en el estudiante conocimientos destrezas y habilidades en el diseño de propuestas del proyecto.

1.3.2 Técnica.-El lugar de construcción del Colegio, cumple con todas las características técnicas requeridas para este tipo de obras, afirmación que se hace en base a la información tanto topográfica como al estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra.

1.3.3 Social.-El proyecto permitirá el acceso a la educación a los estudiantes de la comunidad de Caiza y a mejorar la calidad de la misma, disminuyendo así la deserción escolar y el analfabetismo.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO.-

El proyecto contempla el Diseño de Estructura de Sustentación: “Colegio Caiza”, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

Además de realizar la topografía obteniendo las curvas de nivel y el estudio de suelos donde se determinara la tensión admisible del suelo.

Con respecto a la estructura de H° A°, se realizará el cálculo estructural mediante el programa computarizado CYPECAD en su versión 2014, utilizando el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87), y se verificarán los resultados mediante el cálculo manual, en las secciones que tengan las acciones más solicitadas.

Realizar el cronograma de ejecución de obra, utilizando el programa Microsoft Project 2010, para obtener el diagrama de GANTT

Con la información secundaria copiada en el perfil y propuesta de proyecto de ingeniería civil, a continuación se detalla la alternativa de planteo estructural elegida en la propuesta, de acuerdo a criterios técnicos y económicos, y aportaciones académicas del estudiante.

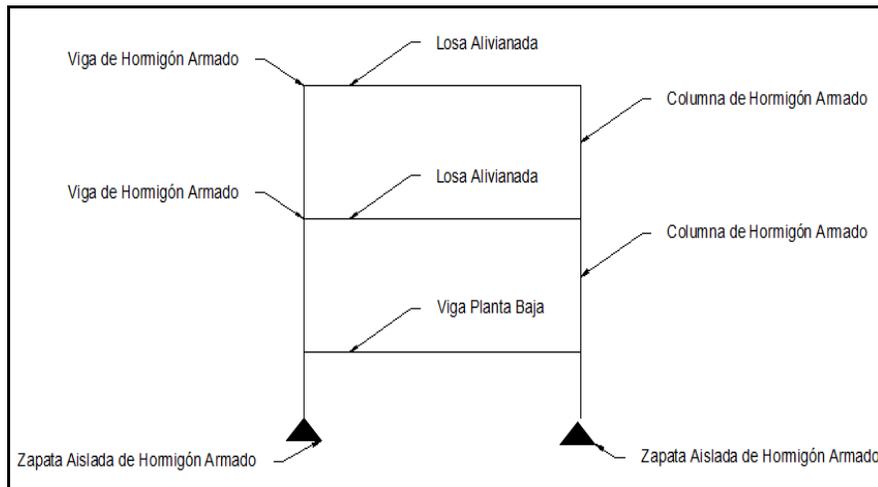
1.4.1 Estudio de alternativas de planteo estructural.-

El análisis de alternativas de solución fue realizado en la propuesta de proyecto de ingeniería civil y el mismo se basó en un estudio de análisis de costos y ventajas de los materiales por utilizar.

De dicho análisis se concluyó que la alternativa de planteo estructural más viable es la siguiente:

Figura N°1:

Alternativa de planteo estructural elegida



Fuente: Elaboración propia

Cubierta y entre piso

Se empleará losas alivianadas de hormigón armado siendo estas de:

Losas de viguetas pretensadas.-Recomendada para luces entre 4.5 – 11 m. ¹

La cual presenta un costo tipo de 247.09 bs el metro cuadrado. ²

Las ventajas de este tipo de forjados son similares a los de las losas bidireccionales macizas, no obstante, a igualdad de canto, cargas y luces, estas losas tienen mayor resistencia al punzonamiento y a las deformaciones generadas son menores.

Las desventajas es que las luces a cubrir tienen que ser relativamente inferiores a las proyectadas en estructuras independientes de hormigón armado y siempre vamos a requerir de un punto de apoyo que puede ser un muro portante o bien vigas o columnas. Asimismo, se pueden cubrir luces de hasta seis metros, obviamente hay que tener en cuenta cual será la carga que soporta

1.-Fuente Guía de la construcción ilustrada CHING-ADAMS

2.-Fuente Revista Presupuesto y Construcción Marzo-Junio 2016

Estructura de sustentación

Estructura porticada de Hormigón Armado conformado por columnas y vigas.

Columna de hormigón armado.-Elemento estructural que trabaja a compresión, su costo aproximado es de 3267.18 bs el metro cubico .¹

Viga de hormigón armado.-Elemento estructural que trabaja a flexión, su costo aproximado es de 3186.58 bs el metro cubico .²

Las ventajas son que es un material con aceptación universal, por la disponibilidad de los materiales que lo componen. Tiene una adaptabilidad de conseguir diversas formas arquitectónicas. Posee un alto grado de durabilidad. Posee una alta resistencia al fuego. (Resistencia de 1 a 3 horas). Tiene la factibilidad de lograr diafragmas de rigidez horizontal.

(Rigidez: Capacidad que tiene una estructura para oponerse a la deformación de una fuerza o sistema de fuerzas) Capacidad resistente a los esfuerzos de compresión, flexión, corte y tracción. La ventaja que tiene el concreto es que requiere de muy poco mantenimiento. Tiene una mayor rigidez

Las desventajas es que tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.

Requiere de un permanente control de calidad, pues esta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc. Presenta deformaciones variables con el tiempo .Bajo cargos sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo.

Fundaciones

Zapatas aisladas de hormigón armado.- Son elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo, son de sección pequeña comparada con los cimientos corridos, su costo aproximado es de 2002.45 bs el metro cubico .³

1.2.3-Fuente Revista Presupuesto y Construcción Marzo-Junio 2016

Las ventajas es que son empleadas para pilares aislados en terrenos de buena calidad, cuando la excentricidad de la carga del pilar es pequeña o moderada. Esta última condición se cumple mucho mejor en los pilares perimetrales de un edificio .Las zaparas aisladas según su relación entre el canto y el vuelo o largo máximo libre pueden clasificarse en: Rígidas o flexibles.

Las desventajas es que no son recomendables utilizarlas cuando el nivel freático es alto.

Escalera de hormigón armado.- Su costo aproximado es de 3160.78 bs el metro cubico .¹

1.4.2 Restricciones.-El diseño estructural del Colegio Caiza será efectuado por medio de la Normativa Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 , además el diseño final del proyecto se considerara mínimamente 50 años de horizonte – vida útil del proyecto.

1.4.3 Aporte académico.-Se realizara el diseño de una viga curva de hormigón armado, donde el elemento estructural será diseñado a torsión.

1.5. LOCALIZACIÓN.- El diseño estructural de la nueva infraestructura, Colegio Caiza se encuentra ubicado en la comunidad de Caiza la cual pertenece al área rural del municipio de Yacuiba, provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija.

Referida a las siguientes coordenadas geográficas 21°47'24.61" latitud Sur, 63°34'41.57" longitud Oeste, con una elevación promedio de 600 m.s.n.m.

1.6. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.-Los servicios básicos que existen en la comunidad de Caiza son los siguientes: Agua, Alcantarillado, Energía Eléctrica, Educación, Comunicación, Salud y se detallan a continuación.

a) Agua

De manera general, el cuadro N° 2 permite apreciar la procedencia del agua en las distintas viviendas de la comunidad de Caiza donde un 78% tienen acceso al agua por cañería, mientras que el 22% no cuenta con el sistema de distribución de agua por cañería de red, teniendo estas otra procedencia como por ejemplo las piletas publicas siendo estas un 17%.

1.-Fuente Revista Presupuesto y Construcción Marzo-Junio 2016

Procedencia del agua en las viviendas comunidad de Caiza

Procedencia del agua	Numero de Familias	%
Cañería de red	170	77.98
Pileta pública	36	16.51
Pozo o noria con bomba	3	1.38
Pozo o noria sin bomba	3	1.38
Lluvia, rio, vertiente, acequia	5	2.29
Lago, laguna, curichi	1	0.46
Total	218	100.00

Fuente: INE

b) Alcantarillado

La red del servicio de alcantarillado sanitario instalado en la comunidad de Caiza tiene una cobertura tal cual se muestra en el Cuadro N°3 del 58%, sin embargo existen viviendas que tienen otro tipo de sistemas de drenaje como pozos ciegos con un 39% y cámaras sépticas.

Cuadro N°3

Disponibilidad de Servicio Sanitario en las viviendas comunidad de Caiza

Disponibilidad del servicio	Numero de Familias	%
Al alcantarillado	85	57.82
A una cámara séptica	5	3.40
A un pozo ciego	57	38.78
Total	147	100.00

Fuente: INE

c) Electricidad

Como se muestra en el Cuadro N°4, la gran mayoría de la población de la comunidad de Caiza, un 83% cuenta con el servicio de energía eléctrica mientras que un 17% no cuenta con dicho sistema.

Cuadro N°4

Disponibilidad del Servicio de energía eléctrica en las viviendas comunidad de Caiza

Procedencia de la energía eléctrica	Numero de Familias	%
Red de empresa eléctrica (servicio público)	181	83.03
No tiene	37	16.97
Total	218	100.00

Fuente: INE

d) Educación

Como se observa en el Cuadro N°5, aproximadamente el 76% de la población escolar asiste a una escuela pública, un 3% asiste a una escuela privada, otros 2 % asisten a escuelas de convenio y además se tiene un 18% que no asiste a ningún tipo de colegio.

Cuadro N°5

Asistencia escolar (Población de 6 a 19 años) comunidad de Caiza

Asistencia escolar	Numero de Estudiantes	%
Si, a una pública	243	75.94
Si, a una privada	9	2.81
Si, a una de convenio	5	1.56
No asiste	58	18.13
Sin especificar	5	1.56
Total	320	100.00

Fuente: INE

CAPÍTULO II

MARCO

TEÓRICO

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Topografía es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio. Estos elementos pueden ser: dos distancias y una elevación o una distancia, una dirección y una elevación. Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud (en sistema métrico internacional) y para direcciones se emplean unidades de arco (grados sexagesimales).

La mayor parte de los levantamientos tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos. Los levantamientos topográficos son aquellos que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra, sin error apreciable.

2.1.1. Precisión

Todas las operaciones en topografía están sujetas a las imperfecciones propias de los aparatos y a las imperfecciones en el manejo de ellos, por lo tanto ninguna medida en topografía es exacta y es por eso que la naturaleza y la magnitud de los errores deben ser comprendidas para obtener buenos resultados.

2.1.2. Trabajo de campo

Consiste en la obtención de datos de campo de un trabajo determinado utilizando instrumentos topográficos y registrando los datos en libretas especiales o en la memoria del instrumento, en este caso se empleó una estación total como equipo topográfico.

2.1.2.1. Notas de campo

Es la parte más importante del trabajo de campo en topografía. Las notas de campo deben siempre tomarse en libretas especiales de registro y con toda claridad, deben incluirse la mayor cantidad de datos complementarios posibles para evitar confusiones o malas interpretaciones.

2.1.3. Trabajo de gabinete

Consiste en el procesamiento de datos de campo utilizando formulas o software computarizado, en este caso se empleó el software computarizado AUTOCAD CIVIL 3D en su versión 2011.

2.1.3.1. Dibujo-Plano

Consiste en el dibujo de los trabajos topográficos a una escala determinada conocida.

2.2 ESTUDIO DE SUELOS

Suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta junto con el líquido y gas ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

En estado natural los suelos, los suelos son sistemas de tres fases que consisten en estado sólido, agua y aire.

2.2.1. Ensayo del SPT

El ensayo de penetración estandar, es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara normalizada (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51mm e interior de 35mm, lo que supone una relación de áreas superior a 100) que permite tomar una muestra naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63.5kg y 76.2cm respectivamente.

El objetivo del ensayo es poder definir la capacidad portante del suelo.

Este ensayo contempla dos etapas bien definidas, trabajo de campo y laboratorio.

2.2.1.1. Trabajo de campo

Se refiere a utilizar solamente el equipo del SPT, en esta etapa se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30cm en el suelo, por efecto de los golpes que se dan con el matillo de 63.5kg a una altura de 76.2 cm.

2.2.1.2. Trabajo de laboratorio

El suelo muestreado en la etapa de campo, se debe procesar en el laboratorio, mediante los ensayos de clasificación, esto implica que se debe realizar la granulometría y Límites de Atterberg y clasificarlo por el sistema unificado de clasificación de suelos.

Para lo cual debemos definir lo siguiente:

Los suelos en general son llamados constituidos por grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas.

2.2.1.2.1. Granulometría

El análisis mecánico o granulometría es la determinación del rango del tamaño de las partículas presentes en el suelo, expresado como un porcentaje del peso total, se tienen 2 métodos para poder realizar dicha clasificación:

- a) Análisis por cribado (tamizado).
- b) Análisis hidrométrico.

Para dicho estudio se empleó el análisis por cribado, esto se realiza con la ayuda de un juego de mallas, que tiene un tamaño graduado establecido por las normas ASTM Y AASTHO, en donde se obtienen los pesos retenidos para luego realizar posteriores cálculos y la curva granulométrica, la cual se dibuja a escala logarítmica, ya que de no ser así, la representación gráfica tendría que usar una escala demasiado grande.

AASTHO nos brinda una clasificación de las partículas dependiendo su tamaño:

- Grava si su tamaño se encuentra entre 76.2 mm y 2 mm.
- Arena si su tamaño es de 2 mm a 0.075 mm.

- Limo si su tamaño es de 0.075 mm a 0.02 mm.
- Arcilla si su tamaño es menor a 0.02 mm.

2.2.1.2.2 Consistencia del suelo

Antes de poder definir la consistencia del suelo debemos saber lo siguiente:

Material elástico.-Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero recupera su forma original (Suelos gruesos, gravas y arenas)

Material plástico.-Se deforma bajo la acción de una fuerza, pero al contrario del material elástico, este no recupera su forma original (Suelos finos, arcillas).

Suelo cohesivo.- Cuando existe una atracción entre las partículas y cuando interactúa el agua con el suelo produciendo una masa que permanece unida y se deforma plásticamente para diferentes contenidos de humedad (Arcillas).

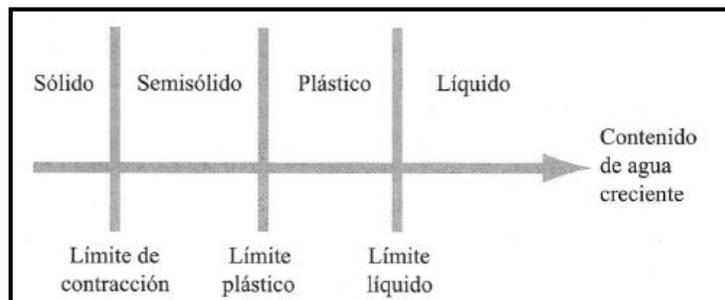
Suelo no cohesivo.- Cuando ocurre todo lo contrario al párrafo anterior (Gravas y arenas).

Dependiendo del contenido de agua el comportamiento del suelo puede clasificarse en 4 estados básicos empleando los límites de Atterberg.

Sólido, semisólido, plástico y líquido.

Figura N°2

Límites de Atterberg



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja. M. Das. (Página N°27)

Dichos límites se pueden definir de la siguiente manera:

Límite líquido (LL).-Es un contenido de humedad en porcentaje, que representa un suelo cuando a los 25 golpes del aparato de Casagrande, se cierra la abertura hecha con un ranurador que se encuentra normalizado.

Límite plástico (LP).-Es el contenido de humedad en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3mm empieza a producir grietas y desmoronamientos.

Índice de plasticidad (IP).-Es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico, el cual indica el margen de humedades dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

$$IP=LL-LP$$

Índice de consistencia (IC).-También llamada consistencia relativa, con el índice de consistencia puede evaluarse la consistencia actual que presenta el suelo en base al límite líquido, índice de plasticidad y el contenido de humedad actual que presente el suelo, que es:

$$I_c = \frac{LL - w}{IP}$$

En general un esfuerzo de corte de un suelo crece a medida de que IC varía de 0 a 1.

0,00 < CR < 0,25 - Suelo muy blando

0,25 < CR < 0,50 - Suelo blando

0,50 < CR < 0,75 - Suelo de consistencia media

0,75 < CR < 1,00 - Suelo de consistencia rígida

2.2.1.2.3. Clasificación de los suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril, actualmente se tiene dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.2.1.2.3.1 Sistema de clasificación unificado USCS

Está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad.

Este sistema de clasificación, clasifica a los suelos en dos amplias categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S.

G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.

2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

2.3 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico del proyecto fue realizado por los técnicos del Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba.

En el anexo N°2 se muestra el plano arquitectónico empleado para el Diseño estructural Colegio Caiza.

2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

En esta sección se detallan las definiciones de los materiales y los métodos a utilizar para realizar los cálculos de los elementos estructurales para el diseño del proyecto.

Se seguirán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para garantizar los resultados obtenidos.

2.4.1. Hormigón Armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que tengan que trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza al hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales su cualidad de formáceo, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene.

El empleo de hormigón armado resulta económico y casi siempre competitivo con el del acero en perfiles, ofreciendo sobre estos la ventaja de su mayor monolitismo y continuidad.

Sin embargo, comparado con las estructuras metálicas, tiene el inconveniente de conducir a mayores dimensiones y pesos, así como de una menor rapidez de construcción, salvo en casos de construcciones prefabricadas o industrializadas.

2.4.1.1. Características del hormigón

2.4.1.1.1 Resistencia característica del hormigón

La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón, se define como resistencia característica f_{ck} del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, que existe la probabilidad de 0.95 de que se presenten valores individuales de resistencias de probetas más altos que f_{ck} . La resistencia característica del hormigón también se denomina resistencia especificada.

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, según la siguiente serie:

H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55 [Mpa]

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación.

2.4.1.1.2 Resistencia mínima del hormigón en función del tipo de acero

A fin de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia, la resistencia de proyecto del hormigón f_{ck} , no será menor que la indicada en la tabla siguiente, en función del tipo de acero.

Cuadro N°6
Resistencia mínima del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitación	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página N°30)

2.4.1.1.3 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 de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_c , que adopta los valores indicados en el cuadro N°16.

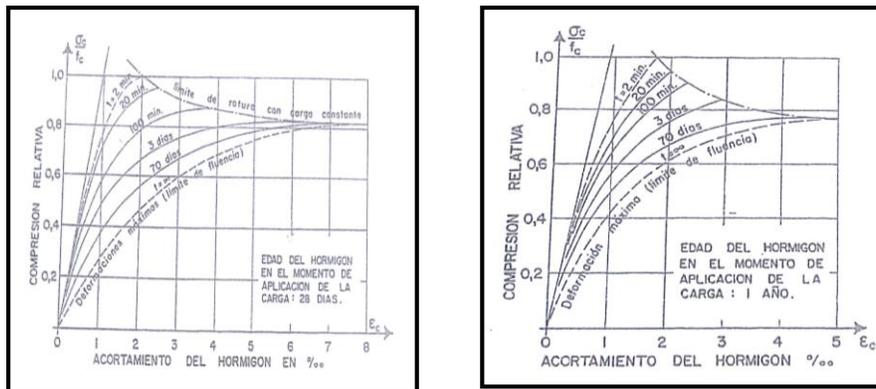
Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia del cálculo deberá reducirse además de un 10 % para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

2.4.1.1.4 Diagrama real tensión deformación

El diagrama real, tensión-deformación presenta formas generales del tipo esquemáticamente mostrando en la figura N°3:

Según la naturaleza de los constituyentes y la velocidad de deformación, la abscisa correspondiente a la máxima ordenada está comprendida entre 2 por mil y 2,5 por mil, el acortamiento último ϵ_{cu} , oscila alrededor de 3,5 por mil y la tensión ultima σ_{cu} , está comprendida entre $0,75 f_c$ y $0,85 f_c$.

Figura N°3
Diagrama real tensión deformación



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya (Página 106)

Dada la dificultad de la determinación del diagrama real, tensión deformación del hormigón, a nivel de valores de cálculo, en la práctica se utilizan los diagramas simplificados.

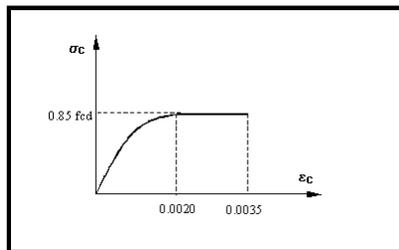
2.4.1.1.5 Diagrama de cálculo tensión deformación

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales en los estados límites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza de los problemas de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes.

a) Diagrama parábola-rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. 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 $0,85 f_{cd}$.

Figura N°4
Diagrama parábola-rectángulo

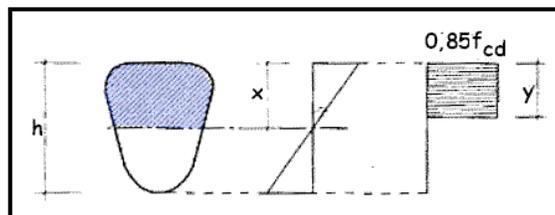


Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 32)

b) Diagrama rectangular

Formado por un rectángulo de anchura $0,85 \cdot f_{cd}$ y una altura “ $y = 0,8 \cdot x$ ” en la zona comprimida siendo x la profundidad del eje neutro ($f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$)

Figura N°5
Diagrama rectangular



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 32)

2.4.1.1.6 Módulos de deformación longitudinal del hormigón

No siendo el hormigón un cuerpo elástico, no cabe, en rigor, hablar de módulo de elasticidad, sino de módulo de deformación longitudinal, el cual no tiene un valor constante en el diagrama esfuerzo deformación, dada la curvatura del mismo.

a) Modulo tangente, también llamado módulo de elasticidad, cuyo valor es variable en cada punto y viene medido por la inclinación de la tangente a la curva en dicho punto.

b) Modulo secante, también llamado módulo de deformación, cuyo valor es variable en cada punto y viene medido por la inclinación de la recta que une el origen con dicho punto.

c) Modulo inicial, también llamado módulo de elasticidad en el origen, que corresponde a tensión nula, en cuyo caso coinciden el modulo tangente y el secante, viene medido por la inclinación de la tangente a la curva en el origen.

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón, a la edad de “j” días, puede tomarse igual a:

$$E_{oj} = 6640\sqrt{f_j} \text{ [Mpa]}$$

Dónde:

fj: resistencia característica a compresión del hormigón a “j” días de edad. Debe expresarse en Mpa. Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_j (pendiente de

la secante), se adoptara:

$$E_j = 6000\sqrt{f_j} \text{ [Mpa]}$$

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

$$E_{cm} = 9500(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \text{ [Mpa]}$$

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de “E” los dos tercios (2/3) de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos (2/5), en clima.

Para fines prácticos, en el cuadro N°7 se dan los valores medios de los módulos de deformación longitudinal, secante, para los diferentes tipos de hormigones normales, deducidos aplicando la formula prescrita para calcular E_{cm} .

Estos valores pueden variar dentro de un intervalo de $\pm 30 \%$.

Cuadro N°7

Valores de E_{cm}

Tipo de hormigón	E_{cm} , en MPa	E_{cm} , en kg/cm ²
H 55	26 000	260 000
H 50	27 000	270 000
H 45	28 000	280 000
H 40	29 000	290 000
H 35	30 500	305 000
H 30	32 000	320 000
H 25	33 300	333 000
H 20	34 500	345 000
H 17,5	36 000	360 000
H 12,5	37 000	370 000
H 15	38 000	380 000

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 35)

2.4.1.1.7 Retracción

Es el fenómeno que produce una reducción del volumen de la pieza de hormigón a lo largo del tiempo, por la pérdida paulatina del agua en el hormigón. La retracción es una deformación impuesta que provoca tensiones de tracción y por ende fisuras en los elementos, cuando se encuentra impedido el libre acortamiento del hormigón.

En general, como valor de la retracción para elementos de hormigón armado, y en condiciones medias, puede admitirse 0,25 mm por metro.

Para una evaluación más precisa del valor de la retracción, habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial; el grado de humedad del ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

Por lo que para la determinación el valor de la retracción se pueden emplear las siguientes formulas empíricas:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 * \varepsilon_2 * \beta_t \quad e = \alpha * \frac{2*A}{\mu} \quad \varepsilon_2 = 0.70 * \frac{e+16}{e+18} \quad \varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_t}{1+n*\rho}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Dónde:

ϵ_t : Retracción del hormigón en masa.

ϵ_{st} : Retracción del hormigón armado.

ϵ_1 : Coeficiente que depende del medio ambiente donde va a ser ejecutada la obra, para obtener su valor véase el cuadro N°8.

ϵ_2 : Coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza.

β : Coeficiente que refleja la evolución en el tiempo, el cual se obtiene de la figura N°6.

μ : Perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmosfera.

A: Área de la sección transversal del elemento.

A_s : Área de acero.

A_c : Área de concreto.

Cuadro N°8

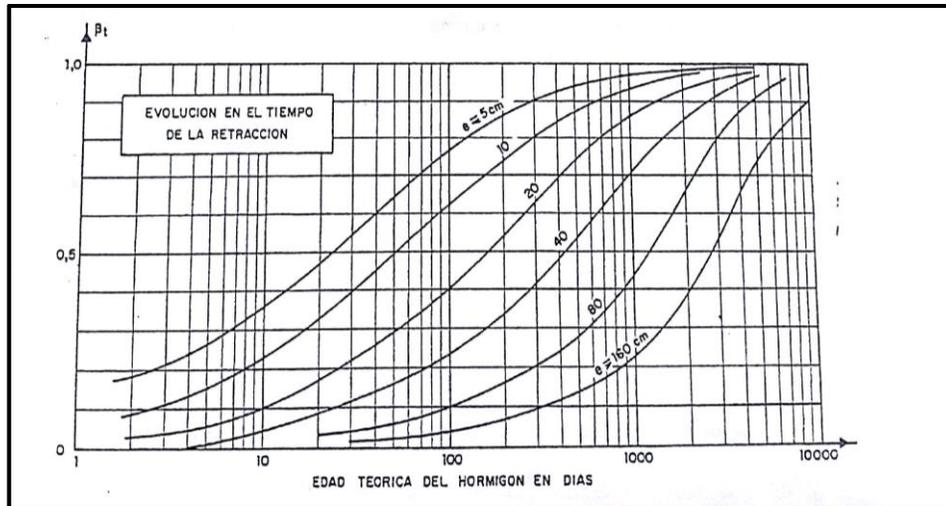
Valor medio de ϵ_1 y del coeficiente α

Ambiente	Humedad relativa aproximada, en %	ϵ_{01}	α
<i>En el agua</i>	100	$+ 10 \times 10^{-5}$	30
<i>En atmósfera muy húmeda</i>	90	$- 13 \times 10^{-5}$	5
<i>En ambiente medio</i>	70	$- 32 \times 10^{-5}$	1,5
<i>En atmósfera muy seca</i>	40	$- 52 \times 10^{-5}$	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 37)

Figura N°6

Evolución de la retracción en el tiempo



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 36)

2.4.1.1.8 Fluencia

La fluencia del hormigón depende, principalmente del grado de humedad ambiente en que se encuentre la pieza, del espesor de esta o menor dimensión de esta, y de la composición del hormigón, influye también la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga y naturalmente el tiempo transcurrido desde ese momento en que se evalúa la fluencia.

La deformación total del hormigón ϵ_{ct} es la suma de la deformación elástica instantánea ϵ_{ci} mas la deformación por fluencia ϵ_{ct} , la cual es a su vez la suma de la deformación elástica diferida más la plástica diferida , para su determinación podemos emplear las siguientes formulas empíricas:

$$\epsilon_{ct} = \frac{\sigma_o}{E_{cm}} * (1 + \varphi) \quad \varphi = 0.40 * \beta_{t-j} + \varphi_1 * \varphi_2 * (\beta_t - \beta_j)$$

$$\varphi_2 = 1.12 * \frac{e+31}{e+17} \quad e = \alpha * \frac{2*A}{\mu}$$

Dónde:

ϵ_{ct} : Deformación por fluencia de un elemento de hormigón armado.

φ : Coeficiente de fluencia en tensión.

φ_1 : Coeficiente que depende del medio ambiente se obtiene del cuadro N°9.

φ_2 : Coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza e.

β_t y β_j : Coeficientes que refleja la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida, los cuales se obtienen de la figura N°7.

$\beta_t - \beta_j$: Coeficientes que refleja la evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida, en función de la duración t-j en días, del efecto de la fluencia, los cuales se obtienen de la figura N°8.

Cuadro N°9

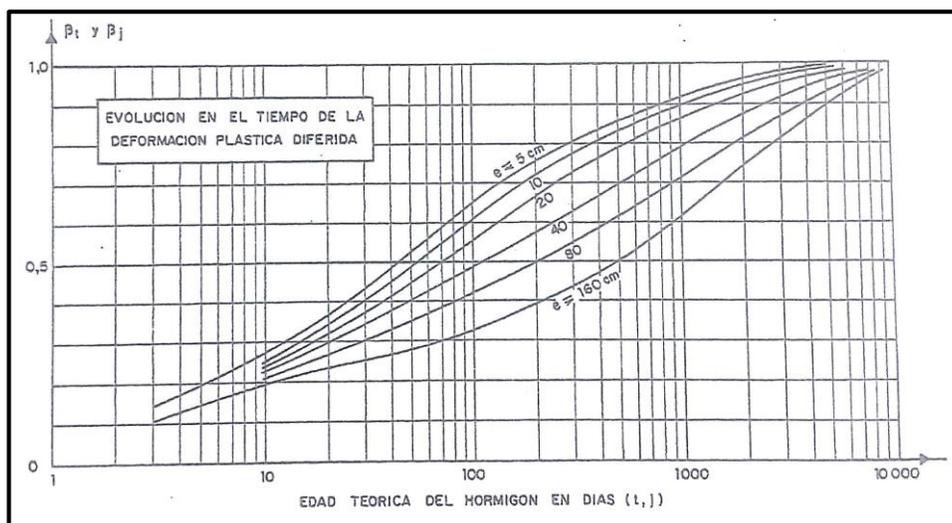
Valores de los coeficientes φ_1 y α

Ambiente	Humedad relativa aproximada en %	φ_{01}	α
<i>En el agua</i>	100	0,8	30
<i>En atmósfera muy húmeda</i>	90	1,0	5
<i>En ambiente medio</i>	70	2,0	1,5
<i>En atmósfera muy seca</i>	40	3,0	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 40)

Figura N°7

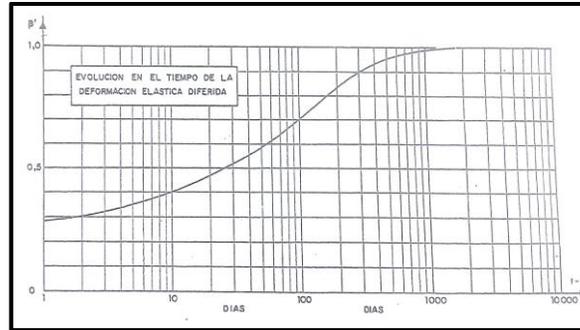
Evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 39)

Figura N°8

Evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 40)

2.4.1.2. Características del acero

2.4.1.2.1. Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5 % del límite elástico en tracción (aparente f_y).

2.4.1.2.2. Resistencia de cálculo

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

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

dónde:

f_{yk} = límite elástico del proyecto

γ_s = coeficiente de minoración de resistencia del acero, definido en el cuadro N°16.

La anterior expresión es válida, tanto para tracción como para compresión.

2.4.1.2.3. Diagramas tensión deformación

La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero empleado.

Los diagramas tensión deformación de cálculo de los aceros se obtiene a partir de los correspondientes diagramas característicos, mediante una afinidad efectuada paralelamente

a la recta de Hooke, de razón $1/\gamma_s$. Como módulo de deformación longitudinal se admite el valor de $E_s=210.00$ Mpa

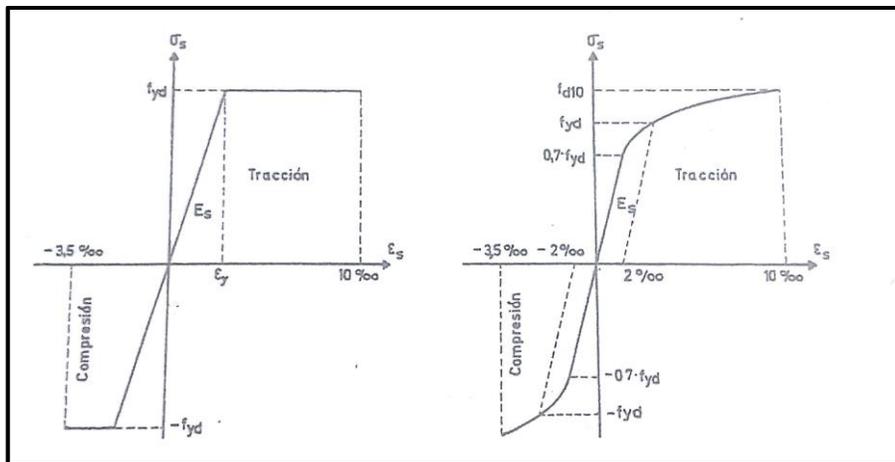
Para los aceros de dureza natural, se admite un diagrama birrectilíneo, formado por la recta de Hooke y un segmento horizontal cuya ordenada corresponde al límite característico f_{yk} .

El alargamiento en el acero se limita al valor del 10 por 1.000 para tener en cuenta que, en vigas con pequeñas cuantías, el estado último de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva en sus armaduras.

Para las armaduras comprimidas se admite un diagrama análogo al correspondiente al de tracción, limitando el acortamiento al valor de 3.5 por 1.000.

Figura N°9

Diagrama tensión deformación Acero de dureza natural – Acero deformado en frio



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 41)

2.4.1.2.4. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomara:

$$E_s = 210\ 000\ \text{Mpa}$$

2.4.1.3. Adherencia de las armaduras

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

Si no existiese la adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, con lo que, al fisurarse sobrevendría bruscamente la rotura.

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo, en una viga de canto útil “d”, con armadura compuesta de “n” barras, cada una de perímetro “u”, tiene que cumplirse la limitación:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Dónde:

τ_{bd} = resistencia de cálculo para adherencia

Esta condición debe comprobarse en todos los elementos sometidos a punzonamiento (placas y cimentaciones) y en los demás elementos que lleven barras de diámetro superior a 25 mm.

Además se tiene que:

a) Para barras lisas:

$$\tau_{bd} = \frac{0.38 * \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \text{ [Mpa]}$$

b) Para barras corrugadas:

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1.6} * \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{22.5}\right)^2} \text{ [Mpa]}$$

2.4.1.4. Preparación de las armaduras

2.4.1.4.1. Doblado de las armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos.

En las piezas de hormigón armado las armaduras deben doblarse con un radio amplio para no provocar concentraciones de tensiones en el hormigón que serían perjudiciales.

A continuación se recomiendan los radios mínimos de curvatura tanto para ganchos y estribos como para la armadura principal.

Cuadro N°10

Radios de curvatura mínimos para ganchos y estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\phi < 20 \text{ mm}$	2ϕ	2ϕ	2ϕ	2.5ϕ	3ϕ
$\phi \geq 20 \text{ mm}$	2.5ϕ	2.5ϕ	3ϕ	4ϕ	5ϕ

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado I U.A.J.M.S

1.-En el caso de estribos con $\phi < 10 \text{ mm}$ los radios de curvatura internos podrían ser adoptados igual a 1.5ϕ cualquiera sea el acero.

2.-Para barras de acero liso traicionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\phi > 6 \text{ mm}$ es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje

Cuadro N°11

Radios de curvatura mínimos para la armadura principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5ϕ	6ϕ	6ϕ	7.5ϕ	9ϕ

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado I U.A.J.M.S

En el caso de que el doblado sea en varias capas, para evitar el colapso y la fisuración en el hormigón en la región se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas.

-2 capas de hierro doblado, se debe aumentar un 50%.

-3 capas de hierro doblado, se debe aumentar un 100%.

2.4.1.4.2. Distancia entre armaduras principales

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas, será igual o superior al mayor de los tres (3) valores siguientes.

- 2 cm

- el diámetro de la mayor

- 1.2 veces el tamaño máximo del agregado

b) La distancia vertical libre o espaciamiento entre dos (2) barras aisladas consecutivas cumplirá las dos (2) primeras condiciones del párrafo anterior.

c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos (2) o tres (3) barras de la armadura principal, siempre que sean corrugadas.

d) Cuando se trate de piezas comprimidas hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro (4) barras corrugadas en contacto.

2.4.1.4.3. Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento de una barra a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo a la pieza con el objeto de proteger a las armaduras tanto de la corrosión como de la posible acción del fuego.

Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos (6/5) del tamaño máximo del árido.

A continuación se muestra el cuadro N°12 correspondiente a los recubrimientos según el tipo de elemento estructural.

Cuadro N°12
Recubrimientos mínimos

Para losas y paredes en el interior de los edificios	1.0cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5cm
Para vigas y pilares al aire libre	2.0cm
Para piezas en contacto con el suelo	3.0cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4.0cm

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado II U.A.J.M.S

2.4.1.4.4. Anclaje de las armaduras.-Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos en el hormigón sin peligro para este, en general se efectúan mediante alguna de las siguientes disposiciones:

- Por prolongación recta
- Por gancho o patilla
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas)
- Por dispositivos especiales

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto al hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje

Es aconsejable disponer los anclajes en las zonas que el hormigón no esté sometido a fuertes tracciones.

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

l_{b1} : Longitud de anclaje mínima necesaria para la transmisión de esfuerzos al hormigón.

\emptyset : Diámetro de la armadura de acero.

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura.

τ_{bu} : Tensión de adherencia

Dónde:

$$\tau_{bu} = 0.4 * \sqrt[3]{fcd^2} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{Valido solo para aceros corrugados}$$

En caso de estar trabajando en una región de mala adherencia se debe disminuir la tensión de adherencia multiplicándola por un factor igual a 2/3.

Para el cálculo de la longitud de anclaje cuando se tenga que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo se emplea la siguiente formula:

$$l_b = l_{b1} * \frac{As.Calculada}{As.Real} \quad l_b \geq \begin{cases} 0.30l_{b1} \\ 10\emptyset \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

En el caso de que se tengan barras juntas, los valores de la longitud de anclaje deben de ser mayoradas de la siguiente manera:

-Para 2 barras juntas, en un 20%.

-Para 3 barras juntas o más, en un 33 %.

2.4.1.4.5. Empalme de las armaduras

Los empalmes son utilizados para transferir los esfuerzos de una barra a otra por medio del anclaje en el hormigón. Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante traslape, por soldadura o por manguito, siendo el caso más común en nuestro país el empalme por traslape.

2.4.1.4.5.1. Empalme por traslape

El empalme por traslape no puede ser utilizado para barras de diámetro superior a 25mm ni en piezas que trabajen como tirantes, el tamaño del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente ψ que lleva en cuenta la cantidad de las barras traccionadas empalmadas en la región.

a) Para empalmes sin ganchos

$$l_v = \psi * l_b$$

b) Para empalmes con ganchos

$$l_v = \psi * l_b - 10\emptyset \quad l_v \geq \begin{cases} 20\text{cm} \\ 10\emptyset \\ 0.5l_{b1} \end{cases}$$

El coeficiente ψ lo obtenemos del cuadro N°13.

Cuadro N°13

Valores de ψ

Distancia transversal "a" entre los dos (2) empalmes más próximos	Porcentaje de barras traslapadas trabajando a tracción, con relación a la selección total de acero					Barras traslapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20 %	25 %	33 %	50 %	> 50 %	
$\leq 10 \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 228)

2.4.1.5 Acciones

Una acción es un conjunto de:

- fuerzas concentradas y repartidas
- deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente

a) Cargas directas.

Están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

a.1) Cargas permanentes

Las acciones permanentes, que se representan por “G” si son concentradas y por g si son repartidas, son las que, con la estructura en servicio, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud o presentan, solo en raras ocasiones, variaciones que resultan despreciables con respecto a su valor medio. Entre estas acciones permanentes se distinguen, por un lado, el peso propio del elemento resistente, y, por otro, las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

hormigón sin armar 23 kN/m³

hormigón armado con cuantías normales 25 kN/m³

Además se tiene el cuadro N 14 con los pesos específicos aparentes de diversos materiales:

Cuadro N°14

Cargas permanentes

	Material	Peso específico
Rocas	Mármol y calcáreo	28.0 KN/m ³
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22.0 KN/m ³
	Losetas cerámicas	18.0 KN/m ³
	Ladrillos con huecos	13.0 KN/m ³
	Ladrillos macizos	18.0 KN/m ³
	Teja colonial (Tarija)	0.5 KN/m ³
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19.0 KN/m ³
	Argamasa de arena y cemento	21.0 KN/m ³
	Argamasa de yeso	12.5 KN/m ³
	Hormigón simple	24.0 KN/m ³
	Hormigón armado	25.0 KN/m ³
Diversos	Alquitrán	12.0 KN/m ³
	Asfalto	13.0 KN/m ³
	Vidrio plano	26.0 KN/m ³

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado II U.A.J.M.S

a.2) Cargas variables

Las acciones variables, representadas por “Q” si son concentradas y por “q” si son repartidas, están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a las estructura en sí, y para las cuales las variaciones son frecuentes o continuas, y no despreciables con respecto a su valor medio.

Los valores establecidos en las normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Viento

La velocidad básica para la estación de Yacuiba Aeropuerto es de 18.76 m/s obtenida de la nueva norma boliviana del hormigón armado.

Cuadro N°15
Cargas accidentales

CARGAS ACCIDENTALES		
	LUGAR	CARGA
Voladizo, Balcones	Vertical en su borde horizontal en el pasamanos	2.0 KN/m 0.8 KN/m
Edificaciones Residenciales	Dormitorios, salas cocinas Lavamanos, etc.	1.5-2.0 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al público sin acceso al público	3.0 KN/m ² 2.5 KN/m ²
Colegios	Salas de clases Otras salas	3.0 KN/m ² 2.0 KN/m ²
Galerías tiendas restaurantes	Mínimo	3.0 KN/m ²
Hospitales		2.0-3.0 KN/m ²
terrazas	Sin acceso al público con acceso al público	2.0 KN/m ² 3.0 KN/m ²

Fuente: Apuntes de la materia Hormigón Armado II U.A.J.M.S

b) Cargas indirectas

Pudiendo estas ser por ejemplo deformaciones o aceleraciones impuestas, acciones térmicas, acciones reológicas, acciones sísmicas, asentamientos de la cimentación.

2.4.1.6 Fundamentos de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales, se empleará el método de los estados límites últimos de resistencias.

Cálculo en rotura, en el cual se determinan las sollicitaciones correspondientes a las cargas mayoradas y se comparan sus valores con las sollicitaciones últimas que son las que agotarían la pieza si los materiales tuviesen en vez de las resistencias reales sus resistencias minoradas. A continuación se muestran los coeficientes de minoración de los materiales y de mayoración de las acciones.

Cuadro N°16

Coefficientes de minoración de resistencias de los materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 51)

Cuadro N°17

Coefficientes de ponderación de las acciones

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87(Página 51)

2.4.1.6.1. Hipótesis de cargas más desfavorables

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, es decir, para aquella combinación de acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los estados límites.

Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$ Hipótesis II: $0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$ Hipótesis III: $0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$
--

Siendo γ_{fg} el coeficiente de ponderación que varía para cada tipo de carga.

a) Para cargas permanentes el coeficiente de ponderación γ_{fg} valdrá: si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado, con $\gamma_{fg} = \gamma_f$, aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Si su efecto es favorable, se tomará el valor ponderado, con $\gamma_{fg} = 0,9$, aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

b) Para Cargas variables el coeficiente de ponderación γ_{fg} valdrá: Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado, con $\gamma_{fg} = \gamma_f$, Si su efecto es favorable, se tomará $\gamma_{fg} = 0$.

c) En estados límites de utilización: para cualquier tipo de acción se tomara el valor característico con $\gamma_f = 1$.

2.4.2 Estructura de sustentación de cubierta y entresijos

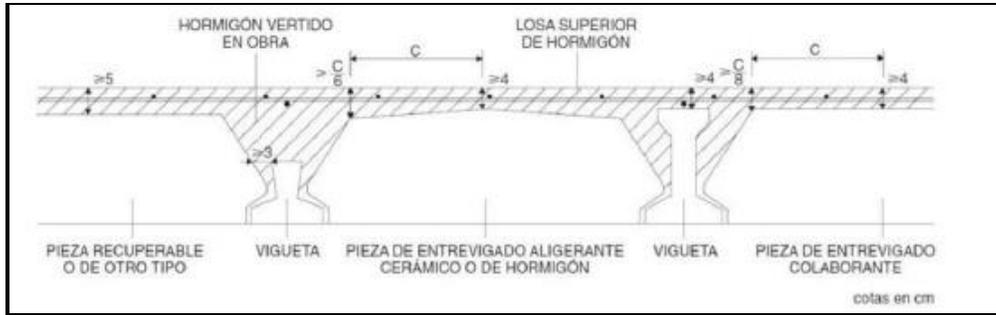
Losas de viguetas semi-resistentes

Forjado parcialmente prefabricados, constituidos como piezas compuestas de vigueta prefabricadas y de una parte hormigonada in situ, con la sección aligerada con poliestireno expandido, básicamente las viguetas son de hormigón pretensado.

En este tipo de forjados de viguetas semi-resistentes, hasta el endurecimiento in situ, la pieza prefabricada debe resistir el peso propio del forjado más las eventuales sobrecargas de construcción.

Figura N°10

Forjado unidireccional de viguetas pretensadas



Fuente: Introducción a los forjados Francisco de Borja Varona Moya (Página 16)

Determinación del canto del forjado

Se lo realiza empleando el cuadro N°18, según la condición de apoyos y cargas actuantes en el forjado.

Cuadro N°18

Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
<i>Tramos simplemente apoyados</i>	1/24	1/20	1/18	1/14
<i>Vanos extremos de tramos continuos</i>	1/28	1/24	1/20	1/18
<i>Vanos internos de tramos continuos</i>	1/32	1/28	1/24	1/20
<i>Voladizos</i>	1/16	1/14	1/12	1/10

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 198)

Siendo:

Caso 1: forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de yeso.

Caso 3: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cal.

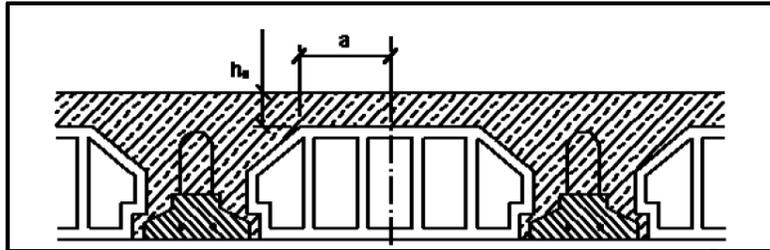
Caso 4: forjados que han de soportar tabiques o muros construidos con mortero de cemento.

Determinación del espesor de la capa de compresión "ho"

Este no debe de ser inferior a 3cm ni a “a/6” siendo “a” la distancia del punto considerado al centro de la pieza, véase la figura N°11.

Figura N°11

Detalles de forjado



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 195)

Determinación de la armadura de reparto.

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.

La armadura de reparto está constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

El área de la sección de armadura requerida en función del tipo de acero y del espesor “ho”, de la losa de hormigón en el centro, es la indicada en el cuadro N°19.

Cuadro N°19

Área de la sección de armadura de reparto

Espesor de la losa de hormigón h_o , en cm	Área de la sección de armadura de reparto A_s , en cm^2/m , con acero del tipo			
	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (Página 197)

Determinación de la armadura de negativos

Se lo realiza de la manera clásica, asimilándolo a una viga de un ancho “ $b_w=100\text{cm}$ ”, véase el diseño de vigas en el punto 2.4.3.2.

2.4.3. Estructura de sustentación de la edificación

Para el diseño de los elementos estructurales, se empleara el método de los estados límites últimos, teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- Caracterización del estado limite último (dominios de deformación).
- Compatibilidad de deformaciones
Ley plana de deformaciones (Hipótesis Navier- Bernouilli) siempre que $l_0 > 2h$
Compatibilidad de deformaciones entre hormigón y acero en la misma fibra ($\epsilon_s = \epsilon_c$)
- Diagramas tensión-deformación del hormigón
 - a) Diagrama parábola-rectángulo. Formado por una parábola de segundo grado hasta $\epsilon = 2\text{‰}$ y un tramo horizontal hasta $\epsilon = 3,5\text{‰}$
 - b) Diagrama rectangular. Formado por un rectángulo de anchura f_{cd} y altura σ_s y $\sigma_s = 0,8 \cdot x$ en la zona comprimida ($f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$)
- Diagrama tensión-deformación de los aceros
- Condiciones de equilibrio
Se aplicarán las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos resultantes en cada sección.

2.4.3.1. Columnas

Las columnas de hormigón armado son piezas verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Su misión principal es la de canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistentes.

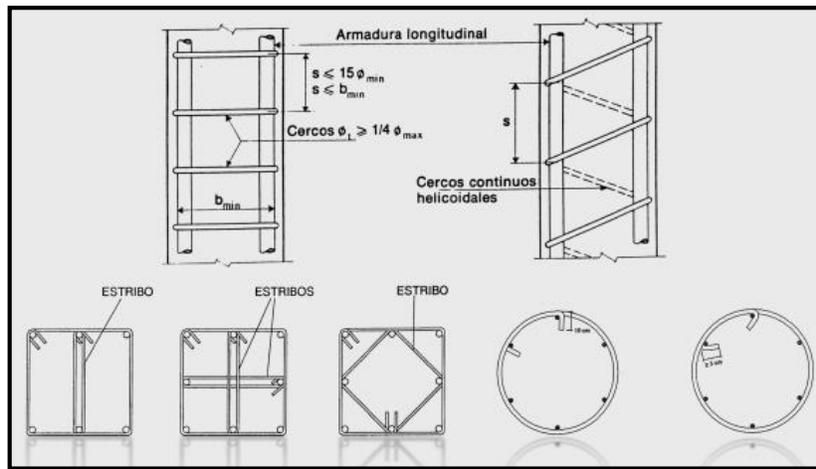
Están constituidos por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en algún caso de flexión compuesta, así como de colaborar con los cercos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón. Los estribos constituyen

la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales y eventualmente absorber esfuerzos cortantes.

Son miembros estructurales muy rígidos y relativamente esbeltos diseñados principalmente para sustentar cargas axiales de compresión aplicadas en los extremos de los miembros.

Figura N°12

Columna de hormigón armado



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez (Tema 14
Página 8)

2.4.3.1.1. Excentricidad mínima de cálculo

La compresión simple corresponde al caso en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección, es decir, en el punto de aplicación de la resultante de las compresiones del hormigón y del acero, en el supuesto de un acortamiento uniforme del 2 por 1.000. Es muy difícil que en la práctica del hormigón armado se presente una compresión simple por la incertidumbre que existe en el punto de aplicación del esfuerzo normal, por esta causa se recomienda que todas las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, por tanto se tiene que:

$$e_c = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

En el caso de secciones rectangulares, introducir la excentricidad mínima indicada es prácticamente equivalente a aumentar el coeficiente de seguridad de la sollicitación γ_f , multiplicándolo por el valor complementario γ_n .

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} \geq 1.15$$

Siendo:

h: La mayor dimensión de la columna expresada en cm.

b: La menor dimensión de la columna expresada en cm.

2.4.3.1.2. Contribución del hormigón y del acero

a) Para el hormigón

Puede tomarse como resistencia del hormigón, en piezas armadas sometidas a compresión simple hormigonadas verticalmente el valor de:

$$0.85 * f_{cd} = 0.85 * 0.90 * f_{cd}$$

b) Para el acero

En piezas sometidas a compresión simple, la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por mil, lo que limita el aprovechamiento de la resistencia de cálculo para el acero, al valor de la tensión correspondiente a dicha deformación en el diagrama del acero empleado.

Por ejemplo, para el acero de dureza natural, será 420 Mpa.

2.4.3.1.3. Formula de compresión simple

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas o doblemente simétricas, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento es:

$$\gamma_n \cdot N_d \leq N_u = 0,85 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Dónde:

γ_n = Coeficiente complementario de mayoración de cargas que tiene en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la carga.

N_d = esfuerzo axial de cálculo

N_u = esfuerzo axial de agotamiento

A_s = área total de la armadura longitudinal

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = resistencia de cálculo de la armadura longitudinal

2.4.3.1.4. Disposiciones relativas a las armaduras

Con el objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón la dimensión mínima de los soportes rectangulares debe de ser de por lo menos 25cm para todos aquellos pilares que formen parte de pórticos de edificación.

2.4.3.1.4.1. Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales se situaran en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse de por lo menos una barra en cada esquina de la sección, por tanto para secciones rectangulares se dispondrá un mínimo de 4 barras.

La separación máxima entre barras es de 35cm y con el objeto de hormigonar correctamente, la separación mínima entre barras debe ser mayor o igual que 2cm, que el diámetro de la barra más gruesa y que 6/5 del tamaño máximo del agregado. Además se tiene que el diámetro mínimo de la armadura longitudinal es 12mm.

2.4.3.1.4.2. Cuantías límites

Las cuantías de las armaduras longitudinales de los soportes sometidas a compresión viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$A's * f_{yd} \geq 0,10 * N_d$$

$$A's * f_{yd} \geq f_{cd} * A_c$$

Además se debe respetar las cuantías geométricas mínimas impuestas por el cuadro N°20

Características de la cuantía Geométrica (ρ_{min}):

- Minimiza la posible fisuración por acciones térmicas y/o por retracción del hormigón.
- Además, facilita el montaje de la armadura
- Normalmente se expresa como un % de la sección bruta de hormigón (A_c)

Cuadro N°20

Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 67)

2.4.3.1.4.3. Armaduras transversales

Como es sabido, la misión de los cercos y estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón y eventualmente colaborar para la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes.

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm, o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

El diámetro de estribos es, normalmente, de 6 mm, cuando se utilizan barras longitudinales de 12 mm a 20 mm. Se suele usar diámetros de 8 mm para barras longitudinales con diámetros mayores a 20 mm.

La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las tres (3) cantidades siguientes:

-12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales

-la menor dimensión del núcleo de la sección “be”, limitado por el borde exterior de la armadura transversal

-300 mm

2.4.3.1.5. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

En las piezas comprimidas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecian los efectos de la deformación al calcular los esfuerzos.

2.4.3.1.5.1. Longitud de pandeo

La longitud de pandeo “ l_0 ” de una pieza comprimida se define como la longitud de una pieza biarticulada equivalente a efectos de pandeo a la dada y no coincide con la longitud “ l ” de la misma, dependiendo de las condiciones de sustentación.

La longitud de pandeo es igual a la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada de la pieza o a la distancia entre los puntos de momento nulo.

a) Si se trata de una pieza aislada la longitud de pandeo es igual a $l_0=l*\alpha$, donde el coeficiente α viene dado según las condiciones de sustentación de la pieza.

Cuadro N°21

Valores del coeficiente α

Sustentación de la pieza	α
<i>Un extremo libre y otro empotrado</i>	2
<i>Articulado en ambos extremos. Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz</i>	1
<i>Articulación fija en un extremo y empotramiento en el otro</i>	0,7
<i>Empotramiento perfecto en ambos extremos</i>	0,5
<i>Soportes elásticamente empotrados</i>	0,7
<i>Otros casos</i>	0,9

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 84)

b) Si se trata de una pieza que forma parte de un pórtico, la longitud de pandeo depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos y puede obtenerse del nomograma la figura N °12 siendo :

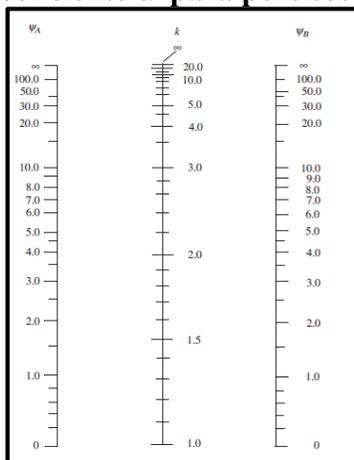
$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) \text{ de todos los pilares que concurren en A}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) \text{ de todas las vigas que concurren en A}}$$

Así mismo para el otro extremo de la columna tenemos que:

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) \text{ de todos los pilares que concurren en B}}{\sum \left(\frac{EI}{L}\right) \text{ de todas las vigas que concurren en B}}$$

FiguraN°13

Valores del coeficiente α para pórticos traslacionales



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 (página 84)

2.4.3.1.6. Valores límites para la esbeltez

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación “ $\lambda_g=l_o/h$ ” entre la longitud de pandeo y dimensión “h” de la sección en el plano de pandeo.

Se llama esbeltez mecánica a la relación “ $\lambda=l_o/i$ ” entre la longitud de pandeo y el radio de giro en el plano de pandeo.

- a) Para esbelteces mecánicas λ inferior a 35, la pieza se considera corta y no es necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.
- b) Para esbelteces mecánicas entre $35 \leq \lambda < 100$, pueden aplicarse los métodos aproximados descritos en 8.3.5.2 y 8.3.5.3.
- c) Para esbelteces mecánicas entre $100 \leq \lambda < 200$, puede aplicarse el método de la columna modelo.
- d) Esta norma no cubre los casos en que la esbeltez mecánica λ de los pilares sea superior a 200.

2.4.3.1.7. Diagramas de interacción

Para el cálculo de estas secciones resulta cómodo el empleo de diagramas de interacción que se obtienen tomando unos ejes coordenados, en abscisas, los esfuerzos normales reducidos “v” y en las ordenadas los momentos reducidos “μ” referidos al centro geométrico de la sección y al canto total “h”. Resulta una familia de curvas, una para cada cuantía mecánica.

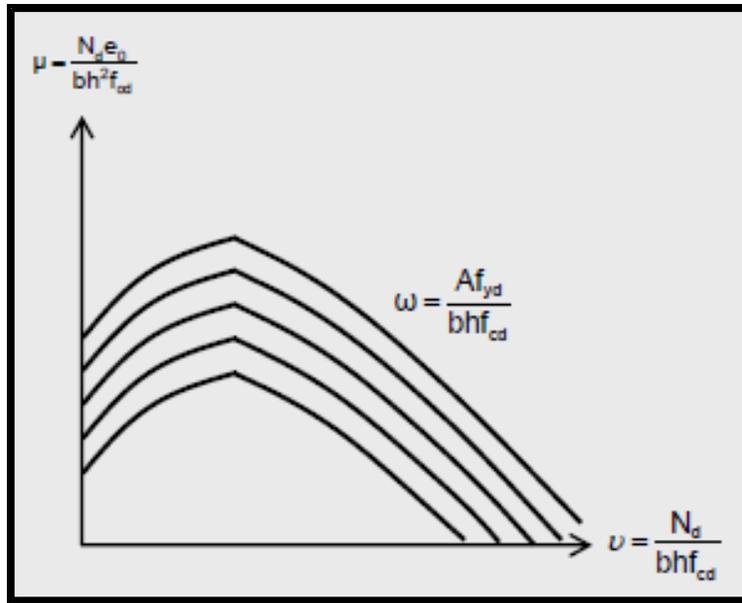
$$\mu = \frac{N_d * e_o}{b * h^2 * f_{cd}} \qquad v = \frac{N_d}{b * d * f_{cd}} \qquad w = \frac{A_s * f_{yd}}{b * h * f_{cd}}$$

En los problemas de dimensionamiento se conocen las dimensiones geométricas de la sección, las resistencias de los materiales y el esfuerzo de cálculo “N_d” con su excentricidad “e_o”.

Basta entrar en el diagrama con “μ” y “v” encontrándose inmediatamente la cuantía mecánica total.

FiguraN°14

Diagrama de interacción



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez (tema 12 página 8)

2.4.3.1.8. Flexión esviada

Es cuando a priori no se conoce la dirección de la fibra neutra, se presenta en los siguientes casos:

- Secciones no simétricas (Sección “L” de lados desiguales).
- Secciones armadas asimétricamente.
- Secciones en las que la sollicitación esta fuera del plano de simetría.

-Vigas sometidas a cargas laterales.

-La mayoría de los pilares, dado que aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sino puede producir flexiones secundarias.

El caso de flexión esviada más importante es el de pilares de sección rectangular con armadura simétrica.

Para poder resolver este tipo de problema, flexión esviada de secciones rectangulares armadas simétricamente, se puede recurrir a las siguientes soluciones:

- a) Abaco adimensional en roseta.

b) Método de Jiménez Montoya

c) Método de las hiper elipses

En el presente proyecto se empleara el ábaco adimensional en roseta, los cuales son una extensión de los diagramas de interacción, manejando tres variables (N_d , M_{xd} y M_{yd}) en lugar de dos (N_d y M_d).

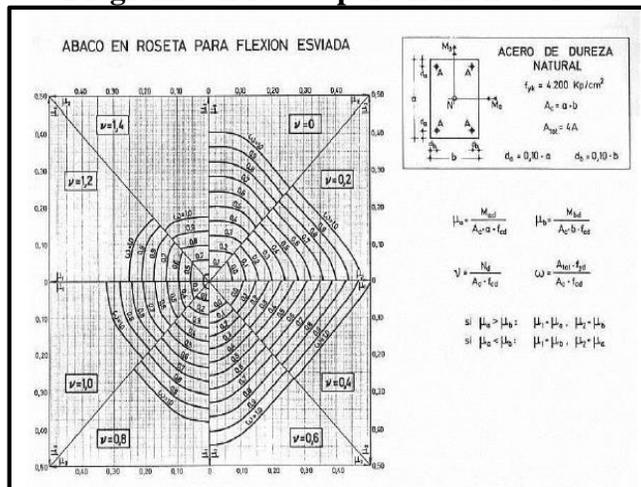
La idea original de los ábacos en roseta se debe a Graser y Linse quienes diseñaron un formato gráfico de gran utilidad (Figura N°15) , donde:

- Los ejes de abscisas y ordenadas corresponden a las flexiones según x e y.
- El esfuerzo axial aparece en forma planos que cortan las curvas de interacción de flexiones
- cada ábaco está dividido en 8 partes, cada una de las cuales corresponde a un plano de corte diferente, es decir, diferentes valores del axil de compresión

Empleando variables adimensionales, en el mismo ábaco se representan varios “niveles” del esfuerzo de compresión $v=0$; $v=0.2$; $v=0.4$ hasta $v=1.4$. Cada ábaco se diseña para un esquema de armado concreto (4 redondos en cada esquina, 8 redondos en total, etc.).

FiguraN°15

Diagrama en roseta para flexión esviada



Hormigón Armado Jiménez Montoya (Página 346)

2.4.3.1.9. Comprobación frente al pandeo

La comprobación frente al pandeo propiamente dicho, consiste en demostrar que para una estructura dada, bajo la combinación más desfavorable de las acciones de cálculo, es posible encontrar un estado de equilibrio estable entre las fuerzas exteriores e interiores, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Las deformaciones deben ser calculadas a partir de los diagramas tensión deformación del acero y del hormigón, habida cuenta de la fluencia y pudiendo despreciarse la contribución del hormigón traccionado.

Excentricidades de primer orden variable a lo largo de la pieza.- Este es el caso más corriente en columnas que forman parte de pórticos, en los que puede suponerse que la excentricidad varía linealmente entre los valores “ e_{o1} ” y “ e_{o2} ” en ambos extremos de la pieza. Se supone que “ e_{o2} ” es la mayor y positivas se deben hacer las dos comprobaciones siguientes:

- Comprobación sin tener en cuenta los efectos de segundo orden con la excentricidad “ e_{o2} ” solamente.
- Comprobación teniendo en cuenta los efectos de segundo orden , en una sección crítica intermedia, cuya excentricidad de primer orden “ e_o ” se tomara igual al mayor valor de los valores siguientes:

$$e_o = 0.6 * e_{o2} + 0.4 * e_{o1} \qquad e_o = 0.4 * e_{o2}$$

A estos dos valores se les sumara la excentricidad ficticia “ e_a ”

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

Por tanto realizamos el diseño de la pieza para una excentricidad final “ e_f ”

$$e_f = e_o + e_a$$

2.4.3.2. Vigas

Las vigas son miembros estructurales lineales y rígidos, que trabajan principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

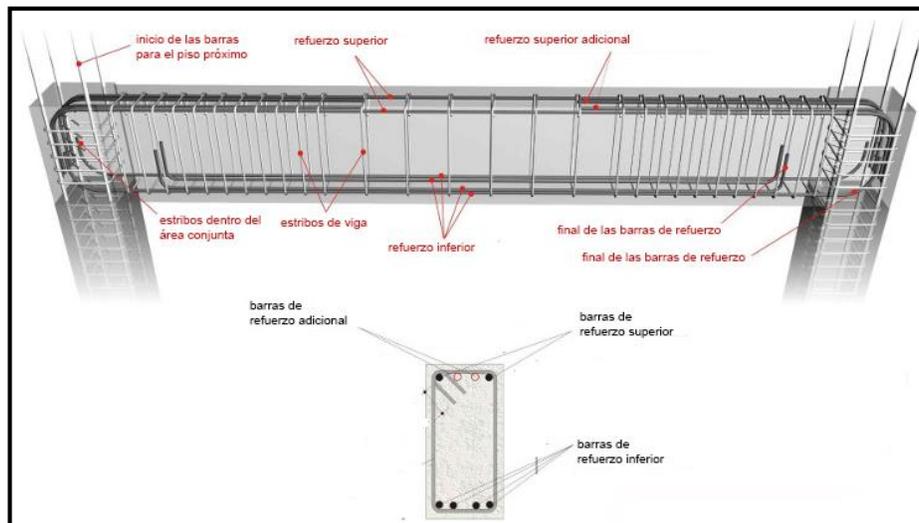
Donde el esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las vigas que forman el perímetro exterior de un forjado.

Están constituidas por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien tracciones y bien compresiones en colaboración con el hormigón.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión absorber esfuerzos cortantes.

Figura N°16

Viga de hormigón armado



Fuente: Boletín Huánuco Construye

2.4.3.2.1.-Diseño por flexión

- Dominio 2: Hormigón poco aprovechado, rotura poco dúctil

- Dominio 3: El más habitual, rotura dúctil, flexión perfecta.
- Dominio 4: Acero a tracción desaprovechado, rotura frágil (rotura sin aviso), secciones poco económicas y mal proyectadas.

El diseño a flexión simple se lo realizara empleando como diagrama de cálculo tensión deformación el diagrama rectangular.

Se presentan 2 casos de cálculo, que son los siguientes:

a) Canto superior al mínimo

Es el caso más corriente, la sección no necesita de armadura de compresión y entonces la única incógnita es la armadura de tracción. Este caso se presenta cuando $M_d \leq 0.3.19 * b * d^2 * f_{cd}$. Se determina las incógnitas, la armadura a tracción “ A_s ” y la altura del bloque de compresión ficticio “ y ”.

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] \quad A_s = 0.85 * b * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

b) Canto inferior al mínimo

La sección necesita de armadura de compresión y entonces la única incógnita es la armadura de tracción. Este caso se presenta cuando $M_d > 0.3.19 * b * d^2 * f_{cd}$.

Se determina las incógnitas, la armadura a compresión “ A'_s ”, y con ella obtenemos la armadura a tracción “ A_s ”.

$$A'_s = \frac{M_d - 0.319 * b * d^2 * f_{cd}}{(d - d') * f_{yd}} \quad A_s = \frac{0.425 * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s$$

2.4.3.2.2.-Cuantía mínima en flexión

Para evitar la rotura frágil en vigas, la armadura debe ser capaz de resistir un esfuerzo no menor que el de tracción desarrollado por el hormigón en el momento que se produce la fisuración, para evitar la misma se dispone de una cuantía geométrica mínima véase el cuadro N°20.

Además se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. ($A_{s2} = 0.30 \cdot A_{s1}$, mín)

2.4.3.2.3.-Cuantía máxima en flexión

La armadura de tracción y compresión vienen limitadas superiormente solo por razones económicas, o para evitar dificultades durante el hormigonado, por tanto la cuantía

geométrica tanto de tracción como de compresión no debe ser mayor al 4 por 100 de la sección total del hormigón.

2.5.3.2.4.-Ancho mínimo

Como norma general, el ancho de una viga no debe ser superior al ancho de la columna sobre la que se apoya, ni inferior a 15cm y sus dimensiones deben moverse en múltiplos de 5cm.

2.4.3.2.5.-Altura mínima

Las alturas o espesores mínimos establecidos en el cuadro N°22 deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

Cuadro N°22

Alturas o espesores mínimos de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	ESPESOR MÍNIMO, h (mm)			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

Fuente: NB 1225001-1 (página 120-121)

Para aceros con un “ f_{yk} ” distinto de 420 Mpa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0,4 + f_{yk} / 700)$

2.4.3.2.6. Diseño de la armadura transversal a cortante

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón.

a) Mecanismo de trabajo

Mecanismos de resistencia de la sección a la acción del cortante:

- Efecto “viga” Contribución por la adherencia entre hormigón y acero a tracción antes de fisurarse. Distribución parabólica, según Teorema de Colignon.

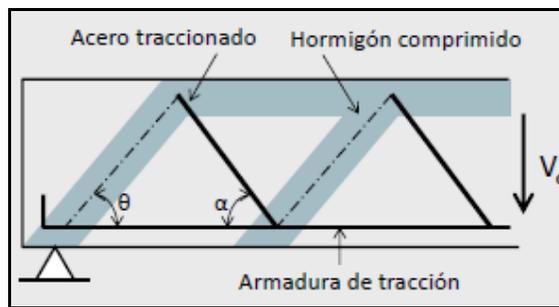
- Efecto “arco” Resistencia de la sección una vez fisurada. Mecanismo de trabajo en arco comprimido comportándose la armadura de tracción como tirante.

b) Regla de cosido

- Podemos modelizar una estructura sometida a cortante mediante bielas y tirantes (celosía de Ritter-Mörsch)
- Las armaduras transversales inclinadas un ángulo α “cosen” el hormigón, permitiendo el equilibrio interno de tensiones tangenciales.

Figura N°17

Celosía de Ritter-Mörsch



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez
(tema 15 página 5)

2.4.3.2.6.1. Contribución del hormigón

La contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante viene dado por:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d \qquad f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Dónde:

V_{cu} : Contribución del hormigón frente el esfuerzo cortante

f_{vd} : Resistencia del hormigón a cortante [kg/cm^2]

2.4.3.2.6.2. Resistencia de la biela de compresión

La resistencia de la biela de compresión viene dado por:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

2.4.3.2.6.3. Casos de diseño

Se presentan 3 casos de diseño que se detallan a continuación.

a) Caso1: Cuando $V_d \leq V_{cu}$.-En este caso el hormigón resiste todo el esfuerzo cortante solicitado, por tanto se dispone de una armadura mínima.

b) Caso2: Cuando $V_{cu} < V_d < V_{ou}$.-En este caso es necesario disponer de una armadura transversal al cortante, la cual deberá resistir un esfuerzo cortante $V_{su} = V_d - V_{cu}$

Por tanto la armadura necesaria se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0,90 * d * f_{yd}}$$

Siendo “S” igual a 100 cm (1m), y a esta armadura la debemos dividir entre el número de piernas que tenga el estribo.

Se hace notar que la resistencia de cálculo para el acero f_{yd} , en este caso ,puede tomar como máximo un valor igual a 4200 kg/cm².

c) Caso3: Cuando $V_d > V_{ou}$.-En este caso es necesario cambiar la sección transversal de la pieza.

2.4.3.2.6.4. Armadura mínima a cortante

Esta dada por la siguiente expresión:

$$A_{s.min} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * S}{f_{yd}}$$

2.4.3.2.6.5. Comentarios sobre los estribos

El diámetro de estribos es, normalmente, de 6 mm, cuando se utilizan barras longitudinales de 12 mm a 20 mm. Se suele usar diámetros de 8 mm para barras longitudinales con diámetros mayores a 20 mm.

La separación “s”, entre estribos, no debe sobrepasar a la menor de las dos cantidades siguientes: “ $0.85*d$ ” o “30cm”

2.4.4. Fundaciones

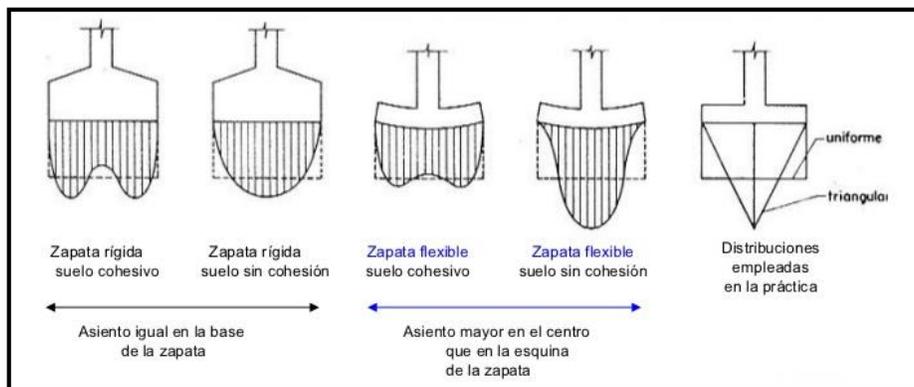
Cimentación es la parte inferior de una estructura y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzar a éste. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura.

2.4.4.1. Distribución de tensiones

La distribución de tensiones del terreno depende fundamentalmente del tipo de suelo (cohesivo o sin cohesión) y de la rigidez (rígida o flexible) de la zapata.

Figura N°18

Distribución de tensiones en el terreno



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya (página 473)

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

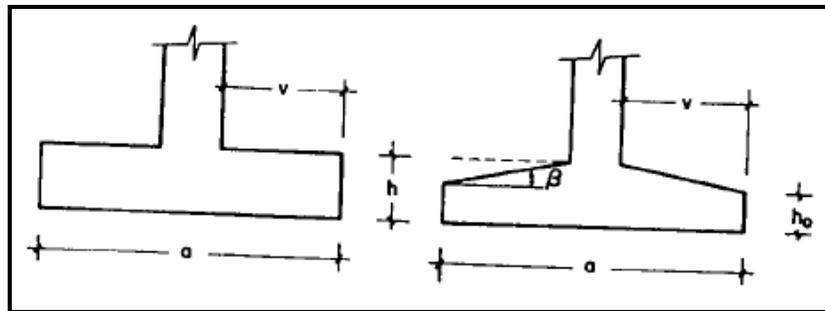
2.4.4.2. Zapatas aisladas

Una zapata aislada es simplemente una ampliación de una columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo, además de ser un tipo de fundación superficial. Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un solo soporte y su planta suele ser cuadrada o rectangular, normalmente suelen ser de espesor constante por su fácil ejecución.

En las zapatas de espesor variable el canto $h_0 \geq h/3$ y no menor que 25cm, en la cual el ángulo de inclinación suele tomarse $\beta \leq 30^\circ$

Figura N°19

Zapatas aisladas



Fuente: Hormigón Armado Jiménez Montoya (página 477)

Las zapatas aisladas por la relación entre sus dimensiones pueden ser:

a) Rígidas.

Son aquellas en las que el vuelo “v”, en ambas direcciones principales no supera a “2h”, siendo “h” el canto total. En este tipo de zapatas puede admitirse una distribución plana de las distribuciones de las tensiones del terreno pero dado a su gran rigidez no cumple la ley de Bernouilli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

b) Flexibles.

Son aquellas en las que el vuelo “v” es superior a “2h”, en alguna de las 2 direcciones principales, en este caso la distribución del terreno no es plana y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o viga plana.

2.4.4.3. Asientos admisibles

Son los asientos máximos que tolera la estructura, sin que se produzca lesiones, como fisuración, descensos o inclinaciones, incompatibles con el servicio de la estructura. Puede admitirse un asiento total entre 4 y 7 cm para estructuras de hormigón armado.

Se llama distorsión angular al cociente del asentamiento diferencial entre dos columnas y la distancia entre estas.

2.4.4.4. Comprobación al vuelco y deslizamiento

La comprobación al vuelco debe realizarse en zapatas que estén sometidas a momento o fuerzas horizontales de alguna importancia, debe verificarse que los momentos estabilizadores son mayores que los momentos de vuelco.

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

Con los siguientes significados:

N, M, V: Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante en una cara superior a la cimentación.

P: Peso propio de la zapata.

a: Ancho total de la zapata.

l_h: Altura total de la zapata.

γ₁: Coeficiente de seguridad al vuelco que puede tomarse como 1.5.

En caso de zapatas sometidas a fuerzas horizontales y no sean arriostradas, deberá comprobarse la seguridad al deslizamiento.

$$A * C_d \geq V * \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

Con los siguientes significados:

A: Superficie de la base de la zapata.

C_d: 0.5*c=Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

γ_2 : Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como 1.5.

2.4.4.5. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada

Para su dimensionamiento se admite una distribución uniforme de tensiones dado que estamos frente un suelo cohesivo.

Para el diseño en planta se aplica: $\frac{N+P}{a*b} = \sigma_{adm}$

Dónde:

N: Carga de servicio

P: Peso propio de la zapata que inicialmente se supone 5% de la carga de servicio.

a y b: Son las dimensiones de la zapata

σ_{adm} : Tensión admisible del suelo.

La acción del terreno sobre la zapata, se considera la tensión uniforme: $\sigma_t = \frac{N}{a*b}$

Además por razones económicas se diseñan las zapatas para que no requieran armadura a cortante por lo que se tiene para zapatas de espesor constante, en las que el canto útil debe de ser el mayor del obtenido por medio de las siguientes expresiones:

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_0*b_0}{4} + \frac{a*b}{2k-1}} - \frac{a_0+b_0}{4} \quad d_3 = \frac{2(a-a_0)}{4+k} \quad k = \frac{4*f_{vd}}{\gamma_f*\sigma_t}$$

$$h = d + r + \frac{\phi}{2}$$

Dónde:

f_{vd} : Resistencia a cortante del hormigón.

γ_f : Coeficiente de mayoración de las cargas.

a_0 y b_0 : Son las dimensiones de la columna.

r:Recubrimiento mínimamente debe de ser 5cm.

Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor.

2.4.4.5.1. Determinación de las armaduras a tracción

Se lo realizara por el método de flexión, donde las armaduras se determinan en una sección, distanciada hacia el interior del soporte de hormigón a $0.15 \cdot a_o$ y $0.15 \cdot b_o$ respectivamente, el momento debido a la carga del terreno σ_t en la dirección del lado “a” es:

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

Con el momento flector actuante se procede a determinar el momento reducido de cálculo “u”, la cuantía mecánica “w”, y el área de acero necesaria “As”.

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b * d^2 * f_{cd}} \qquad w = u * (1 + u) \qquad A_{sa} = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Para el cálculo de la armadura a tracción en la dirección “b” se realiza de la misma manera.

2.4.4.5.2. Cuantías límites.

Las cuantías geométricas mínimas exigidas, están en función de la calidad del acero empleado y son:

- $\rho \geq 0.0020$ para acero AE-215
- $\rho \geq 0.0018$ para acero AE-400
- $\rho \geq 0.0015$ para acero AE-500
- Además la armadura en una sentido no será inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

Cabe hacer nota, que son se deben adoptar cantos que requieran cuantías geométricas superiores a 0.01, por consideraciones de adherencia.

2.4.4.6. Recomendaciones de armado

Se tiene que tomar en cuenta que:

- Bajo la zapata siempre debe disponerse 10 cm de hormigón de limpieza.
- El canto mínimo en zapatas de hormigón armado es 25cm.
- La separación máxima entre armaduras es 30 cm, y la separación mínima entre las mismas es de 10 cm.
- Se recomienda trabajar con diámetros de barras entre 12mm-25mm.
- La armadura paralela al lado mayor “a”, se distribuirá uniformemente en todo el ancho “b” de la base y la paralela al lado menor “b” se colocará de forma que, una fracción de su área total necesaria “A”, igual a “2b/(a + b)”; quede uniformemente distribuida en una banda central, de ancho “a₁”. El resto de la armadura se distribuirá uniformemente en las dos (2) bandas laterales restantes

2.4.4.7. Comprobación al corte y punzonamiento

Las zapatas dimensionadas con este método no necesitan verificación al corte ni al punzonamiento.

2.4.4.8. Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se realiza en las mismas secciones de referencia usada para determinar la flexión, en el caso de soportes el cortante de cálculo en la sección de referencia es:

$$V_{ad} = \frac{\gamma_f * N}{a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando:

$$\frac{V_{ad}}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} \leq k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Dónde:

n: Numero de barras.

∅: Diámetro de las barras.

k: Es una constante que para zapatas rígidas vale 0.95 mientras que para zapatas flexibles vale 2.00

2.4.5. Estructura complementaria

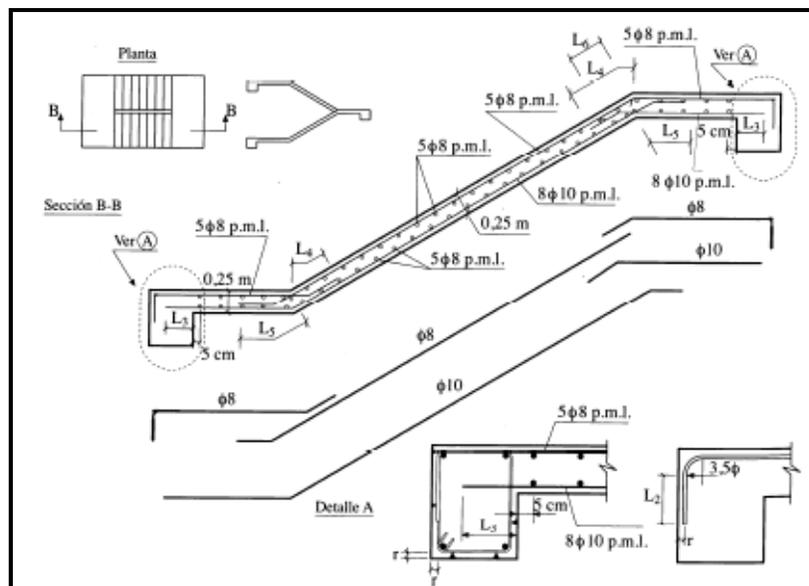
2.4.5.1. Escalera

Las escaleras suministran un medio para moverse de un nivel a otro y son enlaces importantes en la circulación general del edificio

Las Escaleras comunican, por medio de escalones o peldaños, el desnivel existente entre dos plantas, dos zonas con plantas de diferentes alturas o para comunicar en una ordenación exterior .Las Escaleras se diseñan dentro de ciertas normas establecidas en las ordenanzas de la construcción para ofrecer comodidad y seguridad a quienes las transitan.

Figura N°20

Escalera de hormigón armado



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez (Tema 22

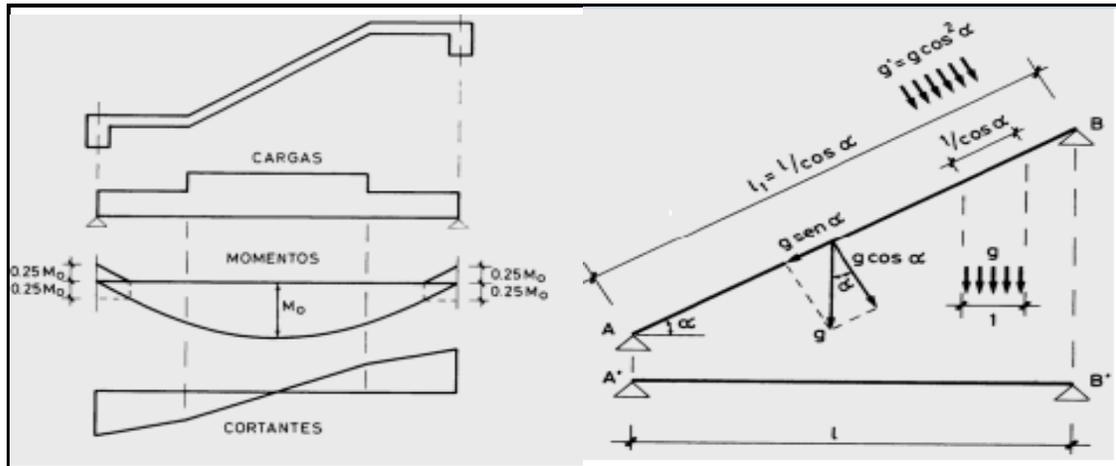
Página 33)

2.4.5.1. 1. Esquema estructural

- Se plantea como viga biapoyada con tramo inclinado, asimilándose a una viga recta por proyección de cargas gravitatorias de la losa sobre la horizontal.

Figura N°21

Esquema estructural



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez (Tema 22
Página 30)

2.4.5.1. 2. Armado de la escalera

- Verificación de mínimos mecánicos y geométricos, tratando el elemento como losa.
- Armadura longitudinal de positivos calculada para el momento máximo en centro vano.
- Armadura principal.
- Armadura longitudinal de negativos calculada para el 25% del máximo momento positivo (hipótesis de empotramiento parcial en los apoyos).
- Armadura transversal de reparto: 25% de la principal.
- Verificación a cortante sin disponer armadura transversal.
- Longitudes de anclaje.

2.4.5.1. 3. Recomendaciones

- Los tramos de escalera tendrán como máximo 16 pasos continuos sin descanso intermedio.
- Los descansos intermedios deberán tener una longitud mínima de 90cm.
- Las escaleras en centros comerciales no tendrán tramos mayores de 16 alturas ni descansos menores al ancho del tramo. Sus anchos mínimos serán de 1.20m y el máximo de 2.4m.

2.5. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

2.5.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son un conjunto de disposiciones que norman las exigencias sobre los materiales a utilizar en determinada actividad, las pruebas de control de calidad en las diferentes etapas de la construcción y las modalidades para la medida y el pago de la obra ejecutada. También incluyen una descripción de los procedimientos más usuales y lógicos para construir las obras de manera que éstas se ajusten a los requisitos especificados.

Se puede afirmar que las especificaciones son las “reglas del juego” en cuanto a que en ellas se define “cómo hacer las cosas” y “qué” usar en la construcción de tal manera que la obra en sí quede “bien hecha”. En el caso de la realización de estudios, o construcción de obras, éstas 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.

En resumen las especificaciones técnicas son propias para cada actividad a realizar y están conformadas por:

- Descripción de la actividad.
- Materiales, herramientas y equipo a utilizar.
- Forma de ejecución.
- Medición y pago.

2.5.2. Precios unitarios

Es el conjunto de costos directos e indirectos, que reflejan el precio de una actividad o ítem de obra.

El precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

El precio Unitario, consecuentemente, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos Indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

Los costos directos son los que engloban el costo del material, el costo de la mano de obra y el costo del equipo a utilizar.

Por facilidad, podemos considerar dentro de los costos indirectos, todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como las Utilidades, imprevistos e impuestos.

Para el análisis de precios unitarios se hará empleo del formulario “B-2” análisis de precios unitarios, propuesto en los documento base de contratación de obras empleados en nuestro País.

2.5.3. Cómputos métricos

El computo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, que requiere el manejo de fórmulas geométricas, computar es entonces medir, computo, medición y cubicación son palabras equivalentes.

Por medio del cómputo métrico, se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería, con el objeto de:

- a.- establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.
- b.- determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico supone el conocimiento de los procedimientos constructivos de la práctica y su éxito depende en gran medida de una experiencia sólida. El trabajo de medición puede ser ejecutado de dos maneras que son: sobre la obra misma, o sobre los planos.

- **Cómputo en plano.-**

Significa realizar los trabajos de medición en los planos del proyecto con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

- **Cómputo en obra**

Este trabajo se lo efectúa en el lugar de la obra, cuando esta se encuentra en ejecución con la ayuda de una cinta métrica un flexómetro de acuerdo a las normas establecidas.

2.5.4. Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de una obra, o de una de sus partes. Es, como su nombre lo indica la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma y por ende la suma del costo parcial de todas las actividades nos da el presupuesto total de la obra.

2.5.5. Planeamiento y cronograma

El propósito principal de la planificación es establecer un conjunto detallado de directrices que permita al equipo de trabajo saber exactamente:

Saber exactamente qué tiene que hacerse, quién lo tiene que hacer y cuándo se tiene que hacer además es necesario que:

Que las actividades requeridas para completar el proyecto estén delineadas y coordinadas de manera precisa.

Que los recursos necesarios estén disponibles cuando y donde sean necesarios y en la cantidad correcta.

Saber cuáles actividades se pueden realizar simultáneamente y cuáles tienen que hacerse secuencialmente.

Entender que en todo proyecto siempre estará presente la incertidumbre y la necesidad de manejar los riesgos a los cuales se expone el proyecto.

2.5.5.1. Técnicas para la programación del proyecto

Se tienen las siguientes técnicas:

a) Diagrama de Gantt.-Los diagramas de Gantt son un método habitual para la programación de proyectos.

Gráfica que muestra tanto la cantidad de tiempo, como la secuencia en la cual pueden desempeñarse las actividades.

Gráfica de planeación usada para programar recursos y asignar tiempos.

El principal inconveniente del Diagrama de Gantt es que no muestra adecuadamente las interrelaciones entre las actividades y los recursos.

b) Método de redes

Gráfica integrada por las FLECHAS que representan las ACTIVIDADES y por círculos o NODOS que representa los eventos, ambos unidos de forma tal, que permiten indicar gráficamente la relación de dependencia cronológica y secuencial.

Forman parte de este método el camino crítico CPM y la Técnica de evaluación y revisión de programas PERT

Estas dos técnicas siguen seis pasos básicos:

1. Definir el proyecto y todas sus actividades o tareas importantes.
2. Definir las relaciones entre las actividades: decidir qué actividades deben preceder y cuáles deben seguir a las otras.
3. Dibujar el grafo que conecta todas las actividades.
4. Asignar las estimaciones de duración y coste a cada actividad.
5. Calcular el camino de mayor duración del grafo. Éste es el denominado camino crítico.

6. Utilizar el grafo para ayudar a planificar, programar, seguir y controlar el proyecto.

c) Microsoft Project

Es un software especializado en administración de proyectos, es una opción para generar informes que incluyen desglose de costos por cada actividad, pronósticos de materia prima, análisis de tiempo y estado del trabajo, siendo sus ventajas las siguientes:

- Útil para dibujar redes de proyecto
- Identificar el programa del proyecto
- Permite dar seguimiento a las actividades individuales en términos de tiempo, costo y uso de recursos

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL

PROYECTO

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizó un levantamiento topográfico correspondiente al lugar de emplazamiento del proyecto, donde el desnivel máximo es de 1.5 m, el área del levantamiento es 10905 m² y el perímetro 417.7 m.

Dicho levantamiento abarco los puntos característicos del terreno, el punto más bajo se encuentra a una altura aproximada de 596.75 m.s.n.m. y el punto más alto se encuentra aproximadamente 598.25 m.s.n.m, lo que nos da un desnivel máximo de 1.5 metros.

El lugar de emplazamiento está rodeado casi en su totalidad por cultivos, siendo su fachada principal el único lado colindante con viviendas.

El plano del levantamiento topográfico se encuentra en el en Anexo N°1.

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Para la determinación de la capacidad portante del suelo del área de emplazamiento, se realizó el ensayo del S.P.T por medio del Laboratorio de Suelos y Hormigones Copas, realizándose para dicho ensayo dos fosas, en cada fosa 3 puntos, donde los resultados fueron:

Cuadro N°23
Tensiones admisibles

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo de fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
1	1.0	CL	15	0.94
	2.0	CL	15	1.02
	3.0	CL	15	1.19
2	1.0	CL	15	1.02
	2.0	CL	15	1.11
	3.0	CL	15	1.11

Fuente: Estudio Geotécnico

Por tanto se definió como capacidad portante del suelo, para el diseño de las fundaciones del presente proyecto como.

$$\sigma_{adm}=1.02 \text{ kg/cm}^2$$

Donde el nivel de fundación será a 2.0 m de profundidad.

El informe del estudio geotécnico se encuentra en el Anexo N°2.

3.3 ANÁLISIS DEL ESTUDIO ARQUITECTÓNICO

El presente proyecto tiene un área de 1580 m² por planta y un perímetro de 314 m, además está conformado por los siguientes módulos:

En la planta baja se encuentran las aulas 1-6, los laboratorios de física y química, las salas de costura y computación, la dirección secretaria y la sala de reuniones, además de los baños tanto de varones como de mujeres.

En la planta alta se encuentran las aulas 7-14, el auditorio, el depósito, además de los baños tanto de varones como de mujeres.

El plano arquitectónico fue proporcionado por la Honorable Alcaldía Municipal de Yacuiba y se encuentra en el Anexo N°3.

3.4 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

3.4.1 Normativa de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites último empleando el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, el cual tiene igual filosofía de diseño que el Método L.R.F.D (Load and Resistance Factor Design), por tanto además de los materiales empleados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas.

- Normativa de diseño empleada
Código Boliviano del Hormigón Armado
- Coeficientes de minoración de resistencias de los materiales
 $\gamma_c = 1.5$ (Concrete: Hormigón)
 $\gamma_s = 1.15$ (Steel: Acero)
- Coeficiente de mayoración de las cargas
 $\gamma_f = 1.6$ (Forces: Fuerzas)

3.4.2 Materiales empleados

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

- Materiales empleados en el hormigón armado
 - $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ (Resistencia característica del hormigón en compresión)
 - $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (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.
- Capacidad portante del suelo
 - La tensión admisible del suelo para el diseño del proyecto es $\sigma_{adm} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$

3.4.3 Cargas actuantes en la estructura

Para el diseño de los elementos estructurales, se tomaron en cuenta, además del peso propio de los mismos, las siguientes solicitaciones.

- Sobrecargas o cargas accidentales:
 - La sobrecarga para de diseño de los forjados fue:
 - Correspondiente a salas de clase 300 kg/m^2
 - Correspondiente a la cubierta 100 kg/m^2
- Carga muerta no estructural para los forjados
 - La Carga muerta no estructural para los forjados fue 120 kg/m^2 .
- Carga muerta no estructural para las vigas
 - La carga correspondiente a la tabiquería 6H e: 12 fue 810 kg/m .
 - Las carga correspondiente a las barandas 6H e: 12 fue 225 kg/m .
- Carga eólica
 - Para determinar la carga eólica se tomó una velocidad del viento básica de 18.76 m/s , aproximadamente 67.55 km/hr .

3.5 ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el análisis, cálculo y diseño estructural se empleara el paquete computarizado CypeCad en su versión 2014, en el Anexo N°4 se encuentra toda la memoria de cálculo correspondiente, además se procederá a la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados en base a la normativa vigente en nuestro país , el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87.

3.5.1. Diseño del entrepiso

Se realizara el análisis para el forjado N°10, el cual presenta una luz de 4.55 m.

3.5.1.1 Determinación del canto del paquete estructural

Según la normativa para luces menores a 6m, en estructuras de edificación, no es necesario comprobar la flecha del mismo si se usa relaciones canto luz mayores a las del cuadro N°18, siendo para este caso un tramo simplemente apoyado donde el forjado no soporta tabiques, al cual le corresponde una relación “canto/luz = 1/24” por tanto:

$$h = \frac{455 \text{ cm}}{24} = 18.96 \text{ cm}$$

Así mismo la EHE-08 propone, que el canto mínimo para forjados unidireccionales de viguetas pretensadas es:

$$h = \frac{455 \text{ cm}}{22} = 20.68 \text{ cm}$$

Se asumirá por tanto como altura del paquete estructural 22cm uniformizándose esta altura para todos los forjados. En la cual espesor de la capa de compresión será de “ $h_o=5\text{cm}$ ”.

3.5.1.2 Determinación de la armadura de reparto

La armadura de reparto se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{50 * h_o}{f_{sd}} = \frac{50 * 5 \text{ cm}}{434.78 \text{ MPa}} = 0.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Con: $f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

Se empleara una malla electro soldada de diámetro igual a 6mm donde los alambres estarán separados cada 25 cm ($A_s=1.13\text{cm}^2/\text{m}$)

3.5.1.3 Determinación de la armadura activa para los momentos positivos

El cálculo de la misma, no se lo realizara dado, que las empresas comerciales nos proporcionan el momento máximo admisible para cada tipo de paquete estructural.

Se determinara el momento flector máximo positivo actuante y de acuerdo al mismo se elegirá el tipo de vigueta a usar (Esto se realiza en Estados Limites de Servicio)

Las cargas actuantes son las siguientes:

Sobrecarga de uso: 300 kg/ m²

La Carga muerta no estructural: 120 kg/m²

Peso propio del paquete estructural: 210 kg/ m²

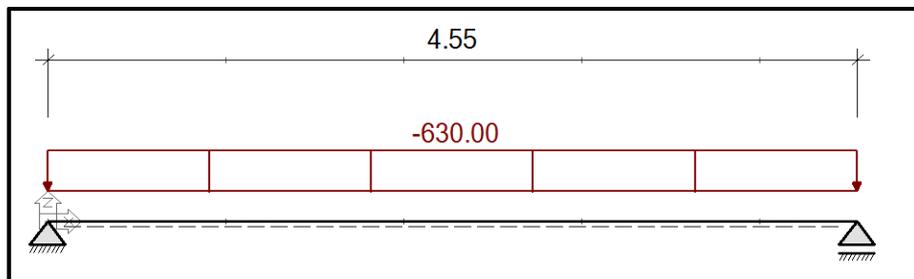
Sumando un total de carga actuante: **630 Kg/ m²**

Siendo el área de análisis 1m, de esta manera tenemos una carga por unidad de longitud de:
 $q=630 \text{ Kg/ m}^2 * 1\text{m}=630 \text{ Kg/ m}$

Siendo la estructura idealizada la siguiente:

Figura N°22

Esquema estructural



Fuente: Elaboración Propia

$$M = \frac{q * l^2}{8} = \frac{630 \frac{kg}{m} * (4.55m)^2}{8} = 1630.32 \text{ kg} * \frac{m}{m}$$

Por ejemplo una vigueta tipo 4 para el correspondiente paquete estructural de la línea Pretensa, tiene un momento admisible de 1650 kg*m/m, con lo cual el momento actuante es menor que el momento admisible, con lo que se satisface el diseño del elemento estructural.

En el Anexo N°10 se encuentra una tabla de momentos admisibles para cada tipo de paquete estructural.

3.5.1.4 Verificación de la vigueta

Esta verificación se la realizara empleando la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute) empleando el método ASD (Allowable Stress Design - Método de los esfuerzos admisibles), dado que la normativa CBH87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

Propiedades de los materiales:

Resistencia característica del hormigón a compresión “ $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ ”

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del presforzado “ $f_{ci}=245 \text{ kg/cm}^2$ ”

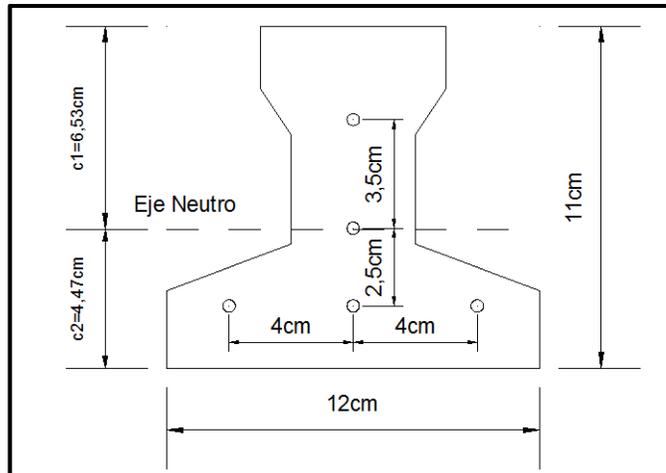
Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo “ $f_{pu}=18000 \text{ kg/cm}^2$ ”

Luz de la vigueta “ $L=4.55\text{m}$ ”

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

1) Estadio 2 (Tiempo cero $t=0$)

Figura N°23
Sección trasversal de la vigueta



Fuente: Elaboración Propia

- Propiedades geométricas:

Área “ $A_0: 75.50\text{cm}^2$ ”

Inercia “ $I_0: 870.05\text{cm}^4$ ”

Brazo mecánico inferior “ $c_{20}:4.47\text{cm}$ ”

Brazo mecánico superior “ $c_{10}:6.53\text{cm}$ ”

Excentricidad “ $e_0=0.77\text{cm}$ ”

- Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f_{ti} = 0.80 * \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 * \sqrt{245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f_{ci} = 0.60 * f'_{ci} = 0.60 * 245 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Momentos actuantes:

Momento de peso propio

$$q_o = \gamma_c * A = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.00755m^2 = 18.12 kg/m$$

$$M_o = \frac{q_o * L^2}{8} = \frac{18.12 \frac{kg}{m} * (4.55m)^2}{8} = 46.89kg * m = 4689.12kg * cm$$

La fuerza de pretensado viene dado por:

El esfuerzo en el acero de pretensado en el estado de resistencia nominal a la flexión es

$$“f_{ps}=0.74*f_{pu}=0.74*18000kg/cm^2”=13320kg/cm^2$$

El área de acero de pretensado es:

$$A_{ps} = n * A_{\phi 4} = 5 * \frac{(0.4cm)^2 * \pi}{4} = 0.63cm^2$$

La fuerza de pretensado inicial en centro luz, asumiendo un 10% de pérdidas instantáneas es:

$$P_o = f_{ps} * A_{ps} * 0.9 = 13320 \frac{kg}{cm^2} * 0.63cm^2 * 0.9 = 7532.30 kg$$

La fuerza de pretensado final en centro luz, asumiendo un 10% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} * A_{ps} * 0.8 = 13320 \frac{kg}{cm^2} * 0.63cm^2 * 0.8 = 6713.28 kg$$

Verificación de esfuerzos para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_o * c_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$\frac{-4689.12 * 6.53}{870.05} + \frac{7532.30 * 0.77 * 6.53}{870.05} - \frac{7532.30}{75.5} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-91.43 \frac{kg}{cm^2} \leq 12.52 \frac{kg}{cm^2} (ok)$$

Para la fibra comprimida tenemos:

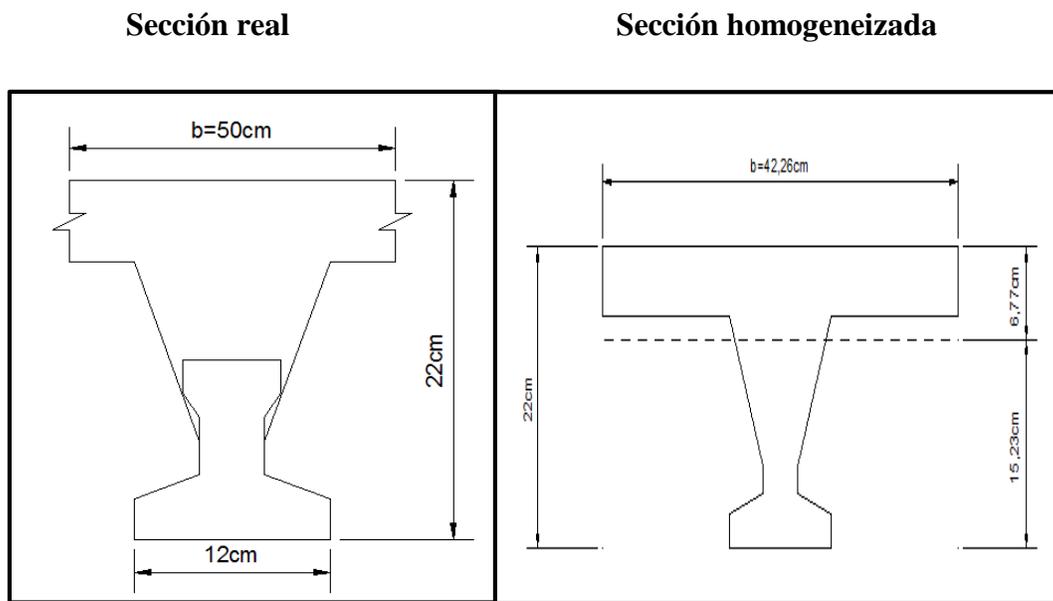
$$+ \frac{M_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

$$\frac{4689.12 * 4.47}{870.05} - \frac{7532.30 * 0.77 * 4.47}{870.05} - \frac{7532.30}{75.5} \geq -147 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-105.47 \frac{kg}{cm^2} \geq -147 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

2) Estadio 4 (Tiempo cero $t=\infty$)

Figura N°24



Fuente: Elaboración Propia

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_{25}}{E_{35}} = \frac{15200 * \sqrt{250}}{15200 * \sqrt{350}} = 0.845$$

$$b_h = b * n = 50cm * 0.845 = 42.26cm$$

- Propiedades geométricas:

Área “ A_∞ : 349.20cm²”

Inercia “ I_{∞} : 14281.48cm⁴”

Brazo mecánico inferior “ $c_{2\infty}$:15.23cm”

Brazo mecánico superior “ $c_{1\infty}$:6.77cm”

Excentricidad “ e_{∞} =11.53cm”

- Esfuerzos admisibles:

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} = 29.93 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito

$$f_{cs} = 0.45 * f'_c = 0.45 * 350 \frac{kg}{cm^2} = 157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

- Momentos actuantes:

Momento de peso propio

$$q_o = \gamma_c * A = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.04m^2 = 93.12 \text{ kg/m}$$

$$M_o = \frac{q_o * L^2}{8} = \frac{93.12 \frac{kg}{m} * (4.55m)^2}{8} = 240.98kg * m = 24097.71kg * cm$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

$$q_d = q_d' * c = 120 \frac{kg}{m^2} * 0.50m = 60 \text{ kg/m}$$

$$M_d = \frac{q_d * L^2}{8} = \frac{60 \frac{kg}{m} * (4.55m)^2}{8} = 155.27kg * m = 15526.88kg * cm$$

Momento debido a la carga viva

$$q_l = q_l' * c = 300 \frac{kg}{m^2} * 0.50m = 150 \text{ kg/m}$$

$$Ml = \frac{ql * L^2}{8} = \frac{150 \frac{kg}{m} * (4.55m)^2}{8} = 388.17kg * m = 38817.19kg * cm$$

Momento total

$$Mt = Mo + Md + Ml = 24097.71 + 15526.88 + 38817.19 = 78441.78kg * cm$$

Se realiza la verificación de esfuerzos, para la fibra comprimida tenemos:

$$-\frac{M_T * c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$-\frac{78441.78 * 6.77}{14281.48} + \frac{6713.28 * 11.53 * 6.77}{14281.48} - \frac{6713.28}{349.20} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-19.72 \frac{kg}{cm^2} \geq -157.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok, para la seccion homogeneizada)}$$

El esfuerzo máximo de compresión en el hormigón de la carpeta de compresión (H25), viene dado por:

$$\sigma_c = -19.72 \frac{kg}{cm^2} * n = -19.72 \frac{kg}{cm^2} * 0.845 = -16.66 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito, para la carpeta de compresión (H25) es:

$$f_{cs} = 0.45 * f'_c = 0.45 * 250 \frac{kg}{cm^2} = 112.50 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-16.66 \frac{kg}{cm^2} \geq -112.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok,)}$$

Para la fibra traccionada tenemos

$$+\frac{M_T * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

$$\frac{78441.78 * 15.23}{14281.48} - \frac{6713.28 * 11.53 * 15.23}{14281.48} - \frac{6713.28}{349.20} \leq 29.29 \frac{kg}{cm^2}$$

$$-18.12 \frac{kg}{cm^2} \leq 29.93 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ok)}$$

3.5.1.5 Determinación de la armadura pasiva para los momentos negativos

Dado que se producen momentos flectores negativos en las cercanías de las columnas y por ello, debe calcularse toda pieza para resistir en su extremo un momento flector negativo, no inferior a ¼ del máximo positivo calculado para el vano.

Del análisis estructural y mediante las envolventes de diseño tenemos que se tiene un momento ultimo de diseño para un nervio es igual a “ $M_{d+}=1326 \text{ kg}\cdot\text{m}$ ”

Por tanto se puede admitir que el momento máximo negativo será:

$$M_{d-} = \frac{M_{d+}}{4} = \frac{1348 \text{ kg} \cdot \text{m}}{4} = 337 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

El cálculo de la armadura negativa viene dado por la siguiente expresión:

$$A_{s,neg,cal} = \frac{M_{d-}}{0.85 * d * f_{yd}} = \frac{33700 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.85 * 18\text{cm} * 4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 0.51\text{cm}^2$$

Con: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$

Use 1Ø10 C-Vigueta

3.5.2. Diseño de las vigas

Se realizara el análisis para la viga N°199 dado que es el elemento más crítico de la estructura, el cual presenta una luz entre ejes 9.80 m.

3.5.2.1 Determinación del canto de la viga

Según la normativa, en estructuras de edificación, no es necesario comprobar la flecha del mismo si se usa relaciones canto luz mayores a las del cuadro N °22, siendo para este caso un tramo con un extremo continuo, al cual le corresponde una relación “canto/luz =1/16” para un acero CA-50 por tanto:

$$h = \frac{980 \text{ cm}}{16} = 61.25 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

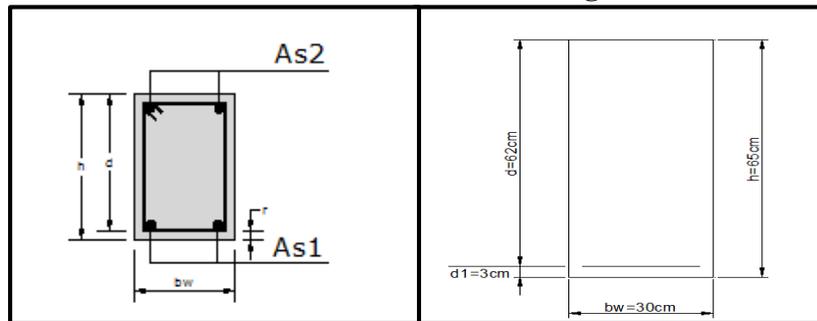
3.5.2.2 Determinación del ancho de la viga

De norma peruana podemos tener una referencia que esta debe de estar entre los siguientes limites $0.3h < b_w < 0.5h$ por tanto tenemos:

$$0.3h = 0.3 * 65 = 19.5 \text{ cm} < b_w < 0.5h = 0.5 * 65 = 32.5 \text{ cm}$$

Por tanto se asumirá como ancho de las vigas 30cm.

Figura N°25
Sección transversal de la viga N°199



Fuente: Elaboración Propia

3.5.2.3 Diseño a flexión

Se tienen los siguientes datos:

Momento de cálculo “Md+”=23505 kg*m

Ancho del alma “bw”=30cm

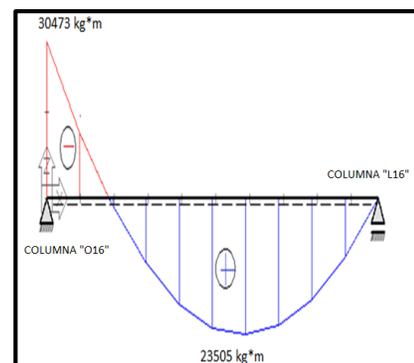
Altura de la pieza “h”=65cm

Canto útil de la pieza “d”=62cm

Momento de cálculo “Md-”=30473 kg*m

Figura N°26

Momentos en la viga N°199



Fuente: Elaboración Propia

Para el acero positivo se tiene:

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 62cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2350500kg*cm}{0.425*30cm*(62cm)^2*166.67 \frac{kg}{cm^2}}} \right] = 9.68cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * bw * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 30cm * 9.68cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 9.46cm^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s,min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 30cm * 65cm = 5.46cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 9.46cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 16mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{9.46}{2.01} = 4.71 = 5$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{30cm - 2 * 3cm - (5 - 1) * 1.6}{5 - 1} = 4.40cm$$

Use 5Ø16 C-3cm

- La cuantía geométrica mínima en compresión es :

$$A_{s2,min} = 0.3 * A_{s1,min} = 0.3 * \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 30cm * 65cm = 1.64cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 12mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{1.64}{1.13} = 1.45 = 2$$

Use 2Ø12

Para el acero negativo se tiene:

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 62cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{3047300kg * cm}{0.425 * 30cm * (62cm)^2 * 166.67 \frac{kg}{cm^2}}} \right] = 12.91cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * bw * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 30cm * 12.91cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 12.62cm^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s,min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 30cm * 65cm = 5.46cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 12.62cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 20mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 20}} = \frac{12.62}{3.14} = 4.02 = 4\phi 20 + 2\phi 12$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{30cm - 2 * 3cm - (6 - 1) * 2}{6 - 1} = 2.80cm$$

Use 4Ø20+2 Ø12C-2.50cm

- Armadura de piel.- Debido a que el peralte de la viga es mayor a 60cm , se debe disponer armadura de piel en los paramentos laterales de la viga, empleando barras mínimamente de 10mm y con una separación máxima de 30cm, por tanto la armadura de piel en cada cara viene dada por:

$$A_{piel} = \frac{0.02 * b_w * d}{100} = \frac{0.02 * 30 * 62}{100} = 0.37cm^2$$

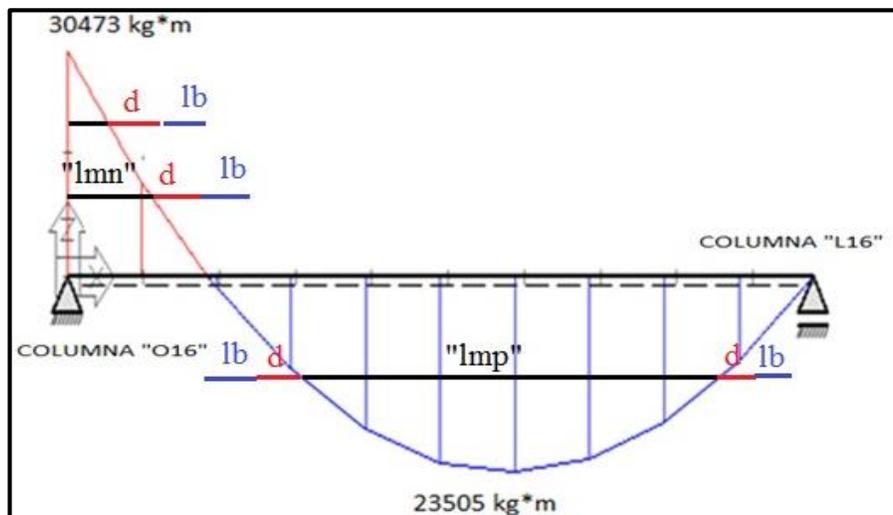
$$n = \frac{A_{piel}}{A_{\phi 10}} = \frac{0.37}{0.785} = 0.47 = 1$$

Use 1Ø10 en cada paramento lateral

- Cálculo de la longitud de anclaje para las armaduras

Figura N°27

Decalaje de momentos flectores en la viga N°199



Fuente: Elaboración Propia

Las barras corrugadas que trabajen a tracción se anclaran perfectamente por prolongación recta, dicha prolongación recta viene dada por la siguiente expresión:

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

- Las resistencias de cálculo de los materiales son:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- a) Donde para una región de buena adherencia tenemos (caso del momento positivo):

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 * \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{kg}{cm^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.6cm}{4} * \frac{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}{27.26 \frac{kg}{cm^2}} = 63.80cm$$

- Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} * \frac{As_{Calculada}}{As_{Real}} = 63.80 * \frac{9.46}{10.05} = 60cm$$

$\left\{ \begin{array}{l} 0.30l_{b1} = 0.30 * 63.80 = 19.14cm \\ l_b \geq 10\emptyset = 10 * 1.6 = 16cm \\ 15cm \end{array} \right.$

Por tanto $l_b = 60cm$

- Se tienen 2 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto se tiene :
 Nivel superior.- Este presenta una longitud de Momento flector de 87cm.
 Por tanto la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$L_p = (l_{mf} + 2 * d + 2 * l_b) = (554 + 2 * 62 + 2 * 60) = 798cm(800cm)$$

Esta longitud “L” es la longitud total de las barras.

Nivel inferior.- Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

- b) Y para una región de mala adherencia tenemos (Caso del momento negativo):

$$\tau'_{bu} = \tau_{bu} * \frac{2}{3} = 27.26 * \frac{2}{3} = 18.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{2cm}{4} * \frac{4347.83 \frac{kg}{cm^2}}{27.26 \frac{kg}{cm^2}} = 79.75cm$$

- Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} * \frac{As.Calculada}{As.Real} = 79.75 * \frac{12.62}{14.82} = 67.91cm$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.30l_{b1} = 0.30 * 79.75 = 23.93cm \\ l_b \geq 10\emptyset = 10 * 2 = 20cm \\ 15 cm \end{array} \right\}$$

Por tanto $l_b = 68cm$

- Se tienen 3 niveles de armaduras (nivel de decalaje), por tanto se tiene :
Nivel superior.- Este presenta una longitud de Momento flector de 87cm.
Por tanto la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$L_n = (l_{mf} + d + l_b) = (87 + 62 + 68) = 217cm(220cm)$$

Esta longitud “L_n” es referida desde el centro del apoyo hacia el vano, además la longitud del momento flector negativo también sería referida desde el centro del apoyo hacia el vano.

Que para el caso de dos vigas contiguas simétricas, la longitud total de las barras sería el doble de la longitud “L_n” hallada anteriormente

Nivel intermedio.- Este presenta una longitud de momento flector de 156cm.

Por tanto la longitud de las barras de este nivel sería igual a:

$$L = (l_{mf} + d + l_b) = (156 + 62 + 68) = 286cm(290cm)$$

Nivel inferior.- Dispuesto a lo largo de todo el elemento estructural.

- c) El anclaje de la armadura positiva en patilla , en la columna exterior “L16”, viene dado por :

$$l_{b3} = m_3 * \emptyset^2 \geq \frac{f_{yk}}{285} * \emptyset$$

$$l_{b3} = 11 * 1.6^2 \geq \frac{5000}{285} * 1.6$$

$$l_{b3} = 28.16\text{cm} \geq 28.07\text{cm}$$

f_{yk} = Limite elástico característico del acero, en kg/cm.

\emptyset = Diámetro de la barra, en cm.

m_3 = Valor dado en la tabla 8.5 (Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado”. Pág. 179).

- Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b3} * \frac{As.Calculada}{As.Real} = 28.16 * \frac{7.21}{10.05} = 20.20\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.30l_{b3} = 0.30 * 28.16 = 8.45\text{cm} \\ l_b \geq 10\emptyset = 10 * 1.6 = 16\text{cm} \\ 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Por tanto $l_b = 25\text{cm}$

3.5.2.4 Diseño a cortante

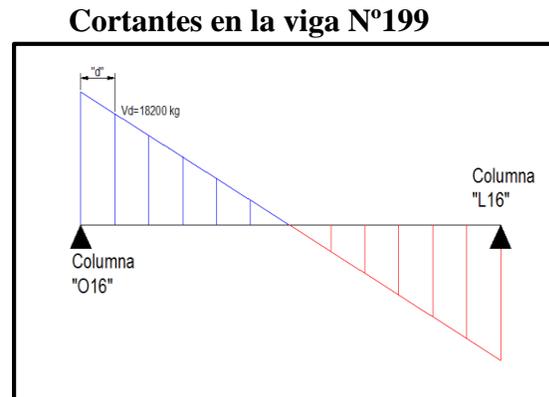
Cortante de cálculo “ V_d ”=18200 kg

Figura N°28

Ancho del alma “ b_w ”=30cm

Altura de la pieza “ h ”=65cm

Canto útil de la pieza “ d ”=62cm



Fuente: Elaboración Propia

- La contribución del hormigón frente al esfuerzo cortante viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 6.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30\text{cm} * 62\text{cm} = 12006.25\text{kg}$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- La resistencia de la biela de compresión viene dado por:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 0.30 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 30cm * 62cm = 93000kg.$$

- Se tiene el siguiente caso $V_{cu} < V_d < V_{ou}$.-En este caso es necesario disponer de una armadura transversal al cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 18200kg - 12006.25kg = 6193.75kg$$

- La armadura necesaria se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{6193.75kg * 100cm}{0.90 * 62cm * 4200 \frac{kg}{cm^2}} = 2.64 \frac{cm^2}{m}$$

- La armadura mínima a cortante es:

$$A_{s,min} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * S}{f_{yd}} = \frac{0.02 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 30cm * 100cm}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 2.38 \frac{cm^2}{m}$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima a cortante y la calculada.

$$A_s = 2.64 \frac{cm^2}{m}$$

- El área de acero para cercos de dos piernas es:

$$A_s = 1.32 \frac{cm^2}{m}$$

- El número de estribos ,empleando barras de 6 mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 6}} = \frac{1.32}{0.283} = 4.67 = 5$$

- La separación entre estribos es

$$esp = \frac{100cm}{n} = \frac{100cm}{5} = 20cm$$

Use estribos C-20

- Total de estribos para la viga

$$n_e = \frac{L}{esp} = \frac{950cm}{20cm} = 47.50 = 48$$

Use 48 Estribos Ø6 C-20

Ahora se realizara el análisis para la viga N°18 dado que es el elemento más representativo de la estructura, el cual presenta una luz entre ejes 6.5 m.

Determinación del canto de la viga

Según la normativa, en estructuras de edificación, no es necesario comprobar la flecha del mismo si se usa relaciones canto luz mayores a las del cuadro N °22, siendo para este caso un tramo con un extremo continuo, al cual le corresponde una relación “canto/luz =1/16” para un acero CA-50 por tanto:

$$h = \frac{650 \text{ cm}}{16} = 40.63 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

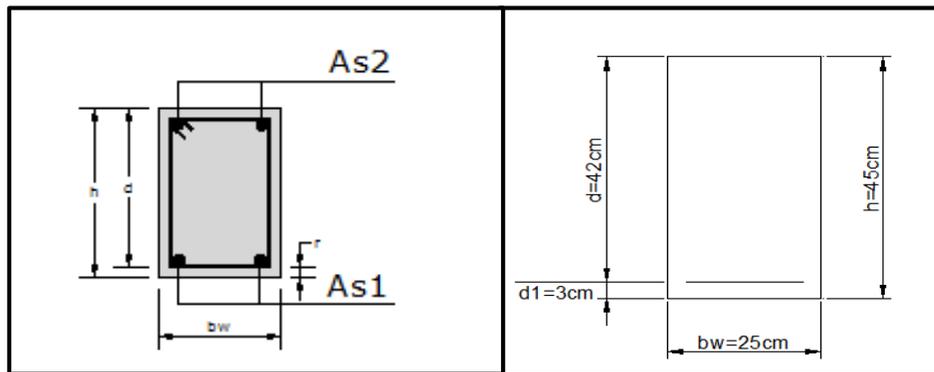
Determinación del ancho de la viga

De norma peruana podemos tener una referencia que esta debe de estar entre los siguientes limites $0.3h < b_w < 0.5h$ por tanto tenemos:

$$0.3h = 0.3 * 45 = 13.5 \text{ cm} < b_w < 0.5h = 0.5 * 45 = 22.5 \text{ cm}$$

Por tanto se asumirá como ancho de la viga 25cm dado que es el ancho mínimo de viga con criterios sismos resistentes.

Figura N°29
Sección transversal de la viga N°18



Fuente: Elaboración Propia

Diseño a flexión

Se tienen los siguientes datos:

Figura N°30

Momento de cálculo “Md+”=11622 kg*m

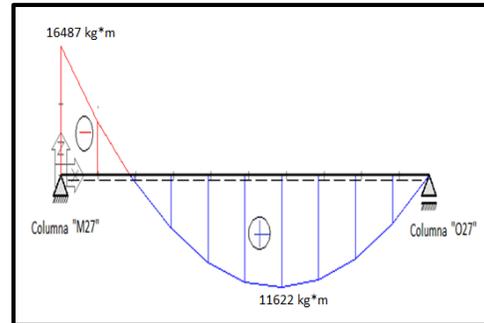
Ancho del alma “bw”=25cm

Altura de la pieza “h”=45cm

Canto útil de la pieza “d”=42cm

Momento de cálculo “Md-”=16487 kg*m

Momentos en la viga N°18



Fuente: Elaboración Propia

Para el acero positivo, se tiene:

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 42cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1162200kg*cm}{0.425*25cm*(42cm)^2*166.67 \frac{kg}{cm}}} \right] = 8.72cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * bw * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 25cm * 8.72cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 7.10cm^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s,min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 25cm * 45cm = 3.15cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 7.10cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 16mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{7.10}{2.01} = 3.53 = 4$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \emptyset}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (4 - 1) * 1.6}{4 - 1} = 4.73cm$$

Use 4Ø16 C-4.00cm

- La cuantía geométrica mínima en compresión es :

$$A_{s2,min} = 0.3 * A_{s1,min} = 0.3 * \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 25cm * 45cm = 0.95cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 12mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 12}} = \frac{0.95}{1.13} = 0.84 = 2$$

Use 2Ø12

Para el acero negativo se tiene:

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 42cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1648700kg * cm}{0.425 * 25cm * (42cm)^2 * 166.67 \frac{kg}{cm^2}}} \right] = 13.14cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * b_w * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 25cm * 13.14cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 10.70cm^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s,min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 25cm * 45cm = 3.15cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 10.70cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 20 mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 20}} = \frac{10.70}{3.14} = 3.41 = 4$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (4 - 1) * 2}{4 - 1} = 4.33cm$$

Use 4Ø20 C-4cm

Diseño a cortante

Cortante de cálculo “V_d”=15473 kg

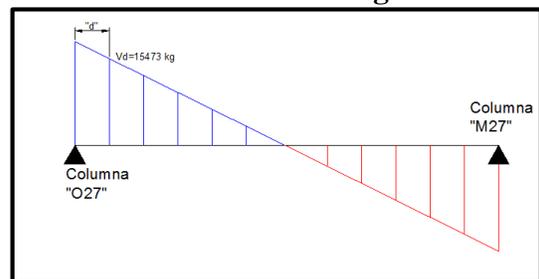
Ancho del alma “b_w”=25cm

Altura de la pieza “h”=45cm

Canto útil de la pieza “d”=42cm

Figura N°31

Cortantes en la viga N°18



Fuente: Elaboración Propia

- La contribución del hormigón frente al esfuerzo cortante viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 6.45 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 42cm = 6772.50kg$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{166.67 \frac{kg}{cm^2}} = 6.45 \frac{kg}{cm^2}$$

- La resistencia de la biela de compresión viene dado por:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 0.30 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 42cm = 52500kg.$$

- Se tiene el siguiente caso $V_{cu} < V_d < V_{ou}$. -En este caso es necesario disponer de una armadura transversal al cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 15473kg - 6772.5kg = 8695.28kg$$

- La armadura necesaria se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{8695.28kg * 100cm}{0.90 * 42cm * 4200 \frac{kg}{cm^2}} = 5.48 \frac{cm^2}{m}$$

- La armadura mínima a cortante es:

$$A_{s,min} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * S}{f_{yd}} = \frac{0.02 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 30cm * 100cm}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 1.98 \frac{cm^2}{m}$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima a cortante y la calculada.

$$A_s = 5.48 \frac{cm^2}{m}$$

- El área de acero para cercos de dos piernas es:

$$A_s = 2.74 \frac{cm^2}{m}$$

- El número de estribos ,empleando barras de 6 mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 6}} = \frac{2.74}{0.283} = 9.68 = 10$$

- La separación entre estribos es

$$esp = \frac{100cm}{n} = \frac{100cm}{10} = 10cm$$

Use estribos C-10

- Total de estribos para la viga

$$n_e = \frac{L}{esp} = \frac{630cm}{10cm} = 63$$

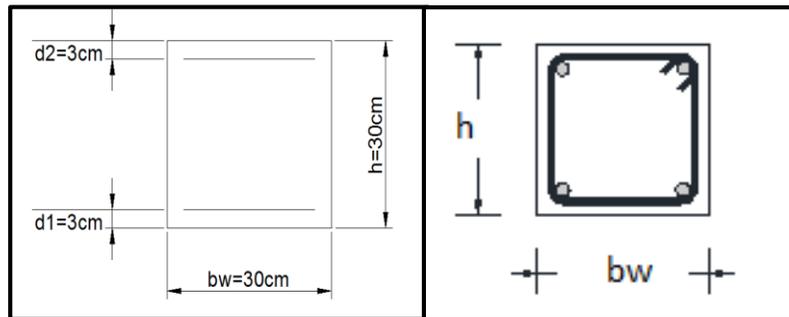
Use 63 Estribos Ø6 C-10

3.5.3. Diseño de las columnas

Se realizara el análisis para la “columna M27” dado que es el elemento más solicitado de la estructura, el cual presenta tres tamos (2, 4 y 4 metros de altura).

Figura N°32

Sección de la columna M°27



Fuente: Elaboración Propia

De la geometría de la pieza, se tienen los siguientes datos:

Se tienen 3 tramos todos de sección constante:

Ancho del alma “b”=30cm

Altura de la pieza “h”=30cm

El tramo N°1 (Forjado 2 –Forjado 1)

Longitud de la pieza “l”=400cm

Normal de cálculo “Nd”=25710 kg

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{400} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{400}}{\frac{25 \times 40^3}{12} + \frac{25 \times 40^3}{12} + \frac{25^3 \times 45}{630} + \frac{25^3 \times 45}{290}} = 0.36$$

Dirección Y:

$$\Psi_A = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{400}}{\frac{25 \times 45^3}{12} + \frac{25 \times 45^3}{12} + \frac{25^3 \times 40}{410} + \frac{25^3 \times 40}{410}} = 0.14$$

$$\Psi_B = \frac{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{400} + \frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{400}}{\frac{25 \times 45^3}{630} + \frac{25 \times 45^3}{290} + \frac{25^3 \times 40}{410} + \frac{25^3 \times 40}{410}} = 0,28$$

Coeficiente de pandeo para el caso más desfavorable (ocurre en la dirección “Y”), “ α ”=1.08
(De la figura N°13)

3.5.3.2 Esbeltez de la pieza

$$\lambda_g = \frac{l * \alpha}{h} = \frac{400 \text{ cm} * 1.08}{30 \text{ cm}} = 14.40$$

Como λ_g es mayor que 10, se tiene que tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

3.5.3.3 Excentricidades de cálculo

a) Excentricidad mínima accidental

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{30 \text{ cm}}{20} = 1.5 \text{ cm} (\text{Adopto } 2 \text{ cm mínimo})$$

b) Excentricidad de primer orden.-Debido a que la estructura es menor a 15 plantas y su desplazamiento máximo en la cabeza es menor a 1/750, se la puede considerar como intraslacional.

$$e_{oxs} = \frac{M_{dxs}}{N_d} = \frac{19000 \text{ kg} * \text{cm}}{25710 \text{ kg}} = 0.74 \text{ cm}$$

$$e_{oxi} = \frac{M_{dxi}}{N_d} = \frac{17000 \text{ kg} * \text{cm}}{25710 \text{ kg}} = 0.66 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.6 * e_2 + 0.4 * e_1 = 0.6 * 0.74 + 0.4 * 0.66 = 0.71 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.4 * e_2 = 0.4 * 0.76 = 0.30 \text{ cm}$$

Por tanto se asume el mayor:

$$e_{ox} = 0.71 \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{oys} = \frac{M_{dys}}{N_d} = \frac{335000 \text{ kg} * \text{cm}}{25710 \text{ kg}} = 13.03 \text{ cm}$$

$$e_{oyi} = \frac{M_{dyi}}{N_d} = \frac{280000 \text{ kg} * \text{cm}}{25710 \text{ kg}} = 10.89 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.6 * e_2 + 0.4 * e_1 = 0.6 * 13.03 + 0.4 * 10.89 = 12.17 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.4 * e_2 = 0.4 * 13.03 = 5.21 \text{ cm}$$

Por tanto se asume el mayor:

$$e_{oy} = 12.17 \text{ cm}$$

c) Excentricidad ficticia , equivalente a efectos de segundo orden

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

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{4200}{3500} \right) * \frac{30 + 20 * 2}{30 + 10 * 2} * \frac{432^2}{30} * 10^{-4} = 3.66 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{4200}{3500} \right) * \frac{30 + 20 * 12.17}{30 + 10 * 12.17} * \frac{432^2}{30} * 10^{-4} = 4.71 \text{ cm}$$

d) Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{ax} = 2.00 \text{ cm} + 3.66 \text{ cm} = 5.66 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{ay} = 12.17 \text{ cm} + 4.71 \text{ cm} = 16.88 \text{ cm}$$

3.5.3.4 Diseño a flexión esviada

- Capacidad mecánica del hormigón

$$U = f_{cd} * b * h = 150 \frac{kg}{cm^2} * 30 cm * 30 cm = 135000.00 kg$$

- Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{25700 kg}{135000 kg} = 0.19$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{U_c * h} = \frac{25700 kg * 5.66 cm}{135000 kg * 30 cm} = 0.04 \quad (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{U_c * h} = \frac{25700 kg * 16.88 cm}{135000 kg * 30 cm} = 0.11 \quad (\mu_1)$$

- Dado que no hay un nivel de compresión igual a “v=0.19” se lo asumirá como nivel v=0.20 del diagrama en roseta .
Para v=0.20 , w=0.15

- La capacidad mecánica de la armadura es:

$$U_{tot} = w * U_c = 0.15 * 135000 kg = 20250.00 kg$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{U_{tot}}{f_{yd}} = \frac{20250.00 kg}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 4.82 cm^2$$

- El área de acero mínima es:

$$A_{s min} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 30 cm * 30 cm = 4.5 cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_s = 4.82 cm^2$$

- El número de barras ,empleando barras de 12mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{4.82 cm^2}{1.13 cm^2} = 4.27 = 5$$

- Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas Ø6 distanciados a el menor entre:

a) 30cm

b) $0.85 * d = 0.85 * 27 cm = 22.95 cm$

c) $15 * \phi = 15 * 1.2 cm = 18 cm$

Por tanto se los dispondrá cada 15cm.

- El tramo N°2 (Forjado 1 –Piso 1)

Longitud de la pieza “l”=400cm

Normal de cálculo “Nd”=61820.00 kg

Momentos de cálculo “Md_{xs}”=180.00 kg*m “Md_{xi}”=340.00

kg*m “Md_{ys}”=1760.00 kg*m

“Md_{yi}”=3280.00 kg*m

Coefficiente de pandeo para el caso más desfavorable, “α”=1.12 (De la figura N°13)

- Esbeltez de la pieza

$$\lambda_g = \frac{l * \alpha}{h} = \frac{400 \text{ cm} * 1.12}{30 \text{ cm}} = 14.93$$

Como λ_g es mayor que 10, se tiene que tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

- Excentricidades de cálculo

e) Excentricidad mínima accidental

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{30 \text{ cm}}{20} = 1.5 \text{ cm} (\text{Adopto } 2 \text{ cm mínimo})$$

f) Excentricidad de primer orden Excentricidad de primer orden.-Debido a que la estructura es menor a 15 plantas y su desplazamiento máximo en la cabeza es menor a 1/750, se la puede considerar como intraslacional.

$$e_{oxs} = \frac{M_{dxs}}{N_d} = \frac{180000 \text{ kg} * \text{cm}}{61820 \text{ kg}} = 0.29 \text{ cm}$$

$$e_{oxi} = \frac{M_{dxi}}{N_d} = \frac{34000 \text{ kg} * \text{cm}}{61820 \text{ kg}} = 0.55 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.6 * e_2 + 0.4 * e_1 = 0.6 * 0.55 + 0.4 * 0.29 = 0.45 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = 0.4 * e_2 = 0.4 * 0.55 = 0.22 \text{ m}$$

Por tanto se asume el mayor:

$$e_{ox} = 0.45cm = 2cm$$

$$e_{oys} = \frac{M_{dys}}{N_d} = \frac{176000 \text{ kg} * \text{cm}}{61820 \text{ kg}} = 2.85 \text{ cm}$$

$$e_{oyi} = \frac{M_{dyi}}{N_d} = \frac{328000 \text{ kg} * \text{cm}}{61820 \text{ kg}} = 5.31 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.6 * e_2 + 0.4 * e_1 = 0.6 * 5.31 + 0.4 * 2.85 = 4.32 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = 0.4 * e_2 = 0.4 * 5.31 = 2.12 \text{ cm}$$

Por tanto se asume el mayor:

$$e_{oy} = 4.32 \text{ cm}$$

g) Excentricidad ficticia , equivalente a efectos de segundo orden

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

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{4200}{3500} \right) * \frac{30 + 20 * 2.00}{30 + 10 * 2.00} * \frac{448^2}{30} * 10^{-4} = 3.93 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{4200}{3500} \right) * \frac{30 + 20 * 4.32}{30 + 10 * 4.32} * \frac{448^2}{30} * 10^{-4} = 4.47 \text{ cm}$$

h) Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{ax} = 2.00 \text{ cm} + 3.93 \text{ cm} = 5.93 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_{ay} = 2.63 \text{ cm} + 4.65 \text{ cm} = 8.79 \text{ cm}$$

- Capacidad mecánica del hormigón

$$U = f_{cd} * b * h = 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 135000.00 \text{ kg}$$

- Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{61820 \text{ kg}}{135000 \text{ kg}} = 0.46$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{U_c * h} = \frac{61820 \text{ kg} * 5.93 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0.09 (\mu_2)$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{U_c * h} = \frac{61820 \text{ kg} * 8.79 \text{ cm}}{135000 \text{ kg} * 30 \text{ cm}} = 0.13 \quad (\mu_1)$$

- Dado que no hay un nivel de compresión igual a “v=0.46” se debe interpolar los niveles v=0.40 y v=0.60 del diagrama en roseta .

Para v=0.40 , w=0.20

Para v=0.60 , w=0.30

Por tanto para v=0.46, se tiene w=0.23

- La capacidad mecánica de la armadura es:

$$U_{tot} = w * U_c = 0.23 * 135000 \text{ kg} = 31050.00 \text{ kg}$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{U_{tot}}{f_{yd}} = \frac{31050.00 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7.39 \text{ cm}^2$$

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 4.5 \text{ cm}^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima y la calculada.

$$A_s = 7.39 \text{ cm}^2$$

- El número de barras ,empleando barras de 16 mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{7.39 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 3.68 = 4$$

- Para la armadura transversal, se empleara estribos cerrados a 2 piernas Ø6 distanciados a el menor entre:

a) 30cm

b) $0.85 * d = 0.85 * 27 \text{ cm} = 22.95 \text{ cm}$

c) $15 * \phi 1 = 15 * 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Por tanto se los dispondrá cada 20cm.

- El tramo N°3 (Piso–Cimentación)

Longitud de la pieza “l”=200cm

Coefficiente de pandeo “α”=1.08 (De la figura N°13)

Normal de cálculo “Nd”=77792.00 kg

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{0.90 * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.90 * 250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 150.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Asumido } 4200 \frac{kg}{cm^2}\text{)}$$

- Esbeltez de la pieza

$$\lambda_g = \frac{l * \alpha}{h} = \frac{200 \text{ cm} * 1.08}{30 \text{ cm}} = 7.2$$

Como λ_g es menor que 10, se trata de una pieza corta donde se pueden despreciar los efectos de segundo orden y no hace falta realizar ninguna comprobación a pandeo.

- Coefficiente de mayoración de las cargas

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} = \frac{30 + 6}{30} = 1.2$$

- El área de acero calculada es:

$$A_s = \frac{\gamma_n * N_d - 0.85 * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1.2 * 77792 \text{ kg} - 0.85 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} * 150 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = -5.10 \text{ cm}^2$$

Dado que el área de acero calculada es negativa, esto significa que la pieza no necesita de armadura, por lo que se dispondrá solamente armadura mínima.

- El área de acero mínima es:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5}{1000} * b * h = \frac{5}{1000} * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 4.5 \text{ cm}^2$$

- El número de barras, empleando barras de 12mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{4.5 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 3.98 = 4$$

- Se debe usar armadura simétrica, por tanto se debe de usar 2 Ø 12 cada cara.

- Para la armadura transversal, se empleara estribos cerrados a 2 piernas $\varnothing 6$ distanciados a el menor entre:

a) 30cm

b) $0.85*d=0.85*27\text{cm}=22.95\text{cm}$

c) $15*\varnothing l=15*1.2\text{cm}=18\text{cm}$

Por tanto se los dispondrá cada 15cm.

3.5.3.5 Resumen de cuantías en la columna

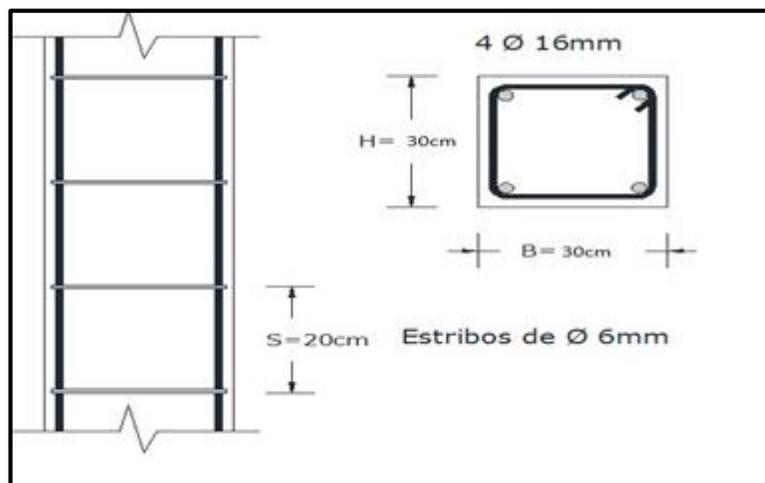
En resumen la columna “M 27” presenta las siguientes cuantías.

Tramo	Armadura longitudinal total
Forjado N°2 – Forjado N°1	5 $\varnothing 12$
Forjado N°1 – Nivel de piso	4 $\varnothing 16$
Nivel de piso – Cimentación	4 $\varnothing 12$

Por tanto para simplificar el armado se asume que toda la columna tendrá 4 $\varnothing 16$, cara, empleando estribos cerrados $\varnothing 6$, espaciados cada 20cm.

Figura N°34

Detalle de armado de la columna M°27



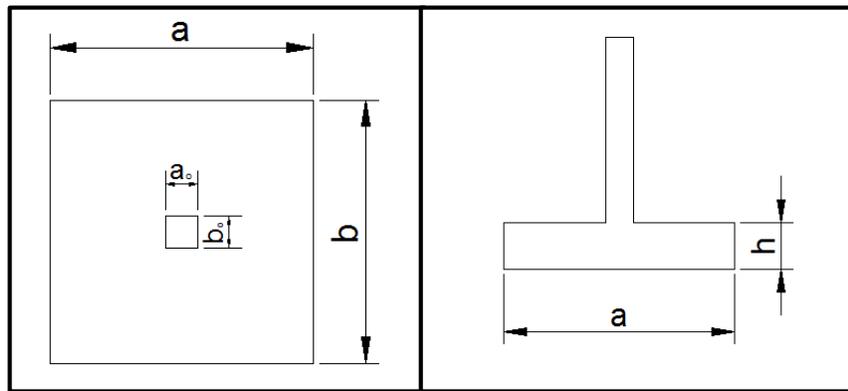
Fuente: Elaboración Propia

3.5.4. Diseño de la cimentación

Se realizara el análisis para la “zapata aislada correspondiente a la columna M27”, dado que es el elemento más solicitado de la estructura, la cual presenta las siguientes solicitaciones obtenidas mediante el programa CYPECAD.

Figura N°35

Geometría de la zapata aislada



Fuente: Elaboración Propia

Datos:

Normal de servicio “N”=49600 kg

Cortante de servicio “Qy”= -206 kg

Cortante de servicio “Qx” = 1355 kg.

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{166.67 \frac{kg}{cm^2}} = 6.45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

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

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

- Peso propio del elemento (Se lo asumirá como 10% de “N”)

$$P = 0.10 * N = 0.10 * 49600 \text{ kg} = 4960 \text{ kg}$$

3.5.4.1 Diseño geométrico

- Diseño en planta (Zapata cuadrada)

$$a = \sqrt{\frac{N + P}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{49600 \text{ kg} + 4960 \text{ kg}}{1 \frac{kg}{cm^2}}} = 233.58 \text{ cm} \text{ (Se adopta 250 cm)}$$

Área adoptada=250cm*250cm=62500cm².

1º condición: A requerida < A adoptada

$$54560 \text{ cm}^2. < 62500 \text{ cm}^2.$$

- El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por

$$\sigma_t = \frac{N}{a^2} = \frac{49600 \text{ kg}}{(250 \text{ cm})^2} = 0.79 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 0.79 \frac{kg}{cm^2} \leq 1 \frac{kg}{cm^2}$$

- Canto útil mínimo , para no tener necesidad de verificar a cortante y punzonamiento se tiene:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_t} = \frac{4 * 6.45 \frac{kg}{cm^2}}{1.6 * 0.79 \frac{kg}{cm^2}} = 20.32$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{30 * 30}{4} + \frac{250 * 250}{2 * 20.32 - 1} - \frac{30 + 30}{4}} = 27.45 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2(a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (250 \text{ cm} - 30 \text{ cm})}{4 + 20.32} = 18.09 \text{ cm}$$

Por tanto me asumo una altura total “h=40 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r=5cm” y un diámetro “Ø=1.2cm”

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 40 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = 34.4 \text{ cm}$$

- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

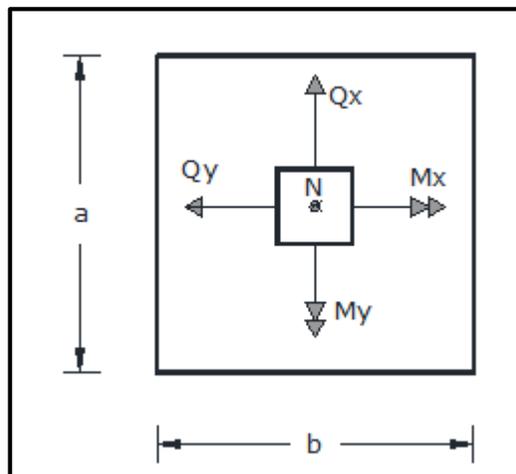
$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{250 \text{ cm} - 30 \text{ cm}}{2} = 110 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “v=110cm” es mayor que “2h=80cm”, se trata una zapata flexible.

Acciones en el plano de cimentación

Figura N°36

Acciones en el plano de cimentación



Fuente: Elaboración Propia

- a) 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:

$$P.P_{zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot Volumen = 2500 * (2.50 * 2.50 * 0,4) = 6250 \text{ kg.}$$

Carga real: $N_{real} = N_T * PP_{zapata}$

$$N_{real} = 49600 + 6250 = 55850 \text{ kg.}$$

b) 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:

$$M_x = M'_x \pm hQ_y$$

$$M_y = M'_y \pm hQ_x$$

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.

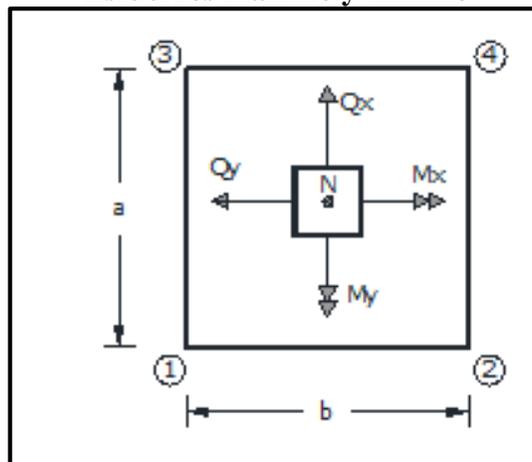
$$M_x = 0 + (40 * 206) = 8240 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = 0 + (40 * 1355) = 54200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos:

Figura N°37

Esfuerzos máximo y mínimo



Fuente: Elaboración Propia

$$\sigma = \frac{N}{a * b} \pm \frac{6 * M_x}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y}{b * a^2}$$

$$\sigma_{1max} = \frac{55850}{250 * 250} + \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} + \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0.92 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{4min} = \frac{55850}{250 * 250} - \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} - \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0,87 \frac{kg}{cm^2}$$

$\sigma_{adm} > \sigma \text{ máx.}$

$1 \text{ kg/cm}^2 > 0.92 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ Estable frente al hundimiento

Verificación al vuelco:

$$\gamma_{Va} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N_T + P \cdot P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{55850 * 250/2}{8240 + (206 * 40)} = 423.62 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{55850 * 250/2}{54200 + (1355 * 40)} = 64.40 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación al deslizamiento.-

$$A * C_d \geq V * \gamma_2 \text{ (Valido solo para arcillas)}$$

$$\frac{250 \text{ cm} * 250 \text{ cm} * 0.5 * 0.73 \frac{kg}{cm^2}}{1355kg} \geq 1.5$$

$$16.83 \geq 1.5 \text{ (cumple)}$$

C_d : $0.5 * c$ = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

γ_2 : Coeficiente de seguridad al deslizamiento que puede tomarse como 1.5.

Cálculo de los esfuerzos en las aristas de la zapata como se muestra a continuación:

$$\sigma_1 = \frac{49600}{250 * 250} + \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} + \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0.82 \frac{kg}{cm^2}$$

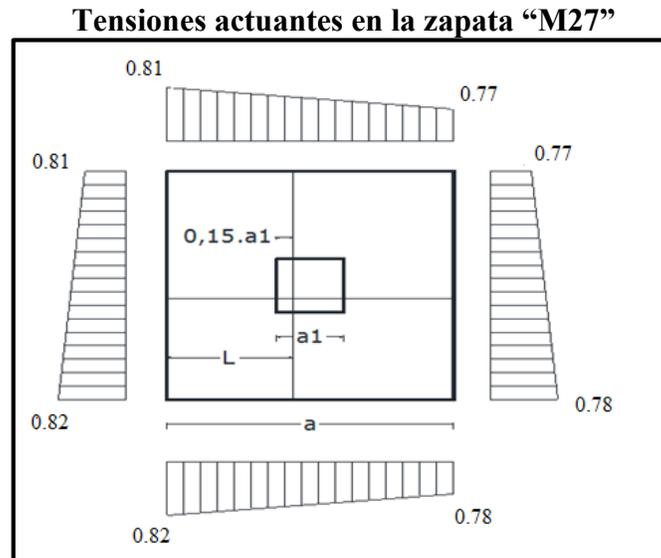
$$\sigma_2 = \frac{49600}{250 * 250} + \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} - \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0,78 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{49600}{250 * 250} - \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} + \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0,81 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{49600}{250 * 250} - \frac{6 * 8240}{250 * 250^2} - \frac{6 * 54200}{250 * 250^2} = 0,77 \frac{kg}{cm^2}$$

Cálculo de la armadura:

Figura N°38



Fuente: Elaboración Propia

Se realiza el diseño a flexión para el “lado Y”, debido a que esta dirección es la más solicitada.

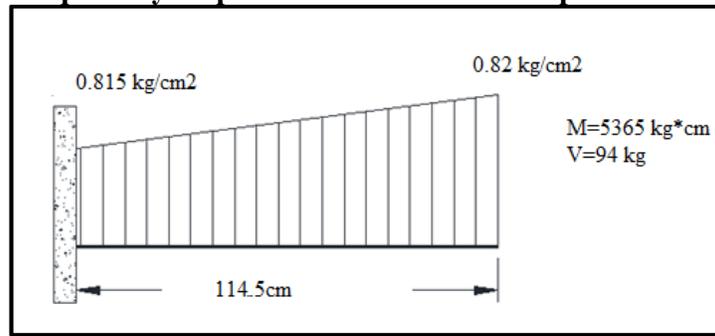
Lado Y

$$L = \frac{b - b1}{2} + 0,15 b1 = \frac{250 - 30}{2} + 0,15 * 30 = 114,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_y = \sigma_1 - \frac{L}{a} (\sigma_1 - \sigma_3) = 0,82 - \frac{114,5}{250} (0,82 - 0,81) = 0,815 \text{ kg/cm}^2$$

Figura N°39

Esquema y respuesta estructural en la zapata "M27"



Fuente: Elaboración Propia

Lado Y

- Momento de diseño:

$$M_d = 1,6 * M * b = 1,6 * 5365 * 250 = 2146000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{2146000 \text{ kg} * \text{cm}}{250 \text{ cm} * (33.20 \text{ cm})^2 * 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.0467$$

- La cuantía mecánica para este caso vale:

$$w = u * (1 + u) = 0.0467 * (1 + 0.0467) = 0.0489$$

- El área de acero calculada "As"

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0489 * 250 \text{ cm} * 33.20 \text{ cm} * \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} =$$

$$A_s = 15.56 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es :

$$A_{s.min} = w * b * h = 0.0015 * 250 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 15.00 \text{ cm}^2$$

- Por tanto se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 15.56 \text{ cm}^2$$

- Numero de barras:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{15.56 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 13.76 \text{ (14)}$$

- Espaciamiento entre barras:

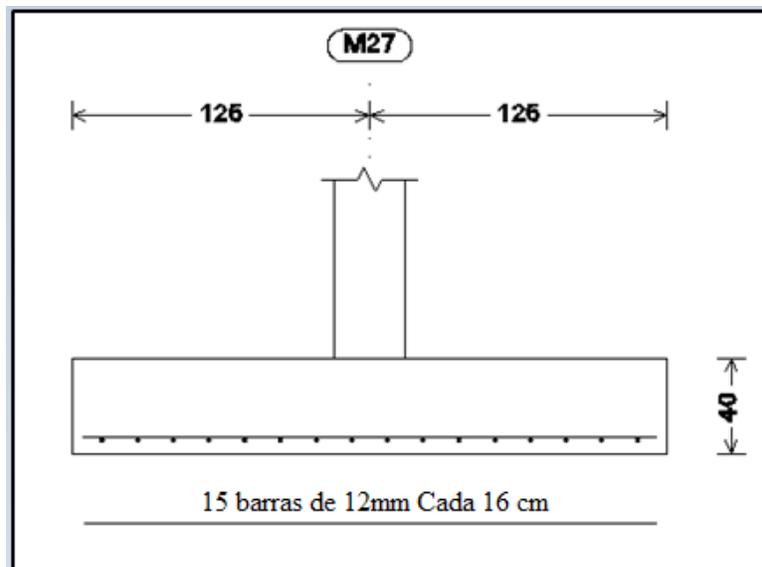
$$s = \frac{b - 2r}{n - 1} = \frac{250 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{14 - 1} = 18.46 \text{ cm (17.5cm)}$$

- Por seguridad se adopta que para ambas direcciones se deberá de usar:

14Ø12 C-17.5 cm

Figura N°40

Armado zapata de la columna “M27”



Fuente: CypeCad

Verificación al corte y punzonamiento

Debido a que se empleó las formulas 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.

3.5.4.3. Verificación de la adherencia

Lado “Y”

- Cortante de diseño:

$$V_d = \gamma_f * V * b = 1,6 * 94 * 250 = 37600 \text{ kg}$$

$$\frac{V_d}{0.9 * d * n * \pi * \emptyset} \leq k * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\frac{37600 \text{ kg}}{0.9 * 32.20 \text{ cm} * 15 * \pi * 1.2 \text{ cm}} \leq 2 * \sqrt[3]{\left(166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2}$$

$$22.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 60.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Ok)}$$

3.5.4.4 Anclaje de las armaduras

Dado que el vuelo “v=110cm” es mayor que el peralte “h=40cm” , el anclaje se contara a partir de una distancia “h” desde el paramento del soporte.

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 0.9 * \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{b1} \geq \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} = \frac{1.2 \text{ cm}}{4} * \frac{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{27.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 47.85 \text{ cm}$$

- Debido a que la armadura dispuesta es mayor que la de cálculo, la longitud de anclaje se modifica de la siguiente manera.

$$l_b = l_{b1} * \frac{As_{Calculada}}{As_{Real}} = 47.85 * \frac{15.56}{15.82} = 47.06 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 0.30 l_{b1} = 0.30 * 47.85 = 14.35 \text{ cm} \\ l_b \geq 10 \emptyset = 10 * 1.2 = 12 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Por tanto $l_b=50\text{cm}$, con esto no es necesario doblar las armaduras en patillas, por lo que siempre se prolongara la armadura hasta el extremo de la zapata.

3.5.4.5. Estado de asentamientos

A continuación se procede a determinar el asiento elástico aproximado que tendría el elemento de cimentación estudiado.

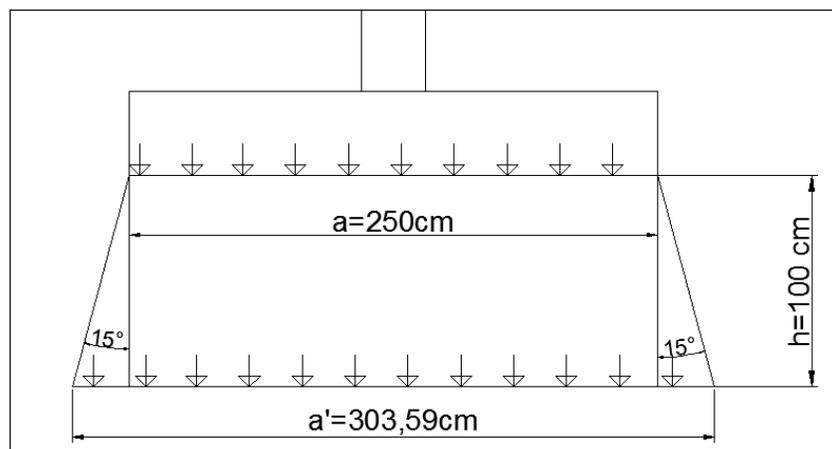
Se tienen los siguientes datos:

Módulo de adensamiento u odométrico para el suelo en estudio “ $E_a=130 \text{ kg/cm}^2$ ”

“Ángulo de fricción interno del suelo $\phi=15^\circ$ ”

Figura N°41

Distribución de presiones a una profundidad “h”



Fuente: Elaboración Propia

La distribución de las presiones de las cargas en el suelo, debido al ángulo de fricción disminuye tal como se muestra en la figura N°41.

Siendo:

$$X = h * \tan(\phi) = 100 * \tan(15) = 26.79 \text{ cm}$$

$$a' = a + 2 * X = 250 + 2 * 26.79 = 303.59 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{55850 \text{ kg}}{303.59 \text{ cm} * 303.59 \text{ cm}} = 0.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El asentamiento elástico, viene dado por la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{\sigma * h}{E} \qquad \Delta L = \frac{0.61 \frac{kg}{cm^2} * 100cm}{130 \frac{kg}{cm^2}} = 0.47cm$$

Se realiza el asentamiento diferencial entre las zapatas “L27 y M27” siendo este.

$$\Delta S = \Delta M27 - \Delta L27 = 0.47 - 0.37 = 0.10 \text{ cm}$$

Como se puede apreciar el asiento diferencial es mínimo, por la cual la estructura no presentara daños por parte de la fisuración.

3.5.5. Diseño de estructura complementaria (Escalera)

A continuación se muestra el cálculo de una escalera de hormigón armado, la cual presenta dos tramos (tiros) y un descanso (meseta).

3.5.5.1 Diseño geométrico

- Se tiene un desnivel a salvar “z=400cm”
- La huella mínima es 25 cm, por lo que se adoptara “h=30cm”.
- La contrahuella será “c=18cm”
- Según Neufert se debe cumplir al menos una de las siguientes condiciones:

$$h + 2c = 61 \text{ a } 64cm = 30cm + 2 * 18cm = 66cm$$

$$h - c = 12cm = 30cm - 18cm = 12cm \text{ (ok)}$$

- El número de peldaños (escalones) es:

$$n_e = \frac{z}{c} = \frac{400cm}{18cm} = 22$$

- El ancho de los escalones (ámbito) debe ser como mínimo 120 cm en edificios por lo que se adopta “a=130cm”.
- El espesor de la losa viene dado por la siguiente expresión:

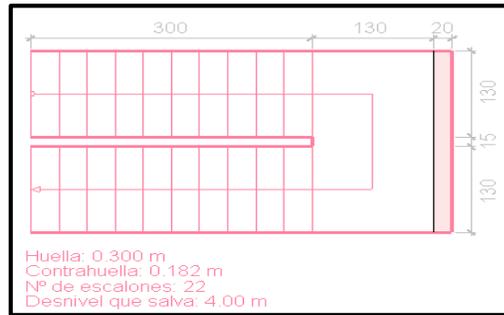
$$h_f = \frac{L}{20} = \frac{300 \text{ cm}}{20} = 15 \text{ cm}$$

- La pendiente de la escalera viene dado por :

$$m = \frac{c}{h} = \frac{18.18 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0.61 \quad \alpha = \arctg(m) = 31.22^\circ$$

Figura N°42

Vista en planta escalera



Fuente: CypeCad

- Se tienen las siguientes cargas actuantes, dependiendo si estamos analizando el tiro o la meseta.

a) Para los tiros tenemos:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma * hf = 2500 \frac{kg}{m^3} * 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Para transformar esta carga a una carga uniforme horizontal tenemos que:

$$\frac{g}{\cos\alpha} = \frac{375 \frac{kg}{m^2}}{\cos(31.22)} = 438.50 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de los peldaños por unidad de área:

$$g_1 = \frac{\gamma * c}{2} = \frac{2500 \frac{kg}{m^3} * 0.18m}{2} = 227.25 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 120kg/m^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q=400kg/m^2$ ”

Por tanto la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_1 + g_2 = 438.50 + 227.25 + 120 = 785.75 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

$$q_t = q = 400.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f * (q_t + g_t) = 1.6 * (785.75 + 400) = 1897.17 \frac{kg}{m^2}$$

b) En los descansos (mesetas) actuarán las siguientes cargas:

Peso propio de la losa por unidad de área:

$$g = \gamma * hf = 2500 \frac{kg}{m^3} * 0.15m = 375 \frac{kg}{m^2}$$

Acabado “ $g_2 = 120kg/m^2$ ”

Sobrecarga de uso “ $q=400kg/m^2$ ”

Por tanto la carga muerta total es:

$$g_t = g + g_2 = 375 + 120 = 495.00 \frac{kg}{m^2}$$

La carga viva total actuante es:

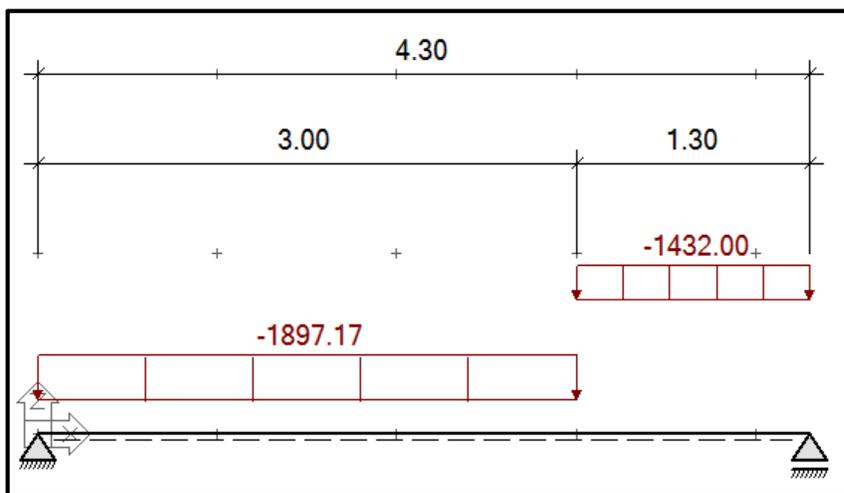
$$q_t = q = 400.00 \frac{kg}{m^2}$$

Aplicando los coeficientes de mayoración de las fuerzas tenemos una carga total de:

$$q_d = \gamma_f * (q_t + g_t) = 1.6 * (495 + 400) = 1432.00 \frac{kg}{m^2}$$

Figura N°43

Esquema estructural



Fuente: Elaboración Propia

- Del paquete obtenemos la envolvente de diseño con los siguientes resultados.
Md=4600kg*m/m

3.5.5.2 Diseño a flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{kg}{cm^2}}{1.5} = 166.67 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{kg}{cm^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{kg}{cm^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 15cm - 3cm = 12cm$$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 12cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{460000kg * \frac{cm}{m}}{0.425 * 100cm * (12cm)^2 * 166.67 \frac{kg}{cm^2}}} \right] = 3.11cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * bw * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 100cm * 3.11cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 10.13cm^2/m$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 1.5 por mil para un CA-50

$$A_{s,min} = \frac{1.5}{1000} * b * h = \frac{1.5}{1000} * 100cm * 15cm = 2.25cm^2/m$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 10.13cm^2/m$$

- El número de barras para armaduras de 16mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{10.13}{2.01} = 5.04 = 6$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w}{n} = \frac{100cm}{6} = 16.67cm (15cm)$$

Use 6Ø16 C-15cm (Para el acero positivo)

- Para el acero negativo se adopta el 25% de la cuantía del acero positivo

$$A_{s-} = \frac{25}{100} * A_s = \frac{25}{100} * \frac{10.13cm^2}{m} = 2.53cm^2/m$$

- El número de barras para armaduras de 8mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{2.53}{0.503} = 5.03 = 6$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w}{n} = \frac{100cm}{6} = 16.67cm (15cm)$$

Use 6Ø8 C-15cm (Para el acero negativo)

- Se debe disponer una armadura transversal de reparto igual al 25% de la armadura longitudinal principal.

$$A_{st} = \frac{25}{100} * A_s = \frac{25}{100} * \frac{10.13cm^2}{m} = 2.53cm^2/m$$

- El número de barras para armaduras de 8mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = \frac{2.53}{0.503} = 5.03 = 6$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w}{n} = \frac{100cm}{6} = 16.67cm (15cm)$$

Use 6Ø8 C-15cm (Para el acero transversal de reparto)

3.6 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas ya se definieron en el punto 2.5.1, las mismas se realizaron para cada actividad en particular y están conformadas por:

- Nombre y número del ítem.
- Unidad.
- Descripción de la actividad.
- Materiales, herramientas y equipo a utilizar.
- Forma de ejecución.
- Medición y pago.

Todas las especificaciones técnicas, realizadas para cada actividad se encuentran en el Anexo°5.

3.6.2 Precios unitarios

Los precios unitarios ya se definieron en el punto 2.5.2, los mismos se realizaron para cada actividad en particular empleando el formulario B-2 y están conformados por:

El precio Unitario, consecuentemente, se compone de los costos unitarios directos (CD), más los costos Indirectos (CI) en relación con el volumen de obra y por lo tanto, la expresión matemática del precio unitario puede escribirse de la siguiente manera:

$$PU = CD + CI$$

- Los costos directos “CD” son los que engloban el costo de :
 - 1) Material.
 - 2) Mano de obra.-Conformada por la suma de:
 - 2.1) Mano de obra
 - 2.2) Cargas sociales.-Porcentaje de “2.1” el cual puede adoptarse entre 55 a 71.18%, en el proyecto se asumió 55%.
 - 2.3) Impuestos IVA.- Porcentaje de la suma entre “2.1+2.2”, el cual en el proyecto se asumió 14.94%.
 - 3) Equipo, maquinaria y herramientas
 - 3.1) Herramientas.-Es un porcentaje de “2” que se asumió 5%.
- Los costos indirectos “CI” son todos aquellos gastos que no son integrantes de los costos directos, tales como :

4) Gastos generales y administrativos.- Es un porcentaje de “1+2+3” el cual en el proyecto se asumió como 12%.

5) Utilidad.- Es un porcentaje de “1+2+3+4” el cual en el proyecto se asumió como 8%.

6) Impuestos.- Es un porcentaje de “1+2+3+4+5” el cual en el proyecto se asumió como 3.09%.

Por tanto el precio unitario de cada actividad seria la suma de los costos directos más los costos indirectos o sea “ $PU=1+2+3+4+5+6$ ”.

Todos los precios unitarios, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo°6.

3.6.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos ya se definieron en el punto 2.5.3, los mismos se realizaron para cada actividad en particular.

El trabajo de medición fue ejecutado sobre los planos con la ayuda de un escalímetro teniendo mucho cuidado en la observación de las escalas.

Todos los cómputos métricos, realizados para cada actividad se encuentran en el Anexo°7.

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto de la obra ya se definió en el punto 2.5.4, el mismo fue estimado mediante la multiplicación de cada una de las actividades por su correspondiente precio unitario, lo cual nos determina el costo parcial de la misma y mediante la suma del costo parcial de todas las actividades tenemos el presupuesto total de la obra, el cual es aproximadamente 7739270.68 bs , lo que es igual a 1111964.18 \$u\$.

PRESUPUESTO POR ÍTEMES Y GENERAL DE LA OBRA

(En Bolivianos)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Total (Numeral)
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Global	1.00	5788.47	5788.47
2	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	1555.00	5.59	8698.99

3	EXCAVACIÓN MANUAL TERRENO SEMIDURO	m3	1225.33	93.31	114330.42
4	RELLENO Y COMPACTADO CON COMPACTADORA MANUAL	m3	680.99	251.75	171438.20
5	H°S° DE LIMPIEZA "fck=10MPa"	m3	31.73	1728.41	54836.75
6	ZAPATAS DE HORMIGÓN ARMADO "fck=25MPa"	m3	172.20	3875.26	667334.54
7	CIMIENTO DE HORMIGÓN CICLÓPEO 50% P.D. "fck=21MPa"	m3	145.76	849.60	123838.02
8	SOBRECIMIENTO DE H°A° "fck=25MPa"	m3	85.84	4850.23	416362.96
9	VIGAS DE H°A° "fck=25MPa"	m3	171.61	5560.68	954290.90
10	COLUMNAS DE H°A° "fck=25MPa"	m3	125.89	5389.58	678504.91
11	ESCALERAS DE H°A° "fck=25MPa"	m3	3.82	5269.10	20117.95
12	IMPERMEABILIZACIÓN SOBRECIMENTOS	m2	214.61	36.72	7880.63
13	MURO DE LADRILLO DE 6 H e=12 cm (1:5)	m2	2679.22	218.17	584538.21
14	LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM e=22 cm "fck=25MPa"	m2	2623.84	475.06	1246474.93
15	IMPERMEABILIZACIÓN DE LOSAS EN CUBIERTA Y AZOTEAS	m2	1334.57	36.60	48839.83
16	CIELO RASO HORIZONTAL BAJO LOSA	m2	2623.84	91.90	241132.26
17	CONTRAPISOS DE PIEDRA Y CEMENTO	m2	1314.11	156.84	206104.56
18	PISO DE PORCELANATO	m2	2743.50	382.56	1049557.72
19	REVOQUE INTERIOR YESO e=2.5cm	m2	2679.22	148.86	398835.96
20	REVOQUE EXTERIOR (CAL- CEMENTO) e=3cm	m2	1850.18	269.95	499463.60
21	PINTURA LÁTEX INTERIOR	m2	2679.22	51.15	137050.32
22	PINTURA LÁTEX EXTERIOR	m2	1850.18	56.13	103850.55
				TOTAL	7739270.68
					1111964.18

Para una mayor referencia véase el Anexo N°8 Presupuesto General de la obra.

3.6.5 Planeamiento y cronograma

El cronograma de la obra fue definido en el punto 2.5.5, el mismo fue desarrollado en función de los rendimientos de la mano de obra y la cantidad del personal disponible para efectuar las diferentes actividades. Dicho cronograma consiste en un Diagrama de Gantt elaborado mediante el programa computarizado Microsoft Project en su versión 2010.

Teniendo como resultado un cronograma de ejecución, con una duración aproximada de 522 días calendario.

El cronograma de ejecución de la obra se encuentra en el Anexo N°9.

CAPÍTULO IV

APORTE

ACADÉMICO

CAPÍTULO IV APORTE ACADÉMICO

4.1. GENERALIDADES

Como aporte académico por parte del estudiante, se realizara el diseño de una viga de eje curvo de hormigón armado, donde el elemento estructural estará sometido a momentos torsores por tanto será diseñado a torsión.

4.2. MARCO TEÓRICO

Como veremos, el momento torsor lo resistiremos con armaduras longitudinales y transversales y los estados límites que se podrán alcanzar serán:

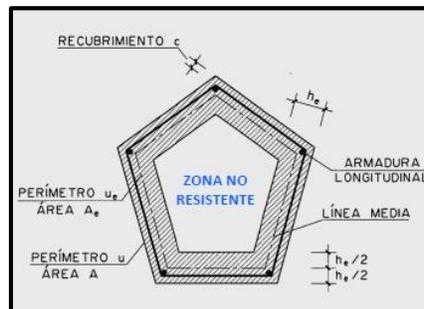
- Agotamiento de la armadura transversal.
- Agotamiento de la armadura longitudinal.
- Ancho excesivo de la fisuración por torsión.
- Compresión excesiva del hormigón por torsión.

La torsión rara vez se presenta como sollicitación aislada en las estructuras de edificios, sino que, frecuentemente, aparece combinada con flexión y el esfuerzo cortante.

En el caso de secciones macizas, el hormigón del núcleo interior de la pieza contribuye muy poco a la resistencia y la rigidez a la torsión, de forma que, una vez fisurada la pieza todos los efectos, se puede sustituir por una sección hueca de espesor “ h_e ” denominada sección hueca eficaz.

Figura N°44

Sección hueca eficaz



Fuente: Apuntes hormigón amado y hormigón pretensado Luis Bañón Blázquez (Tema 16 Página 9)

- El espesor eficaz viene dado por las siguientes expresiones , tomándose para el cálculo la menor:

$$h_e = \frac{A}{u} \quad (1)$$

$$h_e = 2 * c \quad (2)$$

Dónde:

h_e : Espesor eficaz

A: Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.

u: Perímetro exterior de la sección transversal.

c: Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

- El momento torsor último por agotamiento de la armadura transversal, viene dado por la siguiente expresión, además al igualar este con el momento torsor de diseño nos brinda la armadura transversal.

$$M_{Tu1} = \frac{2 * A_{st} * A_{ce} * f_{ytd}}{s} \quad A_{st} = \frac{M_{Td} * s}{2 * A_{ce} * f_{ytd}}$$

Dónde:

M_{Tu1} : Momento torsor último por agotamiento de la armadura transversal.

s: Separación de estribos.

A_{ce} : Área encerrada por una línea media de la sección hueca eficaz.

A_{st} : Área de una rama de estribo.

f_{ytd} : Límite elástico de cálculo de la armadura transversal, que viene limitado por CBH-87, de manera análoga a las que vimos en el esfuerzo cortante en 420MPa.

- El momento torsor último por agotamiento de la armadura longitudinal, viene dado por la siguiente expresión, además al igualar este con el momento torsor de diseño nos brinda la armadura longitudinal.

$$M_{Tu2} = \frac{2 * A_{sl} * A_{ce} * f_{yd}}{u} \quad A_{sl} = \frac{M_{Td} * u}{2 * A_{ce} * f_{yd}}$$

Dónde:

M_{Tu2} : Momento torsor último por agotamiento de la armadura longitudinal.

A_{sl} : Área total de la armadura longitudinal de torsión.

f_{yd} : Límite elástico de cálculo de la armadura longitudinal de torsión.

Como puede observarse, no se considera colaboración del hormigón a torsión. Ello es debido a que se entiende a que en la mayoría de los casos prácticos la capacidad resistente a resistir tensiones tangenciales habrá sido utilizada en resistir el cortante.

La torsión a través de la fisuración, produce, como el esfuerzo cortante, un incremento de tracción en la armadura longitudinal de tracción.

- Combinación de torsión y esfuerzo cortante

Se deben calcular ambas armaduras por separado, el área de estribos necesarios por torsión se suman a la necesaria por cortante, además para evitar compresiones excesivas se debe cumplir la siguiente condición:

$$\left(\frac{M_{Td}}{M_{Tu3}}\right)^\beta + \left(\frac{V_d}{V_u}\right)^\beta \leq 1$$

Además:

$$M_{Tu3} = k * f_{cd} * A_{ce} * h_e \quad V_u = 0.30 * f_{cd} * b_w * d \quad \beta = 2 * \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

Dónde:

M_{Tu3} : Momento torsor último por agotamiento de las bielas comprimidas de hormigón.

k: Coeficiente que vale 0.6 si hay estribos únicamente a lo largo del perímetro exterior y 0.75 si hay estribos en ambas caras de la sección hueca o real de la pieza.

V_u : Cortante de agotamiento por compresión excesiva del alma.

β : Según la normativa se debe adoptar un valor de $\beta=2$ para todos los casos

- Combinación de torsión ,flexión y esfuerzo axil

La solución de superponer la armadura de flexión con la longitudinal de torsión conduce a una a una seguridad suficiente, y en bastantes casos superior a la estrictamente necesaria, para evitar una seguridad superflua, puede tenerse los siguientes consejos.

En la zona traccionada, se sumarán ambas cuantías (flexión + torsión)

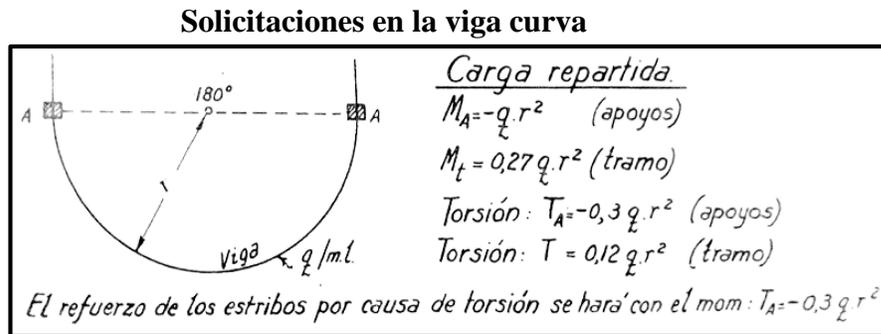
En la zona comprimida, se colocará la mayor de las dos cuantías obtenidas (flexión ó torsión), de forma simplificada

Vigas de eje circular

Estas vigas se apoyan sobre columnas o muros y, generalmente, son la prolongación de las vigas del esqueleto del edificio, en ellas se desarrollan tensiones a flexión y a torsión.

Los momentos de flexión y de torsión se calculan en función del radio de la curvatura de la viga.

Figura N°45

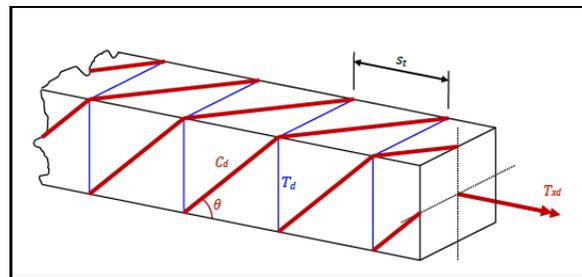


Fuente: El calculista de estructuras Simón Goldenhorn (Página 115)

De forma similar a como se estudia el esfuerzo cortante en piezas lineales de hormigón armado, para el caso de elementos lineales sometidos a torsión se plantea su analogía con una celosía que posibilita la aplicación del método de bielas y tirantes.

Figura N°46

Analogía de una celosía para un elemento sometido a torsión



Fuente: Apuntes hormigón amado Fco. de Borja Varona Moya (Página 132)

Casos de cálculo:

a) Torsión pura

En la pieza únicamente existen esfuerzos internos generados por la torsión. En la práctica es raro que se dé.

b) Torsión compuesta

En la pieza existen tensiones tangenciales generadas tanto por torsión como por cortante, así como tensiones normales generadas por la flexión o el axil.

Simplificaciones de cálculo:

- Se desprecia el efecto del alabeo, que genera tensiones normales
- Se asume el comportamiento del hormigón a torsión como el de una sección hueca cerrada

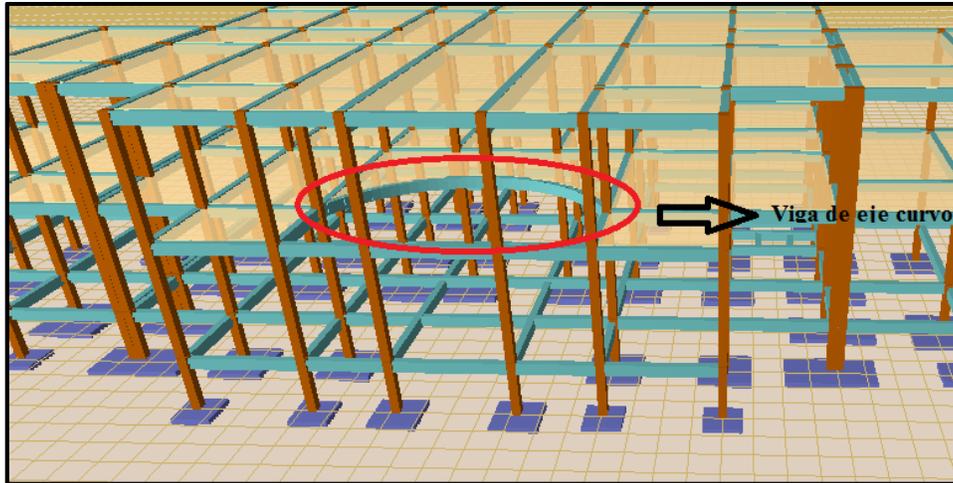
Disposiciones constructivas

- La armadura longitudinal ha de estar constituida por barras o alambres paralelos a la directriz de la pieza, distribuidos a una separación uniforme y no superar los 300mm ni a $u/8$, debiendo situarse al menos 1 barra en cada esquina.
- La armadura transversal ha de estar constituida por estribos cerrados, realizando el cierre en zonas alejadas de los centros de los lados mayores.

4.3. PRODUCTO-APORTE.-A continuación se desarrolla el dimensionamiento de una viga de eje circular sometida a torsión.

Figura N°47

Viga N°224



Fuente: Elaboración propia

Determinación del canto de la viga

Según la normativa, en estructuras de edificación, no es necesario comprobar la flecha del mismo si se usa relaciones canto luz mayores a las del cuadro N °22, siendo para este caso un tramo con un extremo continuo, al cual le corresponde una relación “canto/luz =1/16” para un acero CA-50 por tanto:

$$h = \frac{615 \text{ cm}}{16} = 38.44 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Determinación del ancho de la viga

De norma peruana podemos tener una referencia que esta debe de estar entre los siguientes limites $0.3h < b_w < 0.5h$ por tanto tenemos:

$$0.3h = 0.3 * 40 = 12 \text{ cm} < b_w < 0.5h = 0.5 * 40 = 20 \text{ cm}$$

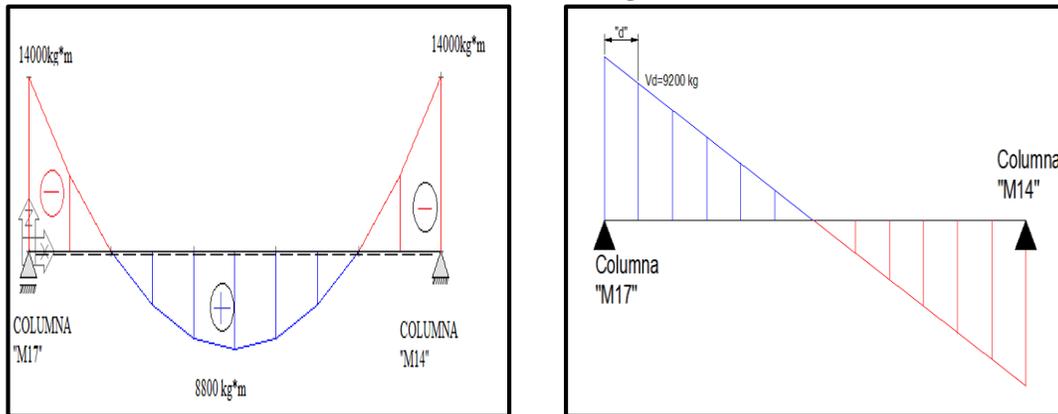
Por tanto se asumirá como ancho de la viga 25cm dado que es el ancho mínimo de viga con criterios sismos resistentes.

Del paquete computarizado CypeCad, se obtiene la envolvente de diseño la cual presenta las siguientes solicitaciones:

$$T_d = 730 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_{d-} = 14000 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_{d+} = 8800 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad V_d = 9200 \text{ kg}$$

Figura N°48

Solicitaciones de la viga N°224



Fuente: Elaboración propia

A.-Diseño a torsión

- El espesor eficaz viene dado por:

$$\text{Área de la pieza} = 25\text{cm} \times 40\text{cm} = 1000\text{cm}^2$$

$$\text{Perímetro de la pieza} = 2 \times (25\text{cm} + 40\text{cm}) = 130\text{cm}$$

$$h_e = \frac{A}{u} = \frac{1000\text{cm}^2}{130\text{cm}} = 7.69\text{cm} \quad h_e = 2 * c = 2 * 3\text{cm} = 6\text{cm}$$

Se adopta como espesor eficaz h_e el menor de ambos valores “ $h_e=6\text{cm}$ ”

- El área encerrada por una línea media de la sección hueca eficaz es :

$$A_{ce} = A - (b - 2h_e)(h - 2h_e) = 1000 - (25 - 2 * 6)(40 - 2 * 6) = 636\text{cm}^2$$

- Se comprueba la combinación de torsión y esfuerzo cortante

$$M_{tu3} = k * f_{cd} * A_{ce} * h_e = 0.6 * 166.67 * 636 * 6 = 381607.63 \text{ kg} * \text{cm}$$

El cortante de agotamiento por compresión excesiva del alma viene dado por:

$$V_u = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 0.30 * 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25\text{cm} * 37\text{cm} = 46250 \text{ kg}$$

$$\beta = 2 * \left(1 - \frac{h_e}{b}\right) = 2 * \left(1 - \frac{6\text{cm}}{25\text{cm}}\right) = 1.52$$

$$\left(\frac{M_{Td}}{M_{Tu3}}\right)^\beta + \left(\frac{V_d}{V_u}\right)^\beta \leq 1 = \left(\frac{73000}{381607.63}\right)^{1.52} + \left(\frac{9200}{46250}\right)^{1.52} = 0.17 \text{ (OK)}$$

- Calculo de la armadura longitudinal a torsión

$$A_{sl} = \frac{M_{Td} * u}{2 * A_{ce} * f_{yd}} = \frac{73000 \text{ kg} * \text{cm} * 130 \text{ cm}}{2 * 636 \text{ cm}^2 * 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.72 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de la armadura transversal a torsión

$$A_{st} = \frac{M_{Td} * s}{2 * A_{ce} * f_{ytd}} = \frac{73000 \text{ kg} * \text{cm} * 100 \text{ cm}}{2 * 636 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

B.-Diseño a flexión

- Resistencias de cálculo de los materiales

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.5} = 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.15} = 4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Altura efectiva

$$d = h - d_1 = 40 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

B.1) Para el momento negativo

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 37 \text{ cm} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1400000 \text{ kg} * \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{0.425 * 25 \text{ cm} * (37 \text{ cm})^2 * 166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right] = 12.95 \text{ cm}$$

- El área de acero necesaria viene dada por la siguiente expresión:

$$A_s = 0.85 * b_w * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 25 \text{ cm} * 12.95 \text{ cm} * \frac{166.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 10.55 \text{ cm}^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s.min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 25cm * 40cm = 2.80cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 10.55cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 16mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{10.55}{2.01} = 5.25 = 6$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (6 - 1) * 1.6}{6 - 1} = 2.20cm$$

Use 6Ø12 C-2.00cm (En principio)

B.2) Para el momento positivo $M_d=8800kg*m$

- Altura del bloque de compresión ficticio

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right] =$$

$$y = 37cm * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{880000kg \cdot \frac{cm}{m}}{0.425 * 25cm * (37cm)^2 * 166.67 \frac{kg}{cm^2}}} \right] = 7.47cm$$

- El area de acero necesaria viene dada por la siguiente expresion:

$$A_s = 0.85 * b_w * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 25cm * 7.47cm * \frac{166.67 \frac{kg}{cm^2}}{4347.83 \frac{kg}{cm^2}} = 6.08cm^2$$

- La cuantía geométrica mínima en tracción es 2.8 por mil para un CA-50

$$A_{s.min} = \frac{2.8}{1000} * b * h = \frac{2.8}{1000} * 25cm * 40cm = 2.80cm^2$$

- El área de acero se asume como la mayor entre la mínima geométrica y la calculada.

$$A_s = 6.08cm^2$$

- El número de barras para armaduras de 12mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{6.08}{1.13} = 5.38 = 6$$

- Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \emptyset}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (6 - 1) * 1.2}{6 - 1} = 2.60cm$$

Use 6Ø12 C-2.50cm (En principio)

C.-Diseño a cortante

- La contribución del hormigón frente al esfuerzo cortante viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 6.45 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 37cm = 5970kg$$

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{166.67 \frac{kg}{cm^2}} = 6.45 \frac{kg}{cm^2}$$

- La resistencia de la biela de compresión viene dado por:

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d = 0.30 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 37cm = 46250kg.$$

- Se tiene el siguiente caso $V_{cu} < V_d < V_{ou}$.-En este caso es necesario disponer de una armadura transversal al cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 9200kg - 5970kg = 3230kg$$

- La armadura necesaria se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}} = \frac{3230kg * 100cm}{0.90 * 37cm * 4200 \frac{kg}{cm^2}} = 2.31 \frac{cm^2}{m}$$

- La armadura mínima a cortante es:

$$A_{s,min} = \frac{0.02 * f_{cd} * b_w * S}{f_{yd}} = \frac{0.02 * 166.67 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 100cm}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 1.98 \frac{cm^2}{m}$$

- El área de acero para cercos de dos piernas es:

$$A_s = 1.15 \frac{cm^2}{m}$$

- El número de estribos ,empleando barras de 6 mm es :

$$n = \frac{A_s}{A_{\emptyset 6}} = \frac{1.15}{0.283} = 4.08 = 5$$

- La separación entre estribos es

$$esp = \frac{100cm}{n} = \frac{100cm}{5} = 20cm$$

Use estribos Ø6 C-20 (En principio)

D.-Armadura necesaria total

➤ Armadura longitudinal

Acero	Torsión	Flexión	Total
Positivo	0.33 cm ²	6.08 cm ²	6.41 cm ²
Negativo	0.33 cm ²	10.55 cm ²	10.88 cm ²
Lateral (cada cara)	0.53 cm ²		0.53 cm ²

- Para el acero negativo

El número de barras para armaduras de 16mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{10.88}{2.01} = 5.41 = 6$$

Separación entre barras

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (6 - 1) * 1.6}{6 - 1} = 2.20cm$$

Use 6Ø16 C-2.00cm

- Para el acero positivo

El número de barras para armaduras de 12mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{6.41}{1.13} = 5.67 = 6$$

Separación entre barras:

$$esp = \frac{b_w - 2 * d_1 - (n - 1) * \phi}{n - 1} = \frac{25cm - 2 * 3cm - (6 - 1) * 1.2}{6 - 1} = 2.60cm$$

Use 6Ø12 C-2.50cm

- Para el acero lateral tenemos:

El número de barras para armaduras de 6mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 6}} = \frac{0.53}{0.283} = 1.87 = 2$$

Use 2 Ø6 en cada cara lateral de la pieza

➤ Armadura transversal

Acero	Torsión	Cortante	Total
Transversal	1.37 cm ² /m	1.15 cm ² /m	2.52 cm ² /m

El número de estribos, empleando barras de 6 mm es:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 6}} = \frac{2.52}{0.283} = 8.90 = 9$$

- La separación entre estribos es

$$esp = \frac{100cm}{n} = \frac{100cm}{9} = 11.11cm$$

Use estribos Ø6 C-10 cm

4.4. COMPARACIÓN DE SOLICITACIONES (V, M, T) EN VIGA DE EJE CURVO

A continuación se desarrolla una comparación de solicitaciones “V, M, T” (Cortante, Momento flector y Momento Torsor), en una viga curva de hormigón armado sometida a una carga constante uniformemente distribuida en toda la longitud de la misma, dicha comparación se realizara en función de la curvatura longitudinal del elemento, con el fin de resaltar la importancia de las solicitaciones de torsión en vigas de eje circular.

La viga de análisis presenta la siguiente geometría:

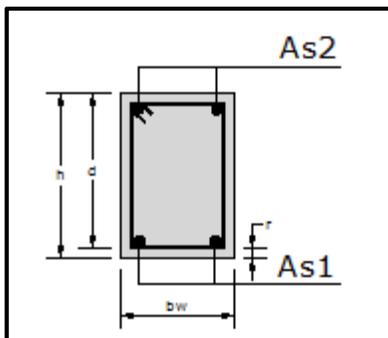
Altura "h":0.40m

Base "bw":0.25m

Longitud en proyección horizontal “LH”= 9.65 m

Figura N°49

Sección transversal de la viga curva



Fuente: Elaboración propia

Además, el material presenta las siguientes características:

Hormigón “H25”, por lo que su Módulo secante de la deformación longitudinal del hormigón “ E_{cm} ”=33300 Mpa

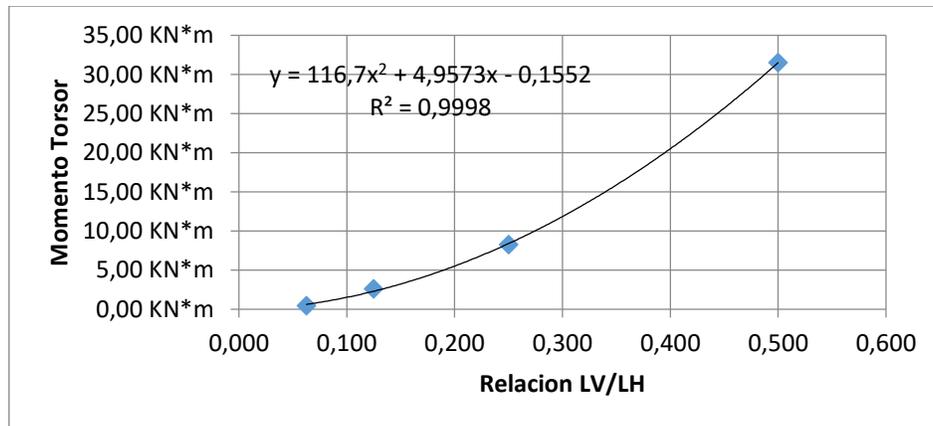
Dicho análisis, se realizara para una carga constante uniformemente distribuida a lo largo de la viga con un valor de 5 KN/m.

Respuesta estructural para la viga en análisis

Relación	L	V	M(+)	M(-)	T(-)
LV=LH/2	15.16 m	36.78 KN	30.18 KN*m	110.84 KN*m	31.52 KN*m
LV=LH/4	11.26 m	27.38 KN	15.84 KN*m	61.07 KN*m	8.24 KN*m
LV=LH/8	10.10 m	24.46 KN	12.69 KN*m	48.17 KN*m	2.57 KN*m
LV=LH/16	9.77 m	23.59 KN	12.74 KN*m	43.58 KN*m	0.45 KN*m

Figura N°50

Gráfica Momento Torsor Vs Relación LV/LH



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la figura N°50, se puede apreciar como el efecto de la torsión se incrementa de manera parabólica en función de la relación LV/LH (Longitud vertical/Longitud horizontal), es así que de esta manera que se puede decir que “a mayor curvatura (mayor relación LV/LH) se tienen mayores solicitaciones de torsión”, es por este motivo que en vigas de hormigón armado con eje longitudinal curvo, no se deben despreciar los efectos de la torsión, debido a que estas solicitaciones generan los siguientes estados límites últimos.

- Agotamiento de la armadura transversal.
- Fallo de anclaje de la armadura transversal.
- Agotamiento de la armadura longitudinal.
- Ancho excesivo de la fisuración de torsión.
- Compresión excesiva del hormigón por torsión.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Como se indica en los objetivos planteados, se llegó a efectuar de manera satisfactoria la ejecución del “Diseño de Estructura de Sustentación del Colegio Caiza”, con el cual se podrá dar solución al problema identificado.

Con el estudio topográfico realizado en el lugar de emplazamiento, se puede considerar el terreno con topografía relativamente plana con muy poca variación de cota, garantizando el poco movimiento de tierras para limpieza y desbroce.

Para el diseño de la estructura de sustentación de la edificación se utilizó el paquete computacional CYPECAD en su versión 2014. Los resultados obtenidos de los elementos estructurales, que arroja el programa, fueron verificados realizando el diseño en forma manual, obteniéndose resultados en su mayoría parecidos.

Del estudio de suelos, según análisis de laboratorio, el terreno presenta una tensión admisible de 1,02 kg/cm², en el pozo N°1 y 1.11 kg/cm², en el pozo N°2, a una profundidad de cimentación de 2m. Se diseñó las fundaciones con la resistencia más desfavorable, el tipo de suelo es CL (Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad), según la clasificación unificada.

Las vigas de mayor dimensión obtenidas del cálculo estructural son de 30 cm x 65 cm, presentándose en la cubierta (debido a su gran luz). La dimensión de las vigas típicas (mas comunes en la estructura) presentan un canto total de 40 cm y una base de 25 cm, cumpliendo todas con los criterios para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado.

Para el cálculo de los elementos estructurales, se tomó en cuenta el planteamiento estructural, acciones de carga, las distintas hipótesis y combinaciones de carga más desfavorables.

Se tiene un área construida de 3110 m², y un costo total del proyecto de 1116412.38 \$us, por lo que el costo de la obra por metro cuadrado tomando en cuenta solo la obra asciende a $1116412.38 / 3110 \text{ m}^2 = 359 \text{ $us/m}^2$.

Las columnas fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de estructuras traslacionales, obteniéndose columnas con una esbeltez mecánica mayor a 35 y menor a 100, siendo calculadas en flexión esviada empleando los diagramas en roseta. Todas son de sección cuadrada de 30 x 30 cm, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma

Boliviana de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.

Las fundaciones propuestas para la estructura son zapatas aisladas cuadradas. El motivo por el cual se elige esta opción, es por la magnitud con la que se distribuye la carga y viendo la factibilidad de diseño, ya que la estructura se encuentra ubicada en un área libre. Las zapatas calculadas de la estructura cumplen con todos los criterios y proceso de diseño.

De acuerdo a la figura N°50, se puede apreciar como el efecto de la torsión se incrementa de manera parabólica en función de la relación LV/LH (Longitud vertical/Longitud horizontal), es así que de esta manera que se puede decir que “a mayor curvatura (mayor relación LV/LH) se tienen mayores solicitaciones de torsión”, es por este motivo que en vigas de hormigón armado con eje longitudinal curvo, no se deben despreciar los efectos de la torsión.

RECOMENDACIONES

Se tienen las siguientes recomendaciones:

- Debido a la gran superficie que presenta la edificación, se recomienda que antes de ejecutar la obra realizar más ensayos del S.P.T, para así poder tener una más precisa caracterización del suelo y su respectiva tensión admisible.
- Realizar un análisis de asentamientos de los distintos estratos de suelo.
- Garantizar el respectivo control normal de la obra.
- Respetar a la hora de la ejecución del proyecto, las especificaciones técnicas de las distintas actividades
- Asegurar en obra, los materiales empleados para el diseño estructural, siendo estos un hormigón “H25” y un acero “CA-50”.
- Asegurar en obra, los diámetros y longitudes de las armaduras correspondientes al cálculo estructural, respetando los planos estructurales.
- Asegurar en obra los diferentes recubrimientos mínimos a los paramentos, según los diferentes elementos estructurales.
- En el caso de las cimentaciones, se debe colocar una capa de hormigón de limpieza con una altura mínima de 10cm.
- Implementar accesos para personas discapacitadas.