

CAÍTULO I
ANTECEDENTES

ANTECEDENTES

1.1 El problema

1.1.1 Planteamiento.

De acuerdo a los datos e información proporcionados por las autoridades del distrito 7 de la ciudad de Tarija, este sector cuenta con un proyecto denominado “CENTRO CULTURAL DISTRITO 7” en el cual se tenía los planos arquitectónicos, pero se evidenció la carencia de cálculo estructural de esta infraestructura que fue diseñada para ser un centro cultural.

1.1.2 Formulación.

Notando esta gran necesidad de la población de contar con este proyecto que estará al servicio de todas las familias del distrito 7 y barrios aledaños a este la formulación del problema será:

La elaboración de este proyecto denominado “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO CULTURAL DISTRITO 7 UBICADO EN EL BARRIO 101 FAMILIAS DE LA CIUDAD DE TARIJA”. es necesario e importante ya que ayudará a dar un paso más para el desarrollo de este anhelado objetivo.

Con la implementación de esta infraestructura la juventud del distrito 7 y barrios aledaños podrán asistir a un centro un centro de formación educativa y cultural lo cual será de mucho beneficio.

1.1.3 Sistematización.

El proceso del proyecto de diseño estructural de este centro cultural, estará enfocado a lograr una solución estructural acorde a las exigencias establecidas.

El proceso del diseño, será desarrollado bajo las siguientes directrices:

- La ejecución de estudios técnicos previos.
- Análisis de información proporcionada y recopilada.
- Definiciones técnicas; elección de las normativas correspondientes, métodos de cálculos, y materiales a ser empleados.

- Configuración estructural, posición y ubicación de las columnas, vigas y demás elementos estructurales.
- Análisis de cargas y obtención de máximos esfuerzos solicitantes.
- Diseño y calculo estructural.
- Generación de documentación.

Este proyecto estará sistematizado en el diseño de una estructura de hormigón armado conformado por zapatas, columnas, vigas y losas alivianadas unidireccionales como elementos fundamentales de la infraestructura como también de escaleras y cubierta metálica como estructuras secundarias.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño Estructural del proyecto denominado **“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO CULTURAL DISTRITO 7 UBICADO EN EL BARRIO 101 FAMILIAS DE LA CIUDAD DE TARIJA”**, respetando la metodología y guía de la norma CBH-87.

1.2.2 Específicos

- ✓ Realizar el levantamiento topográfico para conocer los desniveles (expresados en curvas de nivel) del terreno.
- ✓ Realizar el estudio de suelos con los equipos necesarios, para determinar la resistencia portante del suelo, ya que son datos de arranque para el diseño de la obra.
- ✓ Realizar el diseño de la estructura porticada de H°A° con la ayuda de un paquete (programa) estructural CYPECAD y comprobando los elementos más solicitados mediante cálculos manuales, apoyado en las características del suelo, materiales y aplicando la norma boliviana CBH-87, para garantizar la resistencia a las acciones y la estabilidad con un diseño adecuado de la estructura.
- ✓ Realizar e imprimir los planos estructurales, los cuales se usarán para guiar y orientar en la materialización de la obra.

- ✓ Elaborar las especificaciones técnicas, los precios unitarios, cálculos métricos y calcular el presupuesto general de la obra para la correcta asignación del presupuesto requerido y su disposición de manera ordenada y detallada.
- ✓ Elaborar cronograma de ejecución del proyecto, para lograr definir en tiempos reales de ejecución de obra de cada uno de los ítems (tareas) a realizar.
- ✓ Realizar el diseño de vigas con eje curvo en el plano horizontal, analizando su esfuerzo a torsión como aporte académico.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Poner en práctica los conocimientos obtenidos en el diseño de una estructura, en las materias como Hormigón armado I y II, Análisis estructural I y II, Tecnología del hormigón, Fundaciones, etc. Planteando soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación de los elementos estructurales,

1.3.2 Técnica

En base a la información preliminar del sitio y de los antecedentes del proyecto, se puede afirmar que el lugar de emplazamiento no presenta dificultades que podrían inviabilizar el proyecto, más al contrario presenta las condiciones necesarias para su construcción sin la necesidad de aplicar tecnologías nuevas de difícil aplicación, teniendo acceso a todos los servicios básicos (agua, alcantarillado, electricidad, comunicación) y acceso por vías asfaltadas. Las cuales son factores determinantes para viabilizar el presente proyecto.

Notar también que se usaran cemento y áridos convencionales, materiales existentes en nuestro medio que cumplen las diferentes exigencias establecidas en las normas, las cuales se emplearan para la elaboración de hormigón y su posterior empleo en la formación de la estructura porticada

1.3.3 Socio-Económica

La concretización del proyecto planteado permitirá mejorar la actividad socio-económica de sus usuarios tanto de manera directa e indirecta. Proporcionando ambientes cómodos,

amplios y apropiados para el desarrollo pleno de sus actividades apoyando la formación educativa y cultural de la juventud.

1.4 Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural del centro cultural distrito 7 ubicado en el barrio 101 familias de la ciudad de Tarija. Se analizo previamente la información del estudio de suelos, topografía y los planos arquitectónicos del lugar de emplazamiento de obra, y en base a este análisis se elaborará el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos pertenecientes a la estructura como ser: Fundaciones, columnas, vigas, escaleras de H°A°, losas aligeradas en una dirección con viguetas vaciadas en situ y finalmente el diseño de vigas de eje curvo en el plano horizontal como aporte académico. En el diseño estructural se plasmará el siguiente contenido: memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, precios unitarios, cómputos métricos, presupuesto, y tiempo de ejecución física del proyecto.

1.4.1 punto de vista de la construcción

Este apartado viene a ser la limitacion mas importante en cuanto al desarrollo del proyecto en su totalidad. Se pudo evidenciar que estan en busca de un finaciamiento mediante una O.N.G. para la materialización del proyecto, motivo por el cual se desconoce el inicio de la construcción del mismo

1.5 Aporte académico

De acuerdo al diseño arquitectónico del centro cultural, presenta el diseño de ambientes circulares. Se determino presentar como aporte académico diseño de vigas de hormigón armado con el eje curvo en el plano horizontal.

Se analizará desde la obtención de esfuerzos de la estructura hiperestática por el método del teorema de Castigliano para luego con los resultados obtenidos realizar el cálculo, dimensionamiento y armado de dicha viga de sección rectangular. Al final compararemos los resultados obtenidos de forma manual con los resultados obtenidos del paquete estructural cypecad 2018.

1.6 Ubicación del proyecto

1.6.1 Localización

FIGURA 1.1. Ubicación general del proyecto



fuelle: mapa político de Bolivia. De <http://espanol.mapsofworld.com>

FIGURA 1.2. Ubicación general del proyecto



fuelle: mapa político de Tarija. De <http://lostiempos.com>

1.6.2 Ubicación Geográfica

El proyecto será emplazado en la ciudad de Tarija ubicada en la Provincia Cercado del departamento de Tarija, situado en la zona meridional de Bolivia, entre los paralelos $21^{\circ} 32' 00''$ de latitud sur y los $64^{\circ} 47' 00''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich, con una altitud de 1910 metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.)

FIGURA 1.3. Ubicación Geográfica del Proyecto



Fuente: Google Earth

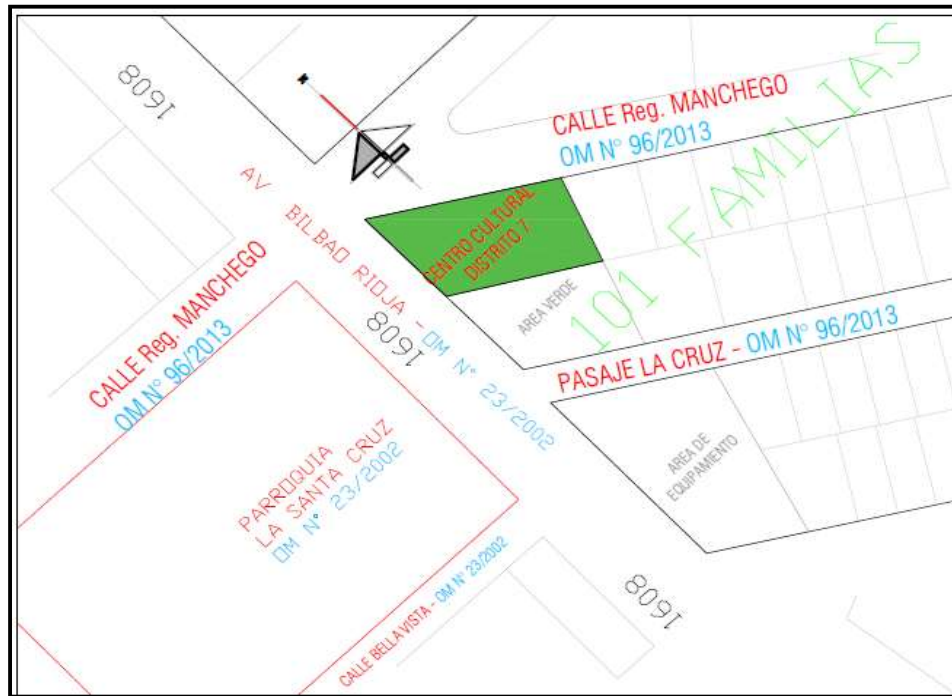
1.6.3 Ubicación de Emplazamiento

El terreno para la construcción del “Centro cultural distrito 7” se halla ubicado en el Barrio 101 familias del Distrito 7 perteneciente a la ciudad de Tarija, Provincia Cercado, del departamento de Tarija.

Situado entre los paralelos: $21^{\circ}30'20.86''S$, $21^{\circ}30'21.56''S$ y $21^{\circ}30'20.84''S$ de latitud sur, $64^{\circ}44'21.73''O$, $64^{\circ}44'20.34''O$ y $64^{\circ}44'19.81''O$ de longitud oeste con una altitud media de 1911 m.s.n.m.

Este terreno está situado entre avenida Regimiento Manchego y avenida Bilbao Rioja, en la actual sede social del mismo barrio misma que será demolida al inicio de construcción de la infraestructura, al lado de una cancha deportiva de fútbol y en la parte posterior de la Parroquia La Santa Cruz, también señalar que este lugar cuenta con todos los servicios básicos (agua, alcantarillado, electricidad, telecomunicación) y accesos mediante vías asfaltadas ya que se encuentra en una zona casi central de la ciudad de Tarija.

FIGURA 1.4. Ubicación emplazamiento del Proyecto



Fuente: Obras Publicas de la ciudad de Tarija

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

MARCO TEÓRICO

2.1 ESTUDIOS TECNICOS

2.1.1 Levantamiento topográfico

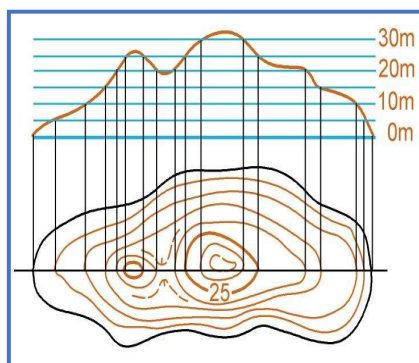
Un levantamiento topográfico consiste en hacer una descripción de un terreno en concreto. Con los datos obtenidos se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos que se encuentran en el lugar donde se efectúan el levantamiento.

El principal objetivo de un levantamiento topográfico es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal. Esto se compone mediante un método llamado planimetría, ofreciendo una visión en planta del sitio levantado.

2.1.1.1 Curvas de Nivel

Se llama curva de nivel a una línea imaginaria cuyos puntos están todos a la misma altura sobre un plano de referencia, pudiendo considerarse como la intersección de una superficie de nivel con el terreno.

FIGURA 2.1: Representación de Curvas de Nivel



Fuente: Recuperado de <http://blogdoorientista.blogspot.com/2012/02/dican-o-16-teoria-do-relevo.html>

Estas curvas se utilizan para representar en planta y elevaciones al mismo tiempo, la forma o configuración del terreno, que también se llama relieve.

2.1.1.2 Consideraciones para Tener Presente en la Representación del Relieve

- Las curvas de nivel deben ser siempre múltiplos de la equidistancia.

- Para representar la altimetría en un plano, se recurre a las curvas de nivel.
- Para los efectos de apreciar las variaciones de las pendientes del terreno, los planos horizontales están separados a una misma altura entre ellos.
- Las curvas de nivel más próximas entre sí, representan suelos de pendientes más fuertes.

2.1.2 Estudio de suelos

El suelo constituye el soporte de las estructuras como edificaciones, vías, puentes, canales, torres, entre otros, además se utiliza como el material para terraplenes viales, muros de tierra reforzada con geotextil y muchas otras utilidades más. De ahí la necesidad de estudiar los suelos desde las diferentes ópticas y necesidades dentro de las prácticas de la ingeniería civil.

2.1.2.1 Granulometría

Granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. Mediante el uso de un juego de tamices.

2.1.2.1.1 Análisis del tamaño de las partículas

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo, la técnica del cribado hace posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según su tamaño, son las siguientes:

TABLA 2.1: Tamaño de las partículas

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Classification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.2.1.2 Tamaño patrón de los tamices

TABLA 2.2: Serie de tamices A.S.T.M.

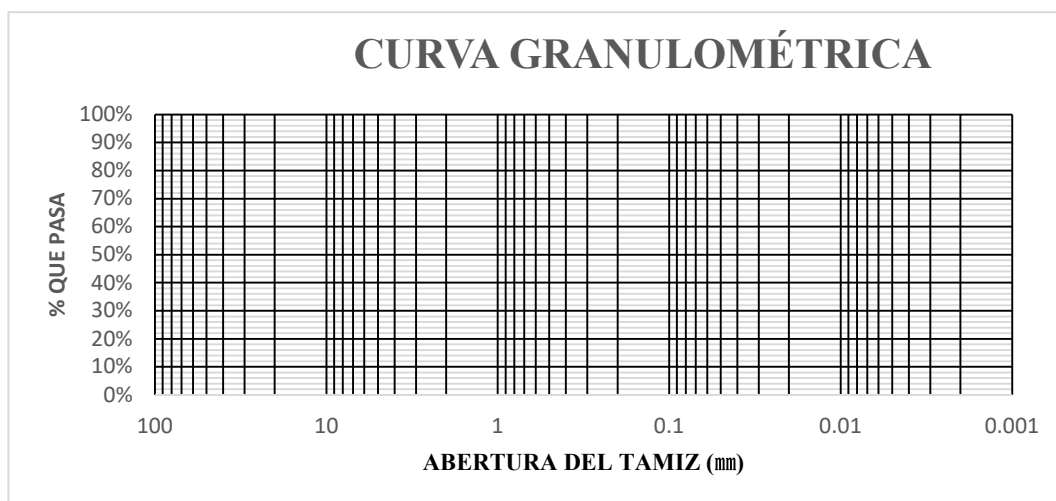
Tamiz	3"	2"	1½"	1"	¾"	½"	⅜"	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200
φmm	75.00	50.00	37.50	25.00	19.00	12.50	9.50	4.75	2.00	0.475	0.075

Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían en tamaños desde 101.6 mm (4'') en la serie más gruesa hasta el No 400 (0.038 mm) en la serie correspondiente al suelo fino.

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes que pasa un determinado tamiz como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. La representación gráfica se lo realiza en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica).

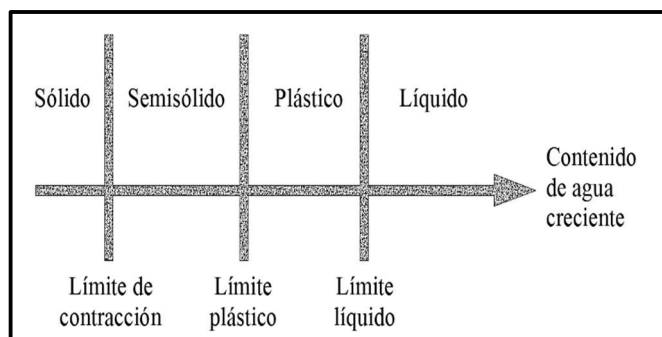
FIGURA 2.2: Curva granulométrica



Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.2.2 Consistencia del suelo

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 2.3: Límites de Atterberg

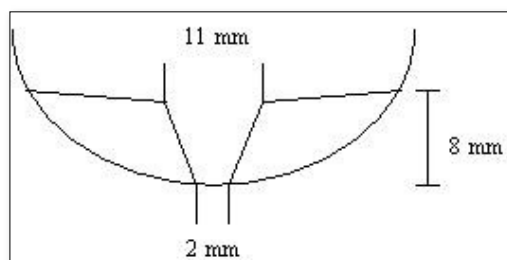
Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.2.2.1 Límites de atterberg

Se define límites de Atterberg o límites de consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido. Llamándose límites de plasticidad a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

2.1.2.2.2 Determinación del Límite Líquido (LL)

La frontera convencional entre los estados semilíquidos y plásticos fue llamada por Atterberg límite líquido, nombre que hoy se conserva. Atterberg, consiste en colocar el suelo remoldado en una capsula, formando en él una ranura, según se muestra en la figura 2.4 y en hacer cerrar la ranura golpeando.

FIGURA 2.4: Ensayo de casa grande

Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.2.2.3 Límites Plástico (LP)

La frontera convencional entre los estados plásticos y semisólidos fue llamada por Atterberg límite plástico y está definido también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg colocaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de 3 mm de diámetro.

FIGURA 2.5: Ensayo de límite plástico



Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.2.2.4 Índice de plasticidad (IP)

La diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada índice plástico, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de más fácil determinación, por lo que sugirió u uso en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$IP = LL - LP$$

2.1.2.3 Clasificación de suelos

Los métodos de clasificación de suelos más utilizados son los siguientes:

- Clasificación AASTHO: este tipo de clasificación es utilizado para diseñar espesores de capas en carreteras por este motivo no lo veremos.
- Clasificación SUCS este tipo de clasificación es el más utilizado para diseño de obras civiles por tal motivo es el que se usa.

2.1.2.3.1 Sistema de clasificación unificado S.U.C.S

Este sistema fue creado para la clasificación de suelos en la Construcción de Aeropuertos, aunque en el mundo se utiliza en casi todas las obras civiles.

El primer grupo se encuentran: las gravas, arenas o suelos gravosos arenosos con poco o nada de material fino (limo y arcilla), son designados de la siguiente manera.

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso

W = Bien graduado

P = Mal graduado

Segundo Grupo, Se encuentran los suelos finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, son designados de la siguiente manera.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

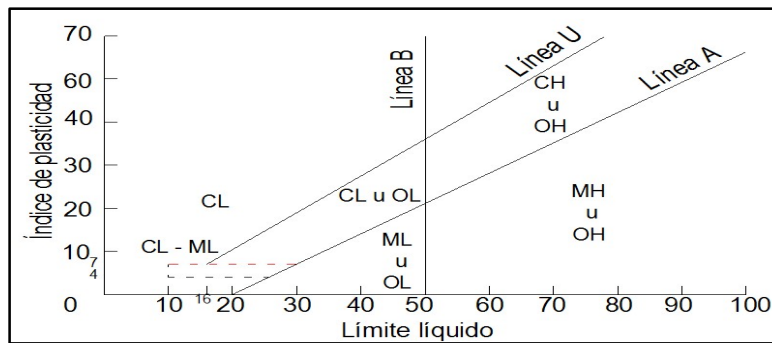
C = Arcilla

O = Limos, arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico.

L = Baja a mediana compresibilidad. ($LL < 50\%$)

H = Alta compresibilidad. ($LL > 50\%$)

TABLA 2.3: Carta de plasticidad



Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

TABLA 2.4: Clasificación de suelos por el método SUCS

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM	
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC	
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP	
	Arenas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM		
	Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC		
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL	
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado		
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)		CH
			Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)		MH
		Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH	
		Límite líquido: no secado			
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt	

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

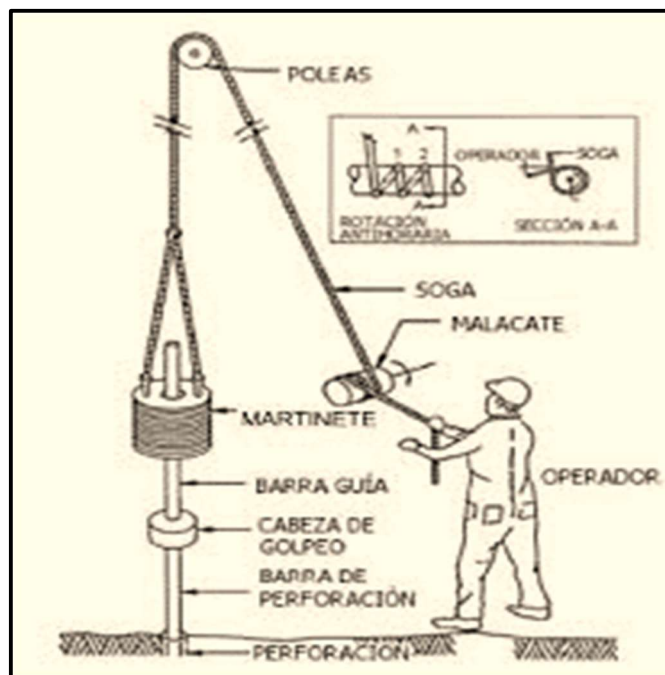
Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (4ta Edición)

2.1.3 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), 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 a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, 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 está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63,5 Kg. y 76,2 centímetros respectivamente.

FIGURA 2.6: Esquema del ensayo SPT



Fuente: Principios De Ingeniería De Cimentaciones - Braja M. Das (7ma Edición)

2.1.3.1 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 30 cm en el suelo por efecto de los golpes que se dan con el martillo de 63.5 Kg a una altura de caída de 76.2 cm. Además del hincado, se debe realizar un muestreo de materiales cuidando de no perder la humedad natural del suelo.

2.1.3.2 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 Granulometría y Límites y clasificarlo por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.2 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

En el campo de la Arquitectura, un proyecto Arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, todo esto bajo sus normas de diseño establecidos

para que cumpla de manera óptima su propósito. Esta documentación es presentada (en papel, digitalmente, en maqueta o por otros medios de representación).

2.2.1 Etapas del diseño arquitectónico

En el diseño arquitectónico intervienen ciertas etapas.

2.2.1.1 El programa de diseño arquitectónico:

Se trata de una lista que identifica los componentes del sistema y sus requerimientos particulares.

2.2.1.2 Diseño arquitectónico básico:

Es el proceso donde se traduce a formas útiles todo lo estipulado en el programa de diseño arquitectónico.

2.2.1.3 Zonificación:

Es el ordenamiento de los elementos del diseño, que se establecieron previamente en el programa de diseño de forma lógica y funcional.

El proyecto arquitectónico es el fin del proceso de diseño arquitectónico y es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos, empleados para plasmar el diseño arquitectónico de una edificación.

2.2.1.4 El proceso del diseño arquitectónico

Previo al comienzo del diseño arquitectónico, existe consideraciones que deben ser contempladas. La situación del terreno, las dimensiones, características topográficas, orientación cardinal, los servicios (energía eléctrica, agua, drenajes, la vista). Luego de solucionar los aspectos anteriores, se valoran las necesidades edilicias: superficie construida, altura de pisos o plantas, relaciones entre los espacios, los usos, etc. (esto es el programa arquitectónico). Otro elemento a tener en cuenta es el presupuesto disponible para la construcción, es determinante para el diseño arquitectónico.

2.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

2.3.1 Definición de estructura

Se puede definir una estructura, como un conjunto de elementos estructurales ordenados que interactúan entre sí de manera tal que puedan soportar esfuerzos propios y externos, garantizando en todo momento la estabilidad de todo el conjunto.

Un elemento estructural es cada una de las partes que conforman a una estructura, y que cumplen una función específica en la estabilidad de la misma. Los elementos estructurales pueden clasificarse de acuerdo a diferentes criterios, de acuerdo a sus dimensiones, a su uso, su composición.

La función que debe cumplir una estructura será la de resistir las cargas actuantes garantizando la seguridad y confort de los usuarios de dicha estructura. Por tanto, el diseño estructural se debe contemplar todos los aspectos necesarios y dar pleno cumplimiento a la normativa establecida en el país.

2.3.2 Definición de análisis estructural

El problema que trata de resolver el Análisis Estructural es la determinación del estado de deformaciones y tensiones que se producen en el interior de la estructura, a consecuencia de todas las acciones actuantes sobre ella. Como consecuencia también se determinan las reacciones que aparecen en la sustentación de la estructura.

Fundamentalmente, el análisis de estructuras busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.

Para lograr este objetivo se pueden utilizar métodos analíticos, numéricos, gráficos y experimentales. En los primeros se comienza por la formulación de un modelo matemático al cual se le puedan aplicar los principios y leyes de la Teoría de estructuras, que se verán más adelante. Cuando la solución matemática exacta del modelo es muy complicada o en muchos casos en que se utiliza el computador, se acude a métodos numéricos que permitan obtener la respuesta con suficiente aproximación y mucho menos trabajo.

2.3.3 Definición de diseño estructural

El diseño estructural es una de las áreas donde se desarrolla la ingeniería civil y se realiza a partir de las características mecánicas de los materiales en interacción con las acciones a las que está sometida. Se puede definir como un estudio de la estabilidad y resistencia de los elementos que componen una estructura tanto individualmente como en conjunto, ante las fuerzas que actúan sobre ella.

El proceso de diseño puede plantearse entendiendo que la función primaria de la estructura es resistir las acciones a que ha de estar sometida, debe entenderse en sentido amplio y no restringirse solamente a la resistencia mecánica de las solicitaciones derivadas de las acciones actuantes. En particular la resistencia a las acciones ambientales y la adecuada durabilidad durante el período de vida útil previsto en el proyecto de la estructura.

Para cumplir todo lo mencionado se plantea lo siguiente:

- Definir el tipo de estructura: de acuerdo al diseño arquitectónico y las exigencias según el tipo de edificación, se definirá el tipo y forma de los elementos estructurales, así como los materiales disponibles en la zona.
- La idealización de la estructura: para un cálculo con relativa sencillez y exactitud es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis, en este punto se establecerá la ubicación de los elementos estructurales.
- Definir las acciones sobre la estructura: las acciones serán definidas de acuerdo a lo que se establece en la norma boliviana.
- Dimensionamiento de los elementos estructurales: será efectuado de acuerdo al cálculo que establece la norma boliviana (CBH-87).

2.3.4 Análisis de acciones

La tarea más importante y difícil encarada por el proyectista de estructuras es la estimación precisa de las cargas que pueden aplicarse a una estructura durante su periodo de vida útil. No pueden dejar de considerarse cargas que puedan presentarse con cierta probabilidad razonable. Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la peor combinación de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

La estructura ha de resistir acciones de muy variados tipos. Algunas son de carácter permanente y otras de carácter variable. Entre ellas, las hay que actúan en dirección vertical u horizontal y otras que pueden actuar en cualquier sentido. Una clasificación genérica que nos proporciona la norma boliviana es la siguiente:

Acciones directas: Son originados por el peso propio de los elementos estructurales y otras cargas aplicadas directamente sobre la estructura.

Acciones indirectas: Son originados por algunos fenómenos capaces de producir fuerzas de un modo indirecto generando total o parcialmente deformaciones, o imprimir

aceleraciones a la estructura siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

2.4 Materiales

2.4.1 Hormigón Armado

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón, donde se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

2.4.2 Hormigón

El hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra, esta característica hace que sea muy útil en construcción ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales.

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido.

Las componentes de la masa de hormigón son:

a) Cemento

El cemento es un aglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse al contacto con el agua. Hasta este punto la molienda entre estas rocas es llamada Clinker, esta se convierte en cemento cuando se le agrega yeso, este le da la propiedad a esta mezcla para que pueda fraguar y endurecerse.

b) Áridos

Se denomina comúnmente árido a una roca que, tras un proceso de tratamiento industrial (simple clasificación por tamaños en el caso de los áridos naturales, o trituración, molienda y clasificación en el caso de los áridos de machaqueo), en la mayoría de los casos, ha de tener una distribución granulométrica adecuada.

c) Agua

En general, podrán ser utilizadas tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas para consumo humano son consideradas como aceptables en la

práctica. Resulta más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado.

2.4.3 Propiedades del Hormigón

2.4.3.1 Resistencia

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

TABLA 2.5: Hormigones según su resistencia en Mpa

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.3.2 Consistencia

La consistencia del hormigón debe ser la adecuada para que el hormigón pueda rodear las armaduras y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Se recomienda los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

Los asentamientos son medidos mediante el ensayo de cono de Abrams y sus valores límites son los siguientes:

TABLA 2.6: Asentamientos Admisibles

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+1
Blanda	6-9	+1
Fluida	10-15	+2

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.3.3 Coeficiente de dilatación Térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual al del acero, es decir: $\alpha=1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.4.3.4 Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, μ , igual a 0,20.

2.4.4 Aceros

El acero es una aleación que se obtiene principalmente de la mezcla del hierro y el carbono. También combina otros elementos tales como el silicio, fósforo, azufre y oxígeno, aunque estos se encuentran en cantidades mínimas, son los que al final le proporcionan distintas características.

Con el término de acero estructural definimos a un grupo de aceros diseñados para construir estructuras formando parte del hormigón armado como una serie de armaduras.

2.4.4.1 Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

TABLA 2.7: Diámetros y Areas de Barras Corrugadas

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm ²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042	12,566	19,635

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.4.2 Características Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

TABLA 2.8: Tipos de Acero

Designación	Clase de acero	Límite elástico fy, en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura fs, en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación fs/fy, en ensayo no menor que
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.4.3 Armaduras

Las armaduras deben tener las siguientes consideraciones en cuanto a:

a) Anclaje

Debe asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste. Los anclajes en extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta.

b) Empalmes

Los empalmes se emplean debido a que las longitudes de las barras de acero no son las adecuadas o suficientes y se colocan en lugares que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes se realizarán por traslapo.

c) Adherencia

La adherencia entre el hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero se deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones, lo que causaría una rotura brusca.

La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos.

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.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.nu} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

d) Distancia entre Barras

Para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos.

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

- Dos centímetros

- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

e) Distancia a los Paramentos

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

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5 cm.

TABLA 2.9: Recubrimientos Mínimos

Elementos	Recubrimiento
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,5cm
Para losas y paredes al aire libre	1,5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.4.4.4 Módulo de deformación longitudinal

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

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

2.4.4.5 Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.4.5 Propiedades Mecánicas hormigón

2.4.5.1 Diagrama de Cálculo Tensión – Deformación

2.4.5.1.1 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 $0,85 f_{cd}$.

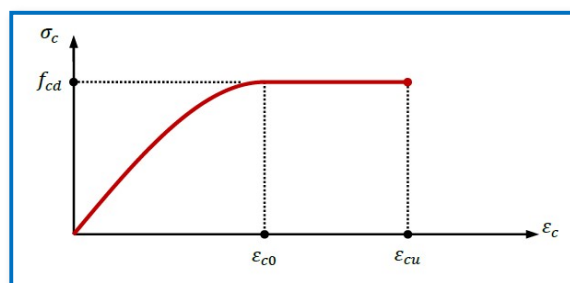
La ecuación de la parábola es:

$$\sigma_c = 850 f_{cd} * \epsilon_c (1 - 250\epsilon_c)$$

Donde:

ϵ_c = está expresado en fracción decimal

FIGURA 2.7: Diagrama Parábola-Rectángulo del Hormigón

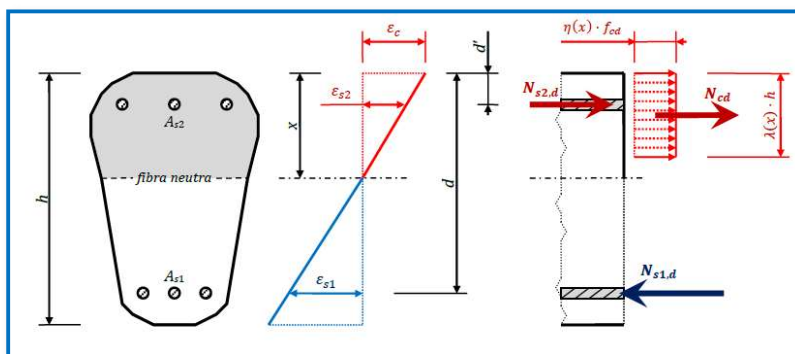


Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya

2.4.5.1.2 Diagrama Rectangular

Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo “x” la profundidad del eje neutro y el ancho $0,85 f_{cd}$

FIGURA 2.8: Plano de Deformación y Diagrama del Bloque Rectangular



Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya

2.4.6 Propiedades mecánicas del acero

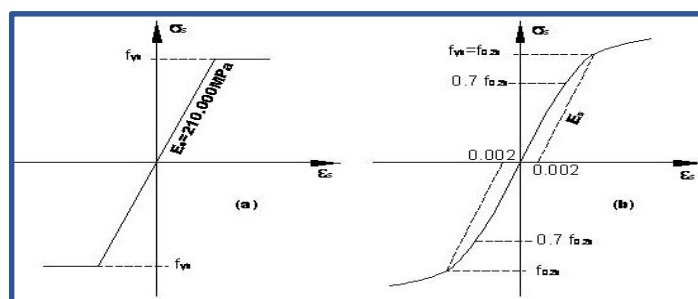
2.4.6.1 Diagramas tensión-deformación

El diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no

mayores del 10 por mil, presentan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

La rama de compresión es simétrica de la de tracción respecto al origen.

FIGURA 2.9: Diagrama tensión - deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

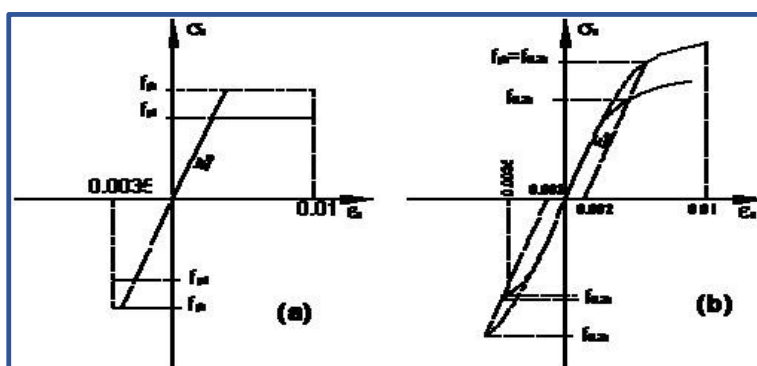
El conocimiento del diagrama característico del acero permite dimensionar las secciones sometidas a solicitaciones normales (flexión, compresión) con mayor precisión y economía que si solo se conoce el valor del límite elástico.

Para establecer el diagrama y comprobarlo con ensayos de recepción, se admite que es suficiente determinar las tensiones que corresponden a las siguientes deformaciones: 0,001 0,002; 0,003; 0,004; 0,005; 0,006; 0,008 y 0,010.

2.4.6.2 Diagramas de cálculo tensión-deformación

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

FIGURA 2.10: Diagrama de cálculo tensión - deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

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

2.5 Método de Cálculo de Estructuras de H° A°

2.5.1 Generalidades

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites.

El diseño de una estructura contempla varias consideraciones, entre los cuales hay dos objetivos principales que deben siempre lograrse, la seguridad y la funcionalidad, para esto el método de los estados límites se clasifican en dos:

- Estados límites de servicio: La estructura debe cumplir con los requisitos de funcionalidad.
- Estados límites últimos: La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

- El proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en: Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

- Obtención de las respuestas R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

2.5.2 Coeficientes de minoración de resistencias y mayoración de cargas.

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes los cuales se muestran a detalle en los anexos I:

Un resumen de estos coeficientes de seguridad para el estado de límite último es:

- Coeficiente de minoración del acero..... $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta..... $\gamma_{fg} = 1,60$
- Coeficiente de mayoración de carga viva..... $\gamma_{fq} = 1,60$

2.5.3 Hipótesis de Cargas

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

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, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

$$\text{Hipótesis II: } 0.90 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.90 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.80 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

En estas expresiones:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

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

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

W = Valor característico de la carga de viento.

W_{eq} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará: $W_{eq} = 0$

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

Cuando existan diversas acciones “ Q ” de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de “ Q ” para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0.8 del característico para las restantes.

Los esfuerzos principales “ M ”, “ Q ” y “ N ”, se calcularán según:

Los efectos originados por las acciones son los esfuerzos que actúan en una sección de una pieza de la estructura, tales como: momento flector, esfuerzo normal, esfuerzo cortante y momento de torsión. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina sollicitación.

2.5.4 Cálculo en estados límites últimos

Para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

a) Equilibrio

Equilibrio entre las acciones exteriores aplicados a la sección y sus esfuerzos interiores

b) Hipótesis de Bernoulli

Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total, l_0/h , sea superior a 2.

c) Hipótesis de Navier

Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Esta hipótesis permite plantear la ecuación de compatibilidad de deformaciones unitarias de las fibras de la sección.

d) Adherencia

Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales. Por consecuencia las deformaciones del hormigón serán las mismas que el acero.

2.5.5 Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C. con sus siguientes dominios según la naturaleza de la sollicitación.

Dominio 1 Tracción simple o compuesta:

Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

La profundidad del eje neutro varía: desde $x = \infty$ ($\epsilon_s = \epsilon_c = 10$ por mil), hasta $x = 0$ ($\epsilon_s = 10$ por mil, $\epsilon_c = 0$).

Dominio 2 Flexión simple o compuesta:

El acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A. La profundidad del eje neutro varía: desde $x = 0$, hasta $x = 0,259 d$, que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas: $\epsilon_s = 10$ por mil y $\epsilon_c = 3,5$ por mil.

Dominio 3 Flexión simple o compuesta:

La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil. La profundidad del eje neutro varía: desde $x =$

0,259 d, hasta x_{lim} , profundidad límite para la cual la armadura más traccionada alcanza la deformación ϵ_y , correspondiente a su límite elástico.

Dominio 4 Flexión simple o compuesta:

Las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

La profundidad del eje neutro varía: desde $x = x_{lim}$, hasta $x = d$, donde la armadura más traccionada tiene una deformación $\epsilon_s = 0$

Dominio 4.a Flexión compuesta:

Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

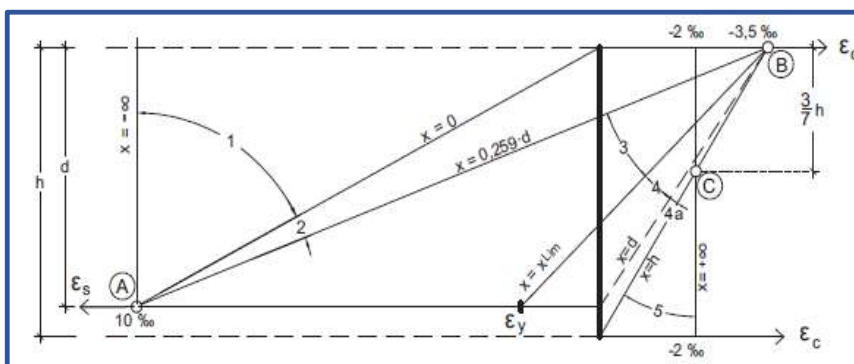
La profundidad del eje neutro varía: desde $x = d$, hasta $x = h$, donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.

Dominio 5 Compresión simple o compuesta:

Ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2\text{‰}$.

La profundidad del eje neutro varía: desde $x = h$, hasta $x = \infty$, es decir, hasta la compresión simple.

FIGURA 2.11: Dominios de deformación



Fuente Jiménez Montoya 14^o ava edición

2.6 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

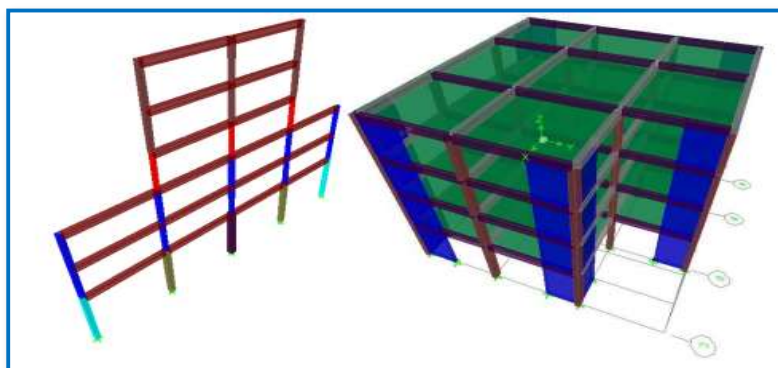
La idealización de una estructura es considerar que la misma se encuentra formada por "partes" ideales. A los nudos o nodos se consideran identificados con un punto (a los efectos del cálculo), cuando sabemos que cualquier nudo tiene un volumen (visualiza el encuentro de una viga y una columna). De igual manera, consideramos a las vigas y columnas como "barras" lineales, sin espesor, aunque les asignemos un peso y características geométricas (momento de inercia, altura, etc.). Las losas y cáscaras pasan a ser láminas de espesor infinitesimal, cuando en realidad tienen espesor. Los apoyos, son rígidos (o con empotramiento total, que no existe en ningún caso) o móviles (que se da en los apoyos de puentes, aunque siempre existe un coeficiente de roce inicial con un valor que puede ser más o menos apreciable). Asimismo, a los materiales los consideramos ideales como: el acero es totalmente elástico y el hormigón (en el caso del hormigón armado) lo acompaña perfectamente en sus deformaciones.

Todo esto se toma en cuenta, para hacer los cálculos de una manera más simplificada. Pero los resultados de estas "idealizaciones" están muy cerca de la realidad.

2.7 MODELACIÓN DE SISTEMAS DE LA ESTRUCTURAS

Por modelado definiremos al proceso mediante el cual se genera una idealización matemática que pretende representar la conducta real de la estructura a ser construida. Por ello este proceso conlleva a la toma de decisiones respecto a los siguientes aspectos: La geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la constituyen, la magnitud y ubicación de cargas permanentes y variables, los tipos de elementos que la pueden representar con mayor fidelidad (1, 2 o 3 dimensiones), las conexiones internas entre estos elementos, los apoyos externos y la interacción de la estructura con el suelo. Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes, bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos, y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta ser mayor que las otras. El proyectista debe elegir, en cada, caso, el tipo de elemento más adecuado para que el modelo estructural reproduzca adecuadamente el comportamiento buscado de dicho elemento.

FIGURA 2.12: Tipos de Modelación de Estructuras en Programas



Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

Para tener una idea de cuán importante es el modelado y garantizar con ello el buen desempeño de la construcción, los requisitos que debe cumplir el modelo de análisis se enuncian en los siguientes puntos:

- Un modelado fiel de la estructura que incluya los componentes más significativos.
- Un análisis confiable que suministre la respuesta dinámica ante el sismo de diseño y los vientos de diseño.

2.7.1 Sustentación de la cubierta

Como cubierta de la estructura tendremos en su mayoría una losa aligerada en una dirección con viguetas vaciada en situ.

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las solicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de medio metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero utilizando los parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH - 87.

La otra parte estará constituida por una cubierta metálica compuesta de correas para transmitir las cargas hacia los nudos de cada cercha que estará apoyada en vigas de hormigón armado.

2.7.2 Sustentación de la edificación

La estructura porticada del presente proyecto se idealiza como una formación de barras unidas entre sí por nudos rígidos, es decir compuesta por vigas y columnas de hormigón

armado, sometidas a cargas gravitacionales o de peso propio y sobrecargas vivas, además de cargas de viento.

FIGURA 2.13: Planteo estructural de la estructura porticada

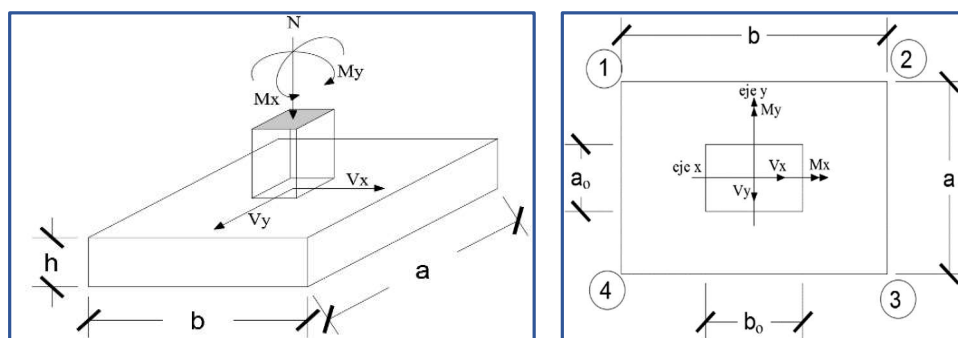


fuelle: elaboración propia

2.7.3 Fundaciones

Las fundaciones o cimentaciones de la estructura están en función principalmente del tipo de suelo de fundación el cual según los análisis de campo en tanto como los de laboratorio hacen conocer qué se trata de un suelo arcilloso por lo tanto se establece que el tipo de fundación apropiado tanto técnica como económica es zapatas aisladas, combinadas y zapatas arriostradas como se observa en las siguientes figuras.

FIGURA 2.14: Zapatas aisladas



Fuente: imagen rescatada de manual usuario cypecad 2018

2.7.4 Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentamientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentamientos, normalmente,

sólo se tienen en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante el cálculo.

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

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

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

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

Donde:

α = coeficiente de dilación térmica del hormigón

L= longitud de calculo

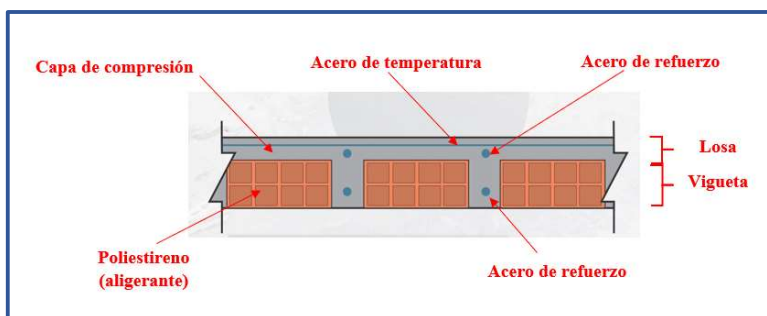
ΔT = variación de temperatura

2.8 DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO

2.8.1 Losas alivianadas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

Las viguetas tienen un espesor entre 10 a 15 cm y la separación de estas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 40 y 60 cm. Medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 30 cm. Todas estas medidas dependerán de un adecuado dimensionamiento realizado por el especialista.

FIGURA 2.15: Componentes de la Losa Alivianada

Fuente: elaboración propia

Estos elementos armados en una dirección resultan más económicos hasta luces de aproximadamente 7 m; para luces mayores será más económico el uso de losas casetonadas, debido al hecho de poder usar peraltes mayores,

Las viguetas realizadas in situ son elaboradas con hormigón armado, estos elementos lineales están principalmente sometidos a flexión, Los complementos son aligerantes de relleno que se apoyan directamente en las viguetas y sirven para reducir el peso de la losa. El proyecto se elaborará con losas aligeradas en una dirección hormigonadas in situ, compuestas por los nervios de las secciones en T múltiples, carpeta de compresión y complemento aligerante de plastiformo.

En cuanto a su diseño será acorde a la profundidad del eje neutro que determina las zonas de esfuerzos a compresión y tracción siendo estas en su mayoría diseñadas como vigas de sección rectangular y su diseño se explicará en el apartado de vigas.

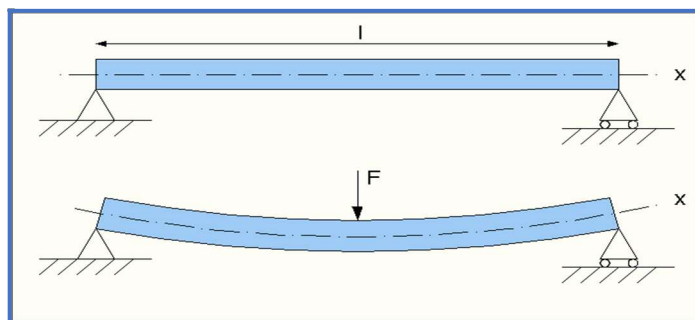
2.8.2 Vigas de hormigón armado

Es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, tomando muy en cuenta sus otros esfuerzos cortante y torsión. En las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flector y el segundo momento de inercia. 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.

FIGURA 2.16: Flexión de una Viga Simplemente Apoyada



Fuente: http://www.wikiwand.com/es/Momento_flector

2.8.2.1 Cálculo a flexión simple

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

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

Donde:

b_w : Ancho de la sección.

d : Canto útil.

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

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

M_d : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

μ_d : Momento flector adimensional de cálculo.

ω = Cuantía mecánica adimensional

Se debe garantizar que una viga trabaje en el dominio 3 y 2.

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

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

2.8.2.1.1 Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción:

Se presentan dos casos:

- a) Para el primer caso cuando la viga no necesite armadura a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción.
- Se determina μ_d y se verifica que esta sea menor al límite $\mu_d < \mu_{lim}$.
 - Con el valor de μ_d entrar en las tablas y determinar el valor de ω .
 - Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

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

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

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

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

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima.

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

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

2.8.2.2 Cálculo de la armadura transversal

Para calcular la armadura que resista el esfuerzo cortante se realizan los siguiente:

Vd = Cortante de diseño (envolvente).

b_w = Ancho del elemento que se analiza.

d = Distancia entre la fibra más comprimida al centro de las barras de refuerzo.

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

f_{yd} = Resistencia minorada de diseño del acero

t = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma A_{α} (barras inclinadas más estribos).

A_{α} = área de barras inclinadas más estribo

S = Separación entre ejes de los estribos

Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Contribución de hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

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

Cortante último por agotamiento por compresión oblicua del hormigón

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu}$$

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

$$\text{Si: } V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$

Si no cumple esta condición, entonces se deberá cambiar la sección.

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

Armadura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} * S}{0.90 * d * f_{yd}}$$

2.8.2.3 Armadura de piel

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

2.8.3 Columnas de Hormigón Armado

Las columnas o Pilares de hormigón armado, forman piezas generalmente verticales, en las que la sollicitud normal es lo más importante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

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

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

2.8.3.1 Excentricidad mínima de cálculo

La norma comienza a tomar en cuenta una excentricidad accidental mínima, en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Esto con el objeto de tener en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación de la solicitud normal.

Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los planos principales. También esto es aplicable para las secciones sometidas a compresión compuesta desviada

2.8.3.2 Disposición relativa a las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por las barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y la compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe tener 25 centímetros si se trata de secciones rectangulares y 25 cm de diámetro si la sección es circular, de acuerdo a lo que prescribe la norma.

2.8.3.2.1 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor a 12 mm y se sitúan en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras.

2.8.3.2 Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la ruptura por deslizamiento de hormigón a lo largo de planos inclinados y eventualmente contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

2.8.3.3 Pandeo de piezas comprimidas

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún en el caso de las piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y la incertidumbre del punto de aplicación de la carga) aparecen momento de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza.

2.8.3.4 Longitud de pandeo

La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efecto de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica a detalle en el anexo I tabla 13

Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

Longitud de pandeo $l_o = \alpha * l$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum(EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum(EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

Con estos datos se hace uso de un ábaco el cual se encuentra en anexo I tabla 12 para determinar el coeficiente de pandeo

2.8.3.5 Esbeltez geométrica y mecánica

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

esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_0/i$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. El radio de giro i , tiene la siguiente expresión $i = \sqrt{(I/A)}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referida a la sección de hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que se encomienda la norma, son las que se mencionan a continuación:

- Para esbeltez mecánicas $\lambda < 35$ (equivalente, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.
- Para esbeltez mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbeltez mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$), debe aplicarse el método general. Para soporte de sección y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

2.8.3.6 Flexión esviada

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

- En aquellas acciones que, por su forma, no presentan el plano de simetría como las secciones en L de los lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

2.8.3.7 Proceso de Cálculo

Datos generales:

b, h = Son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} y M_{xd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y y X

N_d = Fuerza normal de cálculo.

f_{cd} y f_{yd} = Resistencia de cálculo del hormigón y el acero.

- Cálculo de la longitud de pandeo

$$l_o = \alpha * l$$

Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos traslacionales o desplazables debido a que se tiene presente en estructuras con solicitaciones de viento.

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum(EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum(EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

- Método de la excentricidad ficticia

Este método es aplicable a los Pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ($\lambda \leq 100$).

- Excentricidad de primer orden

Excentricidad inicial o de primer orden e_o , no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o igual a M/N donde M es el momento exterior aplicado, de primer orden, y N la carga axial actuantes.

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d} \qquad e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

- Excentricidad accidental. -

Excentricidad accidental e_a , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm$$

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

La excentricidad e_{fic} , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden e_o tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden.

$$e_{ficx} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{b+20*e_{ox}}{b+10+e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{i} * 10^{-4}$$

- Excentricidad final

$$e_{(x,y)} = e_o + e_a + e_{fic}$$

- Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

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

- Cálculo de los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \qquad \mu_x = \frac{N_d * e_{rx}}{U_c * h} \qquad \mu_y = \frac{N_d * e_{ry}}{U_c * b}$$

- Definir los valores del momento reducido

$$\mu_x > \mu_y$$

- Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los Pilares se entra en los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v . Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II. El cual está en anexo i tabla 14.

- Calcular la capacidad mecánica de la armadura total

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

Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Cálculo de la armadura transversal de la columna. -

El diámetro de estribo será:

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

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

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

2.8.4 Fundaciones (cimientos)

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la estructura y el peso propio de ellas al terreno pero por demás tienen las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura distribuyendo las descargas considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo limitar los asentamientos totales y diferenciales con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas y además mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

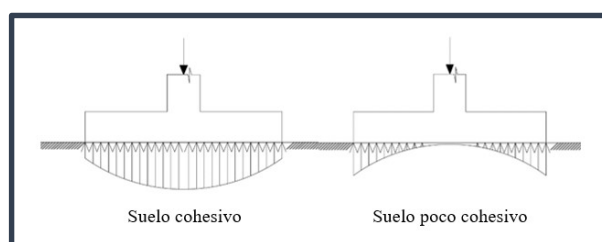
En el presente proyecto se analizará como fundación de la estructura las zapatas aisladas si así lo permite las condiciones del terreno.

2.8.4.1 Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo L y ancho B con relación L/B que no excede a 1.5. la cimentación debe soportar la carga de las columnas.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente no es uniforme la distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la Zapata y de la rigidez de la Zapata misma.

FIGURA 2.17: Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos



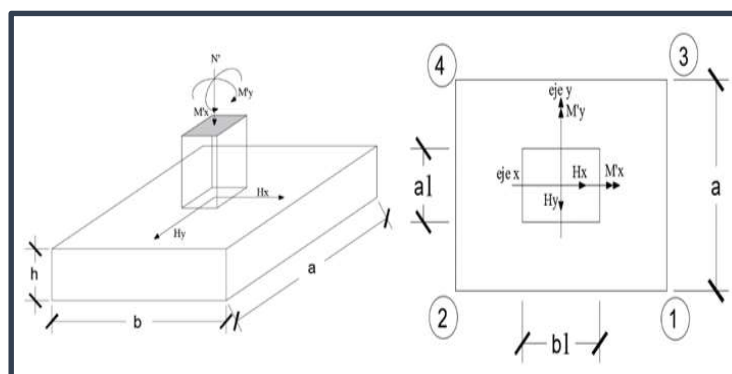
Fuente: Apuntes Ing. David Zenteno

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis:

- La distribución de presiones es lineal,
- la losa de la Zapata se considera rígida,
- No se admiten tensiones en el terreno.

2.8.4.2 Proceso de cálculo

FIGURA 2.18: Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: Apuntes Ing. David Zenteno

DATOS:

M_x y M_y = Momento en el eje X y Y

H_y y H_x = Cortante en el eje Y y X.

N' = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se precede a calcular la zapata:

PASO 1. Determinar el peso total “N” que soportara la zapata

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 10% del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.1 N'$$

PASO 2. Determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata.

La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” tal que:

$$A = a b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$

PASO 3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

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

Donde:

f_{cd} = resistencia de diseño del Hormigón.

f_{ck} = resistencia característica del Hormigón.

γ_c = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.5).

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_1 \bar{\sigma}_{adm}}$$

Donde:

f_{cd} = kg/cm².

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = kg/cm².

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{4} + \frac{a \cdot b}{2k-1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} \\ \frac{2(a-a_1)}{4+k} \\ \frac{2(b-b_1)}{4+k} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento (≥ 5 cm), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

PASO 4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata.

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata.

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * a * b * h = 2.5 \left(\frac{tn}{m^3} \right) * a * b * h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos.

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_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:

$$M_x = M'x \pm hH_y$$

$$M_y = M'y \pm hH_x$$

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.

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6M}{a*b^2} + \frac{6Mx}{b*a^2} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a*b^2} + \frac{6Mx}{b*a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a*b^2} - \frac{6Mx}{b*a^2} \qquad \sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a*b^2} - \frac{6Mx}{b*a^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los efectos debidos a flexocompresión están dados por las anteriores formulas.

Luego se debe de verificar el esfuerzo máximo que es el esfuerzo 1.

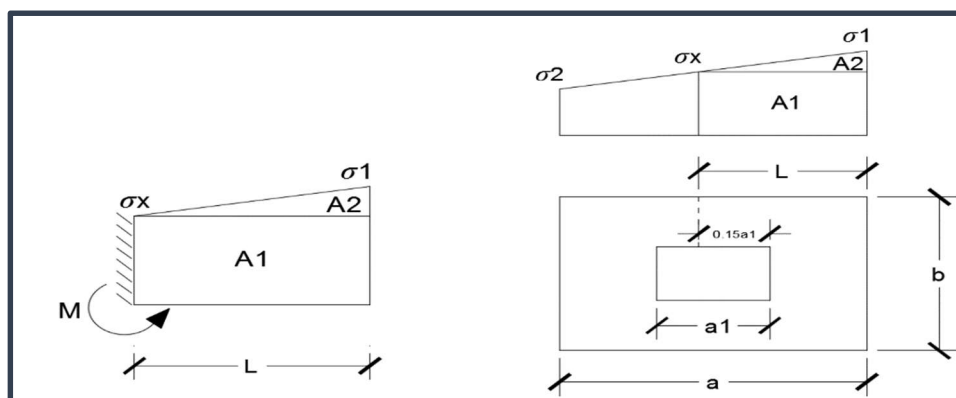
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

PASO 7. Cálculo del momento de diseño.

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0.15 a 1.

FIGURA 2.19: Momento de diseño



Fuente: Apuntes Ing. David Zenteno

De la figura 2.19 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a-a1}{2} + 0.15 * a1$$

$$\sigma_x = \sigma1 - \frac{L}{a} * (\sigma1 - \sigma2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1 * D1 + A2 * D2 = \sigma_x * L \left(\frac{L}{2}\right) + \frac{(\sigma1-\sigma_x)L}{2} = \frac{L^2}{3} \left(\sigma1 + \frac{\sigma_x}{2}\right) \text{ (ton.m/m)}.$$

Para las unidades que se tiene que ton.m/m = 10⁵ kg. En cm/cm. Finalmente el momento de diseño es:

$$M_d = 1.6 * M_b$$

PASO 8. Cálculo del área de acero. – Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} < 0.252$$

Donde:

b = lado transversal

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

Con este valor se determinará la cuantía mecánica de acero dad por:

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{min} = 0,0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

PASO 9. Se verifica que la zapata no se Vuelque. –

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Na}{2 * My} \\ \frac{Nb}{2 * Mx} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

PASO 10. Se verifica que la zapata no se Deslice.

Como fuerza estabilizante se contará solo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de este. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones:

Para suelos arenosos sin cohesión

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N \cdot \tan \varphi_d}{H_x} \\ \frac{N \cdot \tan \varphi_d}{H_y} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{H_x} \\ \frac{AC_d}{H_y} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$C_d = \frac{1}{2} C$$

C = cohesión

$$A = a \cdot b$$

Donde:

A = área de la base de la zapata.

$\varphi_d = (2 \cdot \varphi / 3)$ = Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 \cdot C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

2.8.5 Escaleras

La escalera es un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel. Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas, escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras caracol, helicoidales, etc.

Una escalera se compone de las siguientes partes:

Peldaño: es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie. Al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella” o tabica.

Tramo: es una serie de peldaños continuados si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.

Caja de escalera: es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de Ojo de Escalera.

Arranque de escalera: es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

Cuando el Rellano o Meseta coincide con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

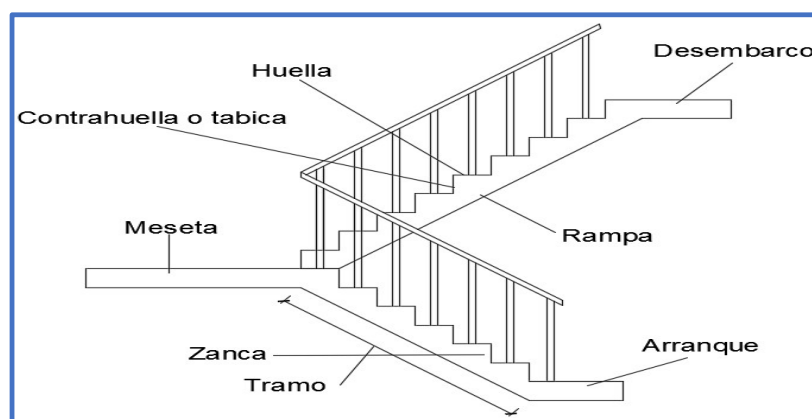
El ancho o huella de un peldaño suele oscilar entre los 25 y 30 cm punto para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22cm, siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 17 cm.

La huella, al contraerse con la contrahuella casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.

Este espacio o vacío existente entre dos tramos en la parte central de la escalera se denomina ojo o hueco de la misma cuando esta parte se llena o maciza se denomina espigón o árbol de la escalera.

En la siguiente figura se pueden observar los elementos de una escalera

FIGURA 2.20: Partes constitutivas de una escalera.



Fuente: elaboración propia

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Se adoptan las cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las sollicitaciones de la estructura como una Viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del código boliviano del Hormigón CBH-87.

2.8.5.1 Proceso de cálculo

$$p = \text{huella}$$

cp=contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$$

$$\alpha = 0,8 - 1,0$$

- Cálculo del espesor de la losa de la escalera

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta} \quad h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h= Proyección vertical de t

h_m = Altura media

- Cálculo de la carga última

$$q_u = pp + Acab + sc$$

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

pp= Peso propio

Acab= Acabados

sc= Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión

- Cálculo del canto útil

$$d = t - \left(r + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Donde:

t= Espesor de la losa de la escalera

r= Recubrimiento

Φ =Diámetro del hierro

- Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm^2)

f_{yd} = Limite de fluencia del acero (kg/cm^2)

Disposición de la armadura

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018 < \rho < \rho_{\max} = 0,0133$$

Donde:

S = espaciamiento entre barras

- Refuerzo de momento negativo

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2}$$

$$A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \min} < (-)A_s$$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot t$$

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_{ϕ} = Área de la barra de hierro

2.9 ESTRATEGIAS PARA LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

2.9.1 Especificaciones técnicas

Son las especificaciones que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, es una descripción complementaria a la visual que nos ofrecen los planos, se lo realiza mediante una descripción escrita que complementa lo que necesitamos producir, de tal manera que

se ajuste a nuestros requerimientos y no permita otras interpretaciones y estas están clasificadas por ítems referente a cada actividad específica.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

La especificación técnica será el conjunto de requisitos y detalles complementarios que debe cumplir determinado producto o ítem de trabajo con el fin de que se ajuste a las necesidades planteadas, a los requerimientos de trabajo en el proyecto. Esta especificación técnica es parte integral del diseño y debe definirse durante este proceso con el fin de que en obra no existan vacíos en cuanto a su construcción.

2.9.1.1 partes de una especificación técnica

La especificación técnica contiene una serie de datos que complementan los planos y sus detalles, podemos discriminar cualquier especificación técnica en las siguientes partes: descripción de la actividad, materiales a utilizar y procedimientos para su transformación, equipo, transportes, mano de obra y forma de medida y de pago.

Descripción de la actividad.

En esta parte de la especificación técnica se debe describir en que consiste el ítem en cuestión, si es una actividad que involucra otros elementos para su elaboración o simplemente si es un elemento de suministro. Ejemplo: materiales transformados como el concreto, elementos de suministro como los aparatos sanitarios o el mobiliario.

Materiales a utilizar. (con procedimiento)

En esta parte debemos describir el tipo de materiales que vamos a utilizar, anotar sus calidades y cualidades (si es necesario y el pliego de condiciones de la obra lo permite anotar la referencia si la tiene), describir si es un elemento que requiere un acabado, describir los pasos necesarios para su instalación o para obtener una determinada apariencia o calidad. En resumen, en este punto se describirán materiales y procesos. Es importante anotar que no necesariamente el procedimiento planteado es “una camisa de fuerza” para su ejecución.

Equipo y herramientas

Dentro de este punto es importante solicitar el equipo que se considere necesario para la ejecución del trabajo en cuestión para que se realice en forma segura y eficiente, inclusive se puede exigir un mínimo del mismo con el fin de tratar de obtener la mejor calidad posible del producto. Se debe mencionar el uso de herramientas menores tales como martillos, cinceles, palas, etc., para que se consideren dentro de los análisis unitarios.

Transportes.

Muchos de los materiales que se utilizan en una obra ya tienen incluido el valor del transporte, como por ejemplo los agregados pétreos, sin embargo, pueden existir productos que ameriten considerar el transporte como un valor adicional al elemento, en este caso se lo debe cotizar como tal, ejemplo: transporte de equipos especiales (Maquinaria y equipos generalmente).

Mano de obra.

Este punto tiene en cuenta la calidad de la mano de obra requerida para la ejecución de una actividad, por consiguiente, es muy importante que se solicite personal idóneo y calificado para cada ítem, se definirá el número de personas (cuadrillas) que la acometan y quien estará a cargo de ellas con el fin de cumplir con los rendimientos de obra requeridos por el contrato.

Forma de medida y de pago.

Dentro de la especificación técnica éste puede ser el punto más importante ya que con base en él liquidaremos el valor de un contrato, por eso es de gran importancia definir en forma clara y exacta la forma como se va a medir y a pagar cada actividad dentro de una obra.

2.9.2 Cuantificación de obra

2.9.2.1 Cómputos métricos

Los cómputos métricos son determinar las longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de una obra. Requieren el manejo de fórmulas geométricas para determinar qué cantidad de materiales en base a estos cálculos determinaremos la cantidad de mano de

obra necesaria para realizar alguna actividad. Y también para elaborar cronograma de ejecución de obras.

El cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

2.9.2.2 Precios unitarios

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad, la integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda para obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos).

Los parámetros de cálculo de los precios unitarios están dados de acuerdo a los criterios de las normas básicas de SABS.

2.9.2.3 Presupuesto general de la obra

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Introducción

Después de haber introducido en el capítulo anterior los conocimientos necesarios para entrar al campo del diseño estructural se procederá al diseño estructural del centro cultural en el distrito 7 de la ciudad de Tarija.

En este capítulo se realizara el análisis del estudio topográfico y estudio de suelos, se determinará los requisitos dimensionales de la estructura, las cargas actuantes y sus respectivas hipótesis, y los datos necesarios que requiere el programa estructural CYPECAD para así poder determinar los esfuerzos internos, que son imprescindibles para el diseño estructural y el dimensionamiento de cada elemento estructural, se verificara los elementos estructurales más críticos de la estructura y finalmente se realizara las especificaciones técnicas, cómputos métricos, análisis de precios unitarios, cronograma de ejecución y presupuesto general.

3.2 Análisis del estudio topográfico

El plano del levantamiento topográfico se lo realizo con la ayuda de un topógrafo entendido en la materia y una estación total.

FIGURA 3.1: Fotografía del terreno

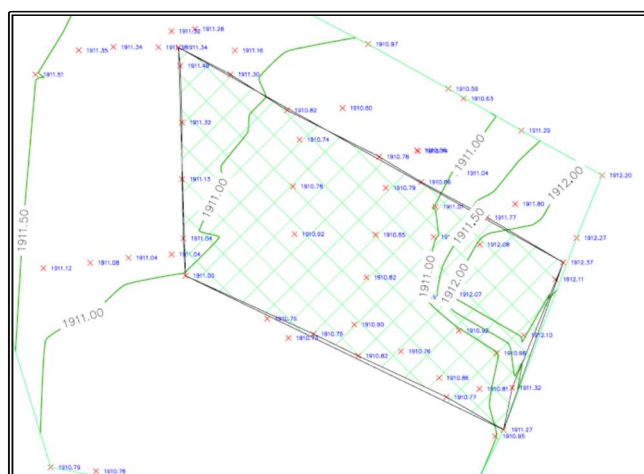


FUENTE: imagen propia

El terreno para el emplazamiento del Centro Cultural cuenta con una superficie útil de 1007.56 m², topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles,

considerándola como una superficie llana o semiplana con pequeños desniveles que no afectaran el diseño estructural del centro cultural. El terreno se encuentra a una altura media de 1911 msnm, se muestran los datos tabulados a detalle del levantamiento topográfico del terreno (Anexo II).

FIGURA 3.2: Curvas de nivel del terreno



FUENTE: imagen obtenida de paquete civil 3D

3.3 Análisis del estudio de suelos.

Para la determinación de la capacidad del suelo del área de emplazamiento, se realizó el ensayo del S.P.T. por medio de la empresa consultora y constructora CEPAS, realizándose para dicho ensayo dos fosas cada una con una profundidad de ensayo de 2.2 m y 4.0 m. El análisis del resultado de estudio de suelos, donde se verifica la clasificación del suelo por el SUCS y la resistencia admisible del suelo por la fórmula de Terzaghi, están en el ANEXO III (estudio de suelos).

3.3.1 Justificación del nivel y valor de fundación de la cimentación adoptado

Teniendo en cuenta el análisis que se realizó los resultados del δ_{adm} tiene similitud teniendo relevancia el valor obtenido por la fórmula de Terzaghi $\delta_{adm} = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$ a una profundidad de $D_f = 2.20 \text{ m}$ medida desde la cota +0.00 (nivel de superficie). La selección del valor de factor de seguridad se lo realizó según el criterio de Vesic que está en la tabla 25 anexo I la cual está en función del tipo de estructura y el tipo de exploración del suelo utilizando un valor de $FS = 4$ por la importancia de este valor en nuestros cálculos ya que

existen riesgos imprevisibles que puedan surgir, motivo por el cual estamos dentro del lado de la seguridad.

$$\delta_{adm} = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$$

El informe del estudio geotécnico proporcionado por la constructora “CEPAS” se encuentra en el Anexo III.

3.4 Análisis del estudio arquitectónico.

El presente proyecto tiene un área total de 2275.74 m² conformado por los siguiente:

En la planta baja se encuentran ambientes destinados a comedores, cocina, aulas de enseñanza, área de parqueo, etc. En las plantas superiores se encuentran aulas destinadas para áreas de computación, oficinas administrativas y dormitorios destinados a delegaciones y refugio en situaciones de emergencia, sala de computación y dirección.

El plano arquitectónico fue proporcionado por la directiva del distrito 7 de la ciudad de Tarija (ver anexo IX).

Desde el punto de vista de la ingeniería el proyecto tiene la posibilidad de adecuarse a diferentes tipos de elementos estructurales que no alteran la arquitectura, pero que teniendo en cuenta la seguridad, funcionalidad y economía de esta infraestructura se eligió los elementos estructurales más viables.

3.5 Planteamiento estructural

3.5.1 Planteamiento general

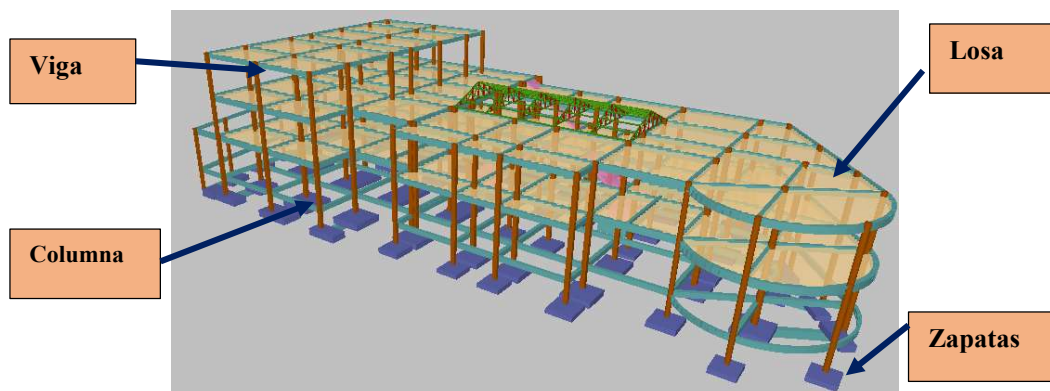
Todos los elementos serán diseñados siguiendo el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87). Una vez definidas las acciones que estarán presentes en nuestra estructura usaremos el software cypecad 2018, para que con la ayuda de las hipótesis de carga nos brinden las solicitaciones a la que están sometidas cada elemento estructural. Posteriormente identificamos elementos con esfuerzos críticos para realizar la verificación de forma académica para que al final podamos comparar los valores obtenidos.

3.5.2 Estructura de Sustentación

- **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, combinadas y conectadas a -2.20 m.
- **Columnas:** Compuesta por secciones cuadradas, rectangulares y circulares.

- **Vigas y sobrecimientos:** Compuestas de secciones rectangulares.
- **Entrepisos:** Constituidos por losas unidireccionales in situ.
- **Cubierta:** Constituida por losa unidireccionales in situ y cubierta metálica.

FIGURA 3.3: Ilustración del Esquema Estructural.

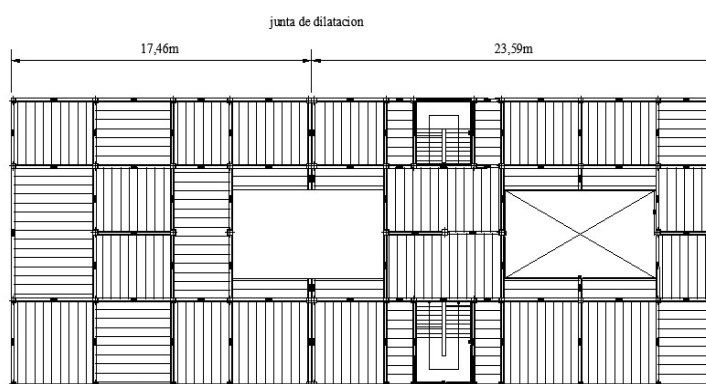


Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

3.5.3 Juntas de Dilatación

En caso del diseño estructural del centro cultural se tiene una longitud aproximada de 55 m de largo por 23 m de ancho con una variación térmica de más de 10 °C por lo tanto se deberá disponer de una junta de dilatación.

FIGURA 3.4: Ubicación de la junta de dilatación



Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

Datos:

$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado

L = 23 y 32 m

T_{max} = 38 °C T_{min} = -5 °C

ΔT aproximado = 45 °C

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

$$\Delta L_1 = 1.0 \times 10^{-5} * 2300 * 45 = 1.04 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1.0 \times 10^{-5} * 3200 * 45 = 1.44 \text{ cm}$$

El espacio para la dilatación térmica será de: $1.04 + 1.44 = 2.5 \text{ cm}$; se tomará una junta de 5 cm constructivamente.

3.6 Determinación de las cargas y esfuerzos

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **NBE-AE**, (norma Básica de edificación - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

Los cálculos de las diferentes cargas actuantes y verificación de esfuerzos, están en el ANEXO IV (estimación de cargas y esfuerzos). Y se presenta una tabla de resumen.

TABLA 3.1: Cargas actuantes en la estructura

CARGAS PERMANENTES		VALORES
Acabados		0.11 tn/m ²
Muro exterior	Planta baja	0.792 tn/m
	1° y 2° piso	0.286 tn/m
	Terraza	0.093 tn/m
Muro interior		0.504 tn/m
SOBRECARGAS DE USO		VALORES
CARGAS VIVAS		
Losas	1° y 2° piso	0.3 tn/m ²
	Terraza	0.15 tn/m ²
Escaleras y rampa acceso		0.5 tn/m ²
CARGAS AMBIENTALES		VALORES
CARGA DE VIENTO		
Presión dinámica		36 kg/m ²
Barlovento		2.16 kg/m ²
Sotavento		-14.4 kg/m ²
CARGA DE GRANIZO		
Granizo		108 kg/m ²

Fuente: (elaboración propia)

3.7 Diseño de elementos estructurales

3.7.1 Diseño de la cubierta.

Propiedades de perfil de acero.

- Módulo de elasticidad longitudinal: $E = 2.07 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico: $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Límite de fluencia: $F_y = 2545 \text{ kg/cm}^2$

Especificaciones de calamina #28.

- Ancho total = 90 cm.
- Ancho efectivo = 83.6 cm.
- Peso = 2.99 kg/ml.

Cargas que actúan en la cubierta

Las cargas que actúan en la cubierta descargan en la cercha y esto recibe en el nudo debido el peso propio de la calamina, cercha, correas y sobrecargas de diseño:

- **Carga por peso propio.**
 - o Carga debido a calamina = 3.57 kg/m^2
 - o Carga debido al peso propio del perfil = 6.13 kg/m
- **Cargas vivas.**

Sobrecarga de uso para mantenimiento $L_r = 80 \text{ kg/m}^2$
- **Granizo.**
 - o Carga granizo

$G = 900 \text{ Kg/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 0.8 = 108 \text{ Kg/m}^2$
- **Cargas viento.**
 - o $W = 36 \text{ kg/m}^2$

Barlovento $C_1 = 0.06$	$P = 2.16 \text{ kg/m}^2$
Sotavento $C_2 = -0.4$	$P = -14.4 \text{ kg/m}^2$

Factores de carga.

Combinaciones usuales de carga consideradas según el LRFD:

$U = 1.4 D.$ $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } G).$ $U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } G) + (0.5L \text{ o } 0.8W).$ $U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } G).$	Donde: U: Carga Ultima. D: Cargas muertas. Lr: Cargas vivas en techos.
---	---

$U = 1.2 D + 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S.$	W: Viento.
$U = 0.9 D + 1.0 W.$	G: Granizo.

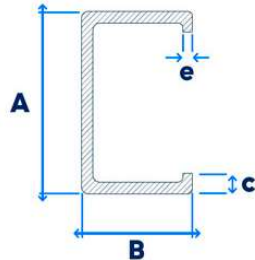
El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor más grande en cada caso de combinación se designará como la carga más crítica a la que estará sujeta la cubierta.

Para la elección de los perfiles se tomó en cuenta los perfiles proporcionados por la empresa importadora de acero “Las Lomas” de los cuales se obtuvieron el perfil adecuado de acuerdo a sus catálogos. Ver Anexo I

Propiedades de la sección para el diseño de correas y cerchas (cuerda superior, inferior, verticales y diagonales)

FIGURA 3.5: Datos perfil costanera C 100x50x15x4

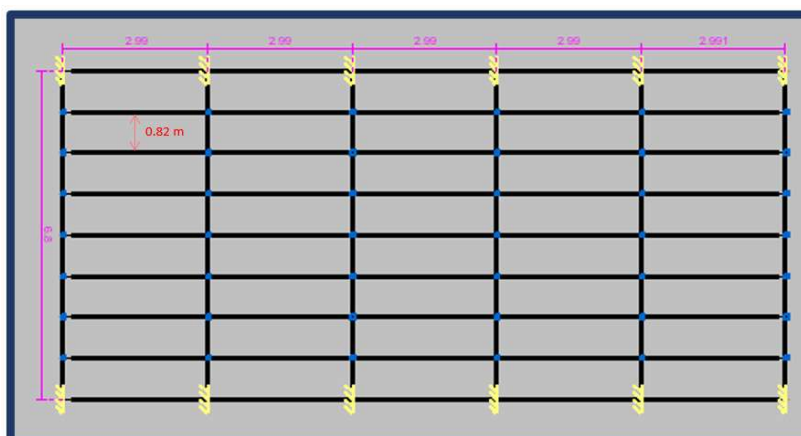


DIMENSIONES				ÁREA	PESO
A (cm)	B (cm)	C (cm)	e (cm)	A (cm ²)	P (kg/m)
10	7.5	1.5	0.3	7.81	6.13
EJE X-X			EJE Y-Y		
ix (cm ⁴)	Sx (cm ³)	ix (cm)	Iy (cm ⁴)	Sy (cm ³)	Iy (cm)
133	26.6	4.13	56.4	12	2.69
X _{cg} (cm)			Y _{cg} (cm)		
2.78			5		

Fuente: valores obtenidos catálogo aceros FORMAC (ANEXO I)

3.7.1.1 Diseño de correas.

FIGURA 3.6: Vista en planta de las correas



Fuente: imagen rescatada de Cype 3D

Carga actuante sobre el elemento:

Carga muerta

- Peso de la calamina

$$P_{calamina} = 3.57 \text{ kg/m}^2 \times 0.92 \text{ m} = 3.28 \text{ kg/m}$$

- Peso de la correa

$$P_{correa} = 7.18 \text{ kg/m}$$

$$D = 7.18 + 3.28 = 10.46 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

$$Lr = 80 \text{ kg/m}^2 \times 0.92 \text{ m} = 73.6 \text{ kg/m}$$

Granizo

$$G = 108 \text{ kg/m}^2 \times 0.92 \text{ m} = 99.36 \text{ kg/m}$$

Carga de viento

- Presión dinámica del viento $W = 36 \text{ kg/m}^2$
- La presión del viento (barlovento) es:

$$p = c_1 * w$$

$$p = + 0,06 * 36 \text{ kg/m}^2$$

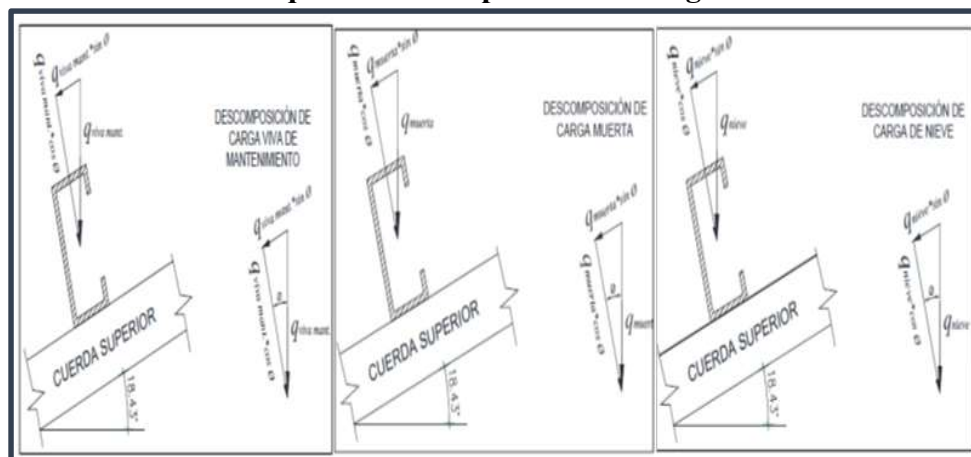
La presión por carga lineal sera:

$$p = 2,16 \text{ kg/m}^2 \times 0.92 = 1.99 \text{ kg/m}^2$$

Se considerará solamente la presión del viento (barlovento), para el diseño, debido a su efecto desfavorable en la estructura.

Descomponiendo cargas

FIGURA 3.7: Esquema descomposición de cargas actuantes



Fuente: elaboración propia

TABLA 3.2: Cargas paralelas y perpendiculares a la correa

Carga Muerta	$D_x = 3.58 \text{ Kg/m}$
	$D_y = 8.71 \text{ kg/m}$
Carga Viva	$Lr_x = 28.02 \text{ kg/m}$
	$Lr_y = 68.06 \text{ kg/m}$
Carga Granizo	$G_x = 37.83 \text{ kg/m}$
	$G_y = 91.88 \text{ kg/m}$
Carga Viento	$W_x = 0 \text{ kg/m}$
	$W_y = 1.99 \text{ kg/m}$

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.3: Combinaciones de carga paralela a la correa

Eje "X"					
Combinación	D (kg/m)	Lr (kg/m)	G (kg/m)	W (kg/m)	U (kg/m)
$U = 1.4 D.$	3.58	28.02	37.83	0	5.018
$U = 1.2 D + 0.5 G.$					23.217
$U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W.$					49.138
$U = 1.2 D + 1.6 G + 0.8 W.$					64.831
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 Lr.$					18.313
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.$					23.217

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.4: Combinaciones de carga perpendicular a la correa

Eje "Y"					
Combinación	D (kg/m)	Lr (kg/m)	G (kg/m)	W (kg/m)	U (kg/m)
$U = 1.4 D.$	8.71	68.06	91.88	1.99	12.187
$U = 1.2 D + 0.5 G.$					56.384
$U = 1.2 D + 1.6 Lr + 0.8 W.$					120.926
$U = 1.2 D + 1.6 G + 0.8 W.$					159.038
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 Lr.$					46.462
$U = 1.2 D + 1.0 W + 0.5 G.$					58.372

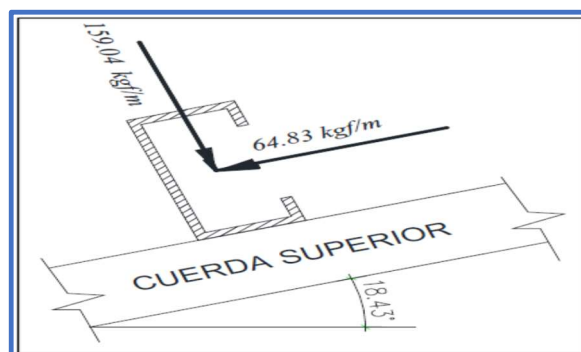
Fuente: elaboración propia

De las combinaciones de cargas se sacan las máximas cargas.

FIGURA 3.8: Esquema de cargas mayoradas

$$U_x = 64.831 \text{ kg/m}$$

$$U_y = 159.038 \text{ kg/m}$$



Fuente: elaboración propia

Diseño con la carga perpendicular

Plano X – Y

Cálculo de reacciones momentos y cortantes.

Cálculo de reacciones.

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{159.038 \cdot 3}{2} = 238.557 \text{ kg}$$

Cálculo de cortantes máximos

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{159.038 \cdot 3}{2} = 238.557 \text{ kg}$$

Cálculo de momento máximo

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{161.092 \cdot 3^2}{8} = 178.92 \text{ kg} \cdot m$$

Diseño a flexión y cortante

Verificación si el perfil ELEGIDO es compacto en el ALA y el ALMA

En el ALA $\frac{b}{t} < 1.08 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{50-2 \cdot 4}{4} < 1.08 \cdot \sqrt{\frac{2.070000}{2545}}$$

$$10.5 < 30.80 \rightarrow \text{Sección compacta en el ALA}$$

En el ALMA $\frac{h}{t} < 2.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\frac{125-2 \cdot 4}{4} < 2.38 \cdot \sqrt{\frac{2.070000}{2545}}$$

$$29.25 < 67.88 \rightarrow \text{Sección compacta en el ALMA}$$

Esfuerzo admisible máximo del acero

$$\sigma_{adm} = 0.9 \cdot f_y = 0.9 \cdot 2545 = 2290.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo a flexión actuante

$$\sigma_{act} = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{178.92 \cdot 100}{33.38} = 536.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto: $536.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2290.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ **CUMPLE OK**

Esfuerzo a corte actuante

$$\sigma_{act} = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} = \frac{V \cdot [A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3]}{I \cdot t}$$

$$\sigma_{act} = \frac{238.557 \cdot [(15 \cdot 4) \cdot 55 + (42 \cdot 4) \cdot 60.5 + (62.5 \cdot 4) \cdot 31.25]}{208.61 \cdot 0.4} \cdot 0.001$$

$$\sigma_{act} = 60.83 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $60.83 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

Diseño con la carga paralela

Plano X – Z

Cálculo de reacciones momentos y cortantes.

Cálculo de reacciones.

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{64.831 \cdot 3}{2} = 97.247 \text{ kg}$$

Cálculo de cortantes máximos

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{64.831 \cdot 3}{2} = 97.247 \text{ kg}$$

Cálculo de momento máximo

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{64.831 \cdot 3^2}{8} = 72.93 \text{ kg} \cdot m$$

Diseño a flexión y cortante

Esfuerzo admisible máximo del acero

$$\sigma_{adm} = 0.9 \cdot f_y = 0.9 \cdot 2545 = 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo a flexión actuante

$$\sigma_{act} = \frac{M_{max}}{S_y} = \frac{72.92 \cdot 100}{5.59} = 1304.47 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $1304.47 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

Esfuerzo a corte actuante

$$\sigma_{act} = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} = \frac{V \cdot [A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3]}{I \cdot t}$$

$$\sigma_{act} = \frac{97.247 \cdot [2 \cdot (4 \cdot 13.3) \cdot 6.65 + (92 \cdot 4) \cdot 11.3]}{20.51 \cdot 2 \cdot 0.4} \cdot 0.001$$

$$\sigma_{act} = 28.84 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $28.84 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

Esfuerzo máximo a compresión

$$\sigma_{act} = \frac{M_y \cdot Z}{I_y} + \frac{M_z \cdot Y}{I_z}$$

$$\sigma_{act} = \frac{72.93 \cdot 100 \cdot 1.33}{20.51} + \frac{178.92 \cdot 100 \cdot 6.25}{208.61} = -1008.97 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $1008.97 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

Esfuerzo máximo a tracción

$$\sigma_{act} = \frac{M_y * Z}{I_y} + \frac{M_z * Y}{I_z}$$

$$\sigma_{act} = \frac{72.93 * 100 * 3.67}{20.51} + \frac{178.92 * 100 * 6.25}{208.61} = 1841.04 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $1841.04 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

Cálculo de la deflexión máxima

➤ Deflexión máxima permisible

Según norma esta deberá ser igual a:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0.83 \text{ cm}$$

➤ Deflexión actuante en cada plano

$$\Delta_{act} = \frac{5 q l^4}{384 E \cdot I}$$

PLANO X – Y

$$\Delta_{act} = \frac{5 * 159.038 * 300^4}{384 * 100 * 2070000 * 208.61} = 0.37 \text{ cm}$$

Finalmente $\Delta_{act} \leq \Delta_{adm}$

$$0.37 \text{ cm} \leq 0.83 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE Ok}$$

PLANO X – Z

$$\Delta_{act} = \frac{5 * 64.831 * 300^4}{384 * 100 * 2070000 * 20.51} = 0.82 \text{ cm}$$

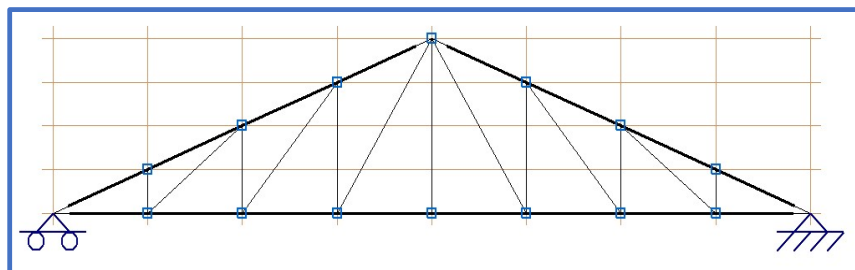
Finalmente $\Delta_{act} \leq \Delta_{adm}$

$$0.82 \text{ cm} \leq 0.83 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE Ok}$$

Concluimos que el perfil costanera C 100x 50x 15x 4 cumple

3.7.1.2 Diseño de la cercha metálica

FIGURA 3.9: Esquema cercha metálica



Fuente: imagen rescatada de Cype 3D

➤ **Verificación del tipo de estructura**

$$m = 2 * j - r$$

Donde: m = número de barras

j = número de nudos

r = número de reacciones

$$29 = 2 * 16 - 3$$

$29 = 27$ el sistema es indeterminado de 2° grado

➤ **Determinación de las reacciones y fuerzas axiales en cada barra**

Debido a la complejidad de la cercha, provocada por la indeterminación del sistema y la cantidad de barras, se procede a calcular las reacciones y esfuerzos axiales de la estructura, utilizando software (Cype 3D).

Escogeremos los axiales más críticos para el diseño.

Diseño de los perfiles

Diseño de la barra a tracción

Para el diseño en tracción tomaremos el máximo valor de tracción del cálculo de fuerzas determinadas por el paquete estructural

Axiales Valor máximo en tracción= $T_{act} = 1630$ kg (entre N28 – N 35)

PERFIL C 100x 50x 15x 4	
área sección	8.15 cm ²
$\sigma_{adm} =$	2290.5 kg/cm ²

El esfuerzo actuante será:

$$\sigma_{act} = \frac{1630}{7.8} = 208.97 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto: $208.97 \frac{kg}{cm^2} < 2290.5 \frac{kg}{cm^2}$ **CUMPLE OK**

El perfil elegido es correcto

➤ **Diseño de la barra a compresión**

axiales Valor máximo en compresión= $C_{act} = -6281$ kg (entre N94 – N 95)

PERFIL C 100x 50x 15x 4	
área = 8.15 cm ²	t = 4 mm
$r_x = 3.95$ cm	h = 117 mm
$r_y = 1.66$ cm	$f_y = 2545$ kg/cm ²
b = 42 mm	l = 92 cm

Verificación si el perfil ELEGIDO es compacto en el ALA y el ALMA

$$\text{En el ALA} \quad \frac{b}{t} < 1.08 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{42}{4} < 1.08 \cdot \sqrt{\frac{2070000}{2545}}$$

10.5 < 30.80 → *Sección compacta en el ALA*

$$\text{En el ALMA} \quad \frac{h}{t} < 2.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{117}{4} < 2.38 \cdot \sqrt{\frac{2070000}{2545}}$$

29.25 < 67.88 → *Sección compacta en el ALMA*

Longitud efectiva

Suponemos que el elemento este articulado en ambos nudos.

$$L_{efec} = K * L = 1 * 92 = 92 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez

$$\lambda_x = \frac{L_{efec}}{r_x} = \frac{92}{3.95} < 200$$

$$\lambda_y = \frac{L_{efec}}{r_y} = \frac{92}{1.66} < 200$$

23.29 < 200 **CUMPLE OK**

55.42 < 200 **CUMPLE OK**

Usamos el mayor valor

$$\lambda_c = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{55.42}{\pi} * \sqrt{\frac{2545}{2070000}}$$

$$\lambda_c = 0.619$$

$\lambda_c \leq 1.5$ PANDEO INELÁSTICO ; $\lambda_c > 1.5$ PANDEO ELÁSTICO

Entonces 0.619 < 1.5 PANDEO INELÁSTICO

Esfuerzo crítico

$$\sigma_{crt} = 0.658^{\lambda_c^2} * f_y$$

$$\sigma_{crt} = 0.658^{0.619^2} * 2545$$

$$\sigma_{crt} = 2201.56 \frac{kg}{cm^2}$$

Fuerza nominal actuante

$$P_{nom} = A * \sigma_{crt}$$

$$P_{nom} = 7.8 * 2391.91 = 18656.90 \text{ kg}$$

Fuerza admisible actuante

$$P_{adm} = 0.85 * P_{nom}$$

$$P_{adm} = 0.85 * 18656.9 = 15858.36 \text{ kg}$$

Finalmente, en la barra actúa una fuerza de 6281 kgf (compresión) entonces.

$$P_{act} < P_{adm}$$

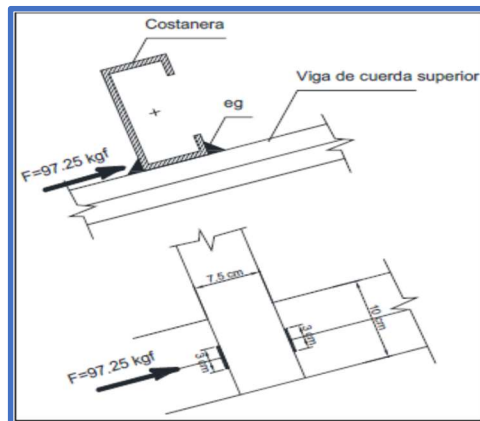
$$6281 \text{ kg} < 15858.36 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE OK}$$

El perfil elegido es correcto OK

3.7.1.3 Diseño de uniones soldadas

3.7.1.3.1 Unión viga costanera – cuerda superior cercha

FIGURA 3.10: Esquema de la unión



Fuente: elaboración propia

Datos:

Carga actuante de corte $V = 97.25 \text{ kg}$

Esfuerzo soldadura E70 $F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero $f_y = 2545 \text{ kg/cm}^2$

Determinación del tamaño de la soldadura

La AISC-05, recomienda que el tamaño mínimo de soldadura para un espesor de 5mm

$$a = 5 \text{ mm}$$

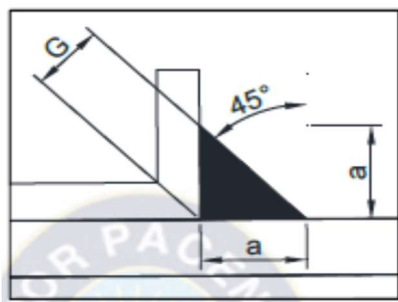
Determinación de la longitud mínima de la soldadura

$$L_{min} = 4 \cdot a$$

$$L_{\min} = 4 \cdot 5 = 20 \text{ mm}$$

Asumiremos $L_0 = 3 \text{ cm}$

Espesor efectivo de la garganta "G"



$$G = a \cdot \sin 45^\circ$$

$$G = 5 \cdot \sin 45^\circ$$

$$G = 3.54 \text{ mm}$$

Resistencia de la soldadura de diseño en 1 cm

$$q = \phi \cdot 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot G \cdot 1 \text{ cm}$$

$$q = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 4920 \cdot 0.354 \cdot 1 = 783.76 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Resistencia admisible final de la soldadura

$V_{adm} = q \cdot L_0 \cdot 2$ (se multiplica por 2 porque será soldadura filete en ambos lados)

$$V_{adm} = 783.76 \cdot 3 \cdot 2$$

$$V_{adm} = 4702.54 \text{ kg}$$

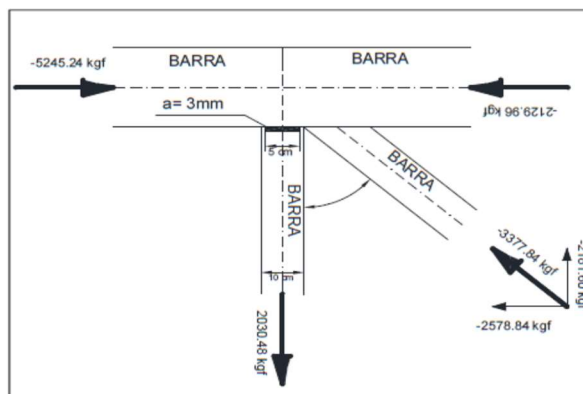
Por lo tanto

$$V_{act} \leq V_{adm}$$

$$97.25 \text{ kg} \leq 4702.54 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE OK}$$

3.7.1.3.2 Unión de los elementos de la cercha metálica

FIGURA 3.11: Detalle de la unión nudo de cercha



Fuente: elaboración propia

Datos:

Carga actuante de corte $V = 2578.84 \text{ kg}$

Carga actuante de tracción $P = 2030.48 \text{ kg}$

Esfuerzo soldadura E70 $F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero $f_y = 2545 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo a corte del material $f_w = 4070 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia por fractura del cortante del material base

$$V_u = \phi \cdot F_w \cdot A_{ef}$$

$$V_u = 0.75 \cdot 4070 \cdot 2 \cdot (5 \cdot 0.3)$$

$$V_u = 9157.5 \text{ kg}$$

Fluencia por cortante de los elementos conectados

$$V_u = \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_g$$

$$V_u = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 2545 \cdot 2 \cdot (5 \cdot 0.3)$$

$$V_u = 4122.9 \text{ kg}$$

Fluencia por cortante de la soldadura

$$V_u = \phi \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot A_w$$

$$V_u = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 4920 \cdot 2 \cdot (5 \cdot 0.3 \sin(45))$$

$$V_u = 4696.60 \text{ kg}$$

Resistencia máxima admisible adoptada

$$V_{adm} = 4122.9 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$V_{act} \leq V_{adm}$$

$$2578.84 \text{ kg} \leq 4122.9 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE OK}$$

Resistencia por tensión

$$P_u = \phi \cdot F_y \cdot A_g$$

$$P_u = 0.9 \cdot 2545 \cdot 2 \cdot (4 \cdot 0.3)$$

$$P_u = 6871.5 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$P_{act} \leq P_{adm}$$

$$2030.48 \text{ kg} \leq 6871.5 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE OK}$$

3.7.1.4 Diseño de la Placa de Anclaje

Propiedades del material:

- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión $f_{cd} = 2 \text{ ksi} = 140 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2545 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo último de tensión del acero estructural $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo cortante último $F_v = 48 \text{ ksi} = 3374.731 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2.07 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Reacción en el nudo:

$$R_u = 4774.18 \text{ kg} \cdot 0.0022 = 10.52 \text{ Kips}$$

Sección en estudio:

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos.

Área de la placa base: La resistencia de diseño por aplastamiento del Hormigón debajo de la placa base la resistencia es $\phi = 0.6$ por aplastamiento del Hormigón multiplicado por la resistencia nominal del Hormigón.

$$A = \frac{R_u}{\phi \times 0.85 \times f_{cd}} = \frac{4774.18}{0.6 \times 0.85 \times 140} = 66.86 \text{ cm}^2$$

El área a adoptar es $N = 20 \text{ cm}$ $B = 20 \text{ cm}$.

$$A = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espesor de la placa: Una vez que se han determinado la longitud y ancho de la placa, la presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central de $2k$ y longitud "N"; la placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga. La placa es tratada como un voladizo de claro:

$$n = \frac{B - 2 \times K}{2}$$

La resistencia nominal por momento M_n es igual a la capacidad por momento plástico M_p como $\phi \times M_n$ debe ser por lo menos igual a M_u ,

$$\phi \times M_p \geq M_u$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 \times Ru \times n^2}{0.9 \times B \times N \times Fy}}$$

Donde:

t: Espesor de la placa.

Ru: Carga última o total de cálculo = 10.52 kips

B: Lado de la placa = 20 cm = 7.87 pulg

N: Longitud del apoyo en el soporte = 20 cm = 7.87 pulg

Fy: Esfuerzo de Fluencia = 36 ksi

K: Coeficiente de relación de resistencia al pandeo lineal de una placa = 0.8125 pulg

n: Claro del voladizo de la placa.

Reemplazando valores en la ecuación:

$$n = \frac{B-2 \times K}{2} = \frac{7.87-2 \times 0.8125}{2} \times (2.54) = 7.93 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 \times Ru \times n^2}{0.9 \times B \times N \times Fy}} = \sqrt{\frac{2 \times 10.52 \times 3.1225^2}{0.9 \times 7.87 \times 7.87 \times 36}} \times (2.54) = 0.80 \text{ cm}$$

Se empleará una placa de anclaje con las siguientes dimensiones:

PL 20x20x0.8 cm

PL 7.87x7.87x0.32 pulg

Cálculo de resistencia del perno por cortante

Según la normativa AISC LRFD 2005 esta verificación usualmente no se la realiza, ya que el peso de la estructura genera una fuerza lo suficientemente grande como para absorber la fuerza de corte, pero para marcos rigidizados estas fuerzas son de una magnitud considerable para lo cual, la normativa sugiere el cálculo de un miembro estructural que resista al corte.

3.7.1.5 Diseño de pernos de anclaje

Propiedades del material:

- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión $fcd = 2\text{ksi} = 140 \text{ kg/cm}^2 = 2000\text{Psi}$
- Esfuerzo de fluencia $Fy = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo último de tensión del acero estructural $Fu = 4080 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo cortante último $F_v = 48 \text{ ksi} = 3374.731 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Factor de resistencia tomado para aceros A36 $\phi_t = 0.75$

Reacción en el nudo:

$$T_u = 4774.18 \text{ kg} = 10.52 \text{ Kips}$$

- Determinar el área del perno de anclaje.

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 \times \phi_t \times F_u} = \frac{10.52}{0.75 \times 0.75 \times 58} \times (2.54)^2 = 2.08 \text{ cm}^2$$

Si:

$$A_g = \frac{\pi \times d^2}{4} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2.08}{\pi}} = 1.63 \text{ cm}$$

$$d = 1.905 \text{ cm} = \frac{3}{4} \text{ pulg}$$

$$A_g = 0.12 \text{ pulg}^2$$

Determinar el área de la superficie requerida

$$A_{pst} = \frac{T_u}{4 \times \phi_t \times \sqrt{f_c d}} = \frac{10.52 \times 1000}{4 \times 0.75 \times \sqrt{2000}} \times (2.54)^2 = 505.88 \text{ cm}^2$$

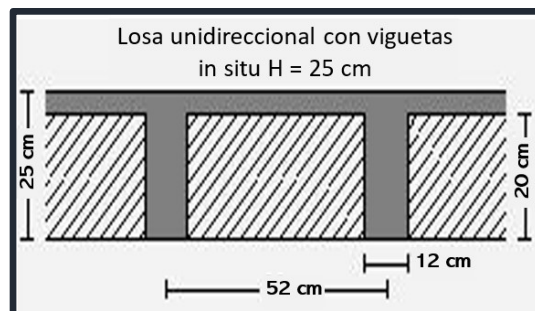
Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{pst}}{3.15}} = \sqrt{\frac{505.88}{3.15}} = 12.67 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

3.7.2 Diseño de Losa unidireccional alivianada

Se verifico la losa N° 19 del primer piso con los siguientes datos:

FIGURA 3.12: Esquema losa



Fuente: elaboración propia

Datos:**momento positivo = $M_d = 1820 \text{ kg} \cdot \text{m}$** **momentos negativos $M_{d(\text{derecha})} = 1320 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $M_{d(\text{izquierda})} = 0 \text{ kg} \cdot \text{m}$** **Cortantes $V_{d(\text{derecha})} = 1750 \text{ kg}$ $V_{d(\text{izquierda})} = 1260 \text{ kg}$**

$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ $h_f = 5 \text{ cm}$
 $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ $b_w = 12 \text{ cm}$
 $f_{cd} = 166.67 \text{ kg/cm}^2$ $d = 22 \text{ cm}$
 $f_{yd} = 4347.83 \text{ kg/cm}^2$ $b = 52 \text{ cm}$
 $h = 25 \text{ cm}$ $\text{luz} = l = 510 \text{ cm}$

• Armadura longitudinal

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5}{25} = 0,2 \quad ; \quad \frac{l}{b_w} = \frac{510}{12} = 42.5 \quad ; \quad \frac{2l}{b-b_w} = \frac{2 \cdot 510}{52-12} = 25.5$$

Con los valores de las relaciones anteriores y de tabla 16 (Anexo 1): $K = 1$

$$b_e = k \cdot (b - b_w) + b_w = 1 \cdot (52 - 12) + 12 = 52 \text{ cm}$$

Por norma:

$$b_1 = 8 h_f = 8 \cdot 5 \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 2 \cdot 40 + 12 = 92 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} b_e = 52 \text{ cm} \\ b'_e = 92 \text{ cm} \end{array} \right\} b_e \leq \text{menor valor} \quad \text{Se adopta un } \rightarrow b_e = 52 \text{ cm}$$

Se debe comprobar:

$$b_w \geq \frac{1}{8}(h - h_f) \rightarrow 12 \geq \frac{1}{8}(25 - 5) \rightarrow 12 > 2.5 \quad \text{OK!}$$

$$l \leq 12 \cdot b \rightarrow 510 \leq 12 \cdot 52 = 624 \rightarrow 510 \leq 624 \quad \text{OK!}$$

• Dimensionamiento del nervio a flexión

$$M_o = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0.5 \cdot h_f)$$

$$M_o = 0.85 \cdot 166.67 \cdot 52 \cdot 5 \cdot (22 - 0.5 \cdot 5) = 718251.44 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_o = 7182.5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

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

Armadura inferior (momento positivo)

$$M_d = 182000 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_o = 603330 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$y = 22 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{182000}{0,425 \cdot 52 \cdot 22^2 \cdot 166,667}} \right] = 1,15 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 52 \cdot 1,15 \cdot \frac{166,667}{4347,83} = 1,95 \text{ cm}^2$$

De tabla 3 anexo 1 $w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 12 \cdot 22 = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras } \varnothing 12 \text{ mm par} \Rightarrow A_s = 1,95 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 \varnothing 12mm

$$A_s \varnothing 12 \text{ mm} = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 > 1,95 \text{ cm}^2$$

Armadura superior (momento negativo)

$$\text{Lado derecho: } M_d = 132000 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < M_o = 718251,44 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right] = 3,87 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_w \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{uso el área mayor} \Rightarrow A_s = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras } \varnothing 10 \text{ mm para un nervio} = \frac{1,55}{0,79} = 1,95 \text{ barras} \approx 2 \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$\text{Se usarán } 2 \varnothing 10 \text{ mm} \quad A_s \varnothing 10 \text{ mm} = 2 \cdot 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$1,58 \text{ cm}^2 > 1,55 \text{ cm}^2$$

Lado izquierdo

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ barras } \varnothing 10 \text{ mm para un nervio} = \frac{0,74}{0,79} = 0,94 \text{ barras} \approx 1 \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$\text{Se usarán } 1 \varnothing 10 \text{ mm} \quad A_s \varnothing 10 \text{ mm} = 1 \cdot 0,79 = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$0,79 \text{ cm}^2 > 0,74 \text{ cm}^2$$

• **Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante**

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 5.92 \cdot 12 \cdot 22 = 1704.1 \text{ kg}$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot d = 0.30 \cdot 166.667 \cdot 12 \cdot 22 = 13200 \text{ kg}$$

$$\text{Apoyo izquierdo } V_d = 1260 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 1704.1 \geq V_d = 1260 \text{ CASO A NO NECESITA REFUERZO A CORTANTE}$$

$$\text{Apoyo derecho } V_d = 1750 \text{ Kg}$$

$$V_{ou} = 13200 \geq V_d = 1750 \geq V_{cu} = 1704.1 \text{ CASO B}$$

$$\Rightarrow V_{su} = 1750 - 1704.1 = 45.9 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{45.9 \cdot 80}{0.9 \cdot 22 \cdot 4200} = 0.04 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{smin} = 0.02 \cdot 12 \cdot 80 \cdot \frac{166.667}{4200} = 0.76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Usare el \u00e1rea mayor: } \Rightarrow A_s = 0.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{para estribo a 2 piernas } \frac{A_s}{2} = \frac{0.76}{2} = 0.38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\# \text{ estribos } \varnothing 6 \text{ mm por metro} = \frac{0.4}{0.283} = 1.34 \text{ barras} \approx 2 \varnothing 6 \text{ mm}$$

Usar 5 $\varnothing 6$ mm c/ 15 cm L= 80 cm

- **Armadura de reparto**

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracci\u00f3n del hormig\u00f3n y a las variaciones t\u00e9rmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

$$A_s \geq \frac{500 \cdot h_f}{f_y}$$

A_s = Armadura de reparto en una direcci\u00f3n (cm^2/m)

h_f = Espesor m\u00ednimo de la losa superior (cm) = 5cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm^2) = 5000 kg/cm^2

Seg\u00fan norma $A_s \text{ min} = 0.66 \text{ cm}^2$

$$A_s = \frac{500 \cdot 5}{5000} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\# \text{ estribos } \varnothing 6 \text{ mm por metro} = \frac{0.66}{0.283} = 2.33 \text{ barras} \approx 3 \varnothing 6 \text{ mm}$$

Usar $\varnothing 6$ mm c/ 25 cm en ambas direcciones

3.7.3 Diseño de la viga de H°A°

3.7.3.1 Verificación a flexión

Se analizará la viga 43 del pórtico 28 perteneciente al grupo 2 de la estructura

Datos geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales:

- Base de la viga: $b_w = 30 \text{ cm}$ - Altura de la viga: $h = 60 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $d' = 3 \text{ cm}$ - Canto útil: $d = h - d' = 57 \text{ cm}$
- Momento flector positivo: $M_{\max} = 10920 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (en el medio)
- Momento flector negativo lado P21: $M_{\max} = -24450 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (en P21)
- Momento flector negativo lado P28: $M_{\max} = -22210 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (en P28)
- Fuerza cortante de cálculo máximo: $V_{\max} = 14.44 \text{ kg}$ (en la columna P21)
- Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = f_{ck}/1.5 = 250/1.5 = 166.667 \text{ kg}/\text{cm}^2$
- Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 5000/1.15 = 4347.83 \text{ kg}/\text{cm}^2$

3.7.3.2 Determinación de la armadura positiva

$$M_d = 10920 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

FIGURA 3.13: Diagrama de momento positivo



Fuente; imagen rescatada de cypecad 2018

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{10920 \cdot 100}{30 \cdot 57^2 \cdot 166.67} = 0.067$$

$$\mu_d < \mu_d \text{ l\u00edm} \quad \Rightarrow \quad 0,067 < 0,252 \quad \text{OK!}$$

Como $\mu_d < \mu_d \text{ l\u00edm}$ no necesita armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: Se obtiene (w_s) de “tabla 8 Anexo I”

Con $\mu_d = 0.081$ se obtiene una cuantía geométrica de $\rightarrow w_s = 0,072$

Determinación de la Armadura (As):

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.072 \cdot 30 \cdot 57 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima ($A_{s\text{mín}}$): $w_{s\text{mín}} = 0.0028$ (de tabla 3 Anexo I), de acuerdo al tipo de acero “AEH-500” y tipo de elemento estructural (viga).

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} \cdot b_w \cdot h = 0.0028 \cdot 30 \cdot 60 = 5.04 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s\text{mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 5.04 \text{ cm}^2$$

Obtención del número de fierros para A_s positiva en la viga

Se usarán 2 Ø 16 mm + 1Ø 12 mm

$$5.15 \text{ cm}^2 > 5.04 \text{ cm}^2$$

- **Verificación de la armadura máxima permisible:**

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b$$

La cuantía balanceada está definida por:

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \cdot \frac{0.0035}{\frac{f_{yk}}{E_s} + 0.0035} = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{250}{5000} \cdot \frac{0.0035}{\frac{5000}{2100000} + 0.0035} = 0.0215$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.75 \cdot 0.0215 = 0.0161$$

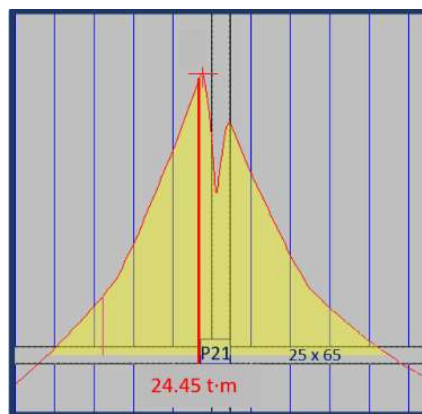
$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{5.15}{30 \cdot 57} = 0.0031$$

$$\rho < \rho_{max} \Rightarrow 0.0031 < 0.0161 \quad \text{OK!}$$

3.7.3.3 Cálculo de la armadura negativa cerca de la columna P21:

$$M_d = 24450 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

FIGURA 3.14: Diagrama momento negativo P21



Fuente; imagen rescatada de cypecad 2018

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{24450 \cdot 100}{30 \cdot 57^2 \cdot 166.67} = 0.15$$

$$f_{yk} = 5000 \Rightarrow \mu_{lim} = 0.252 \text{ (tabla 8 Anexo I)}$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \Rightarrow 0.15 < 0.252 \quad \text{OK!}$$

Con $\mu_d = 0.198$ se obtiene una cuantía mecánica de $\rightarrow w_s = 0,167$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.167 \cdot 30 \cdot 57 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 10.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura:

$$A_s = 10.98 \text{ cm}^2$$

Obtención del número de fierros para A_s negativa en la viga

Se usarán $5\emptyset 16 \text{ mm} + 1\emptyset 12 \text{ mm}$

$$A_s \emptyset 16 \text{ mm} = 5 \cdot 2.01 + 1 \cdot 1.13 = 11.18 \text{ cm}^2$$

$$11.18 \text{ cm}^2 > 10.98 \text{ cm}^2$$

- **Verificación de la armadura máxima permisible:**

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{11.18}{30 \cdot 57} = 0.0065$$

$$\rho_{s \text{ min}} < \rho < \rho_{s \text{ max}} \Rightarrow 0.0028 < 0.0065 < 0.0161 \quad \text{OK!}$$

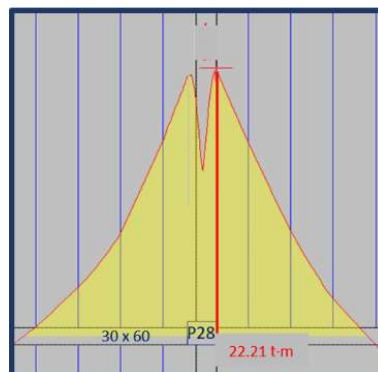
- Espaciamiento entre armaduras

$$e = \frac{30 - 2 \cdot 0.8 - 2 \cdot 2 - 6 \cdot 1.6}{6 - 1} = 2.96 \text{ cm}$$

3.7.3.4 Cálculo de la armadura negativa cerca de la columna P28:

$$M_d = 22210 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

FIGURA 3.15: Diagrama de momento negativo P28



Fuente; imagen rescatada de cypecad 2018

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{22210 \cdot 100}{30 \cdot 57^2 \cdot 166.67} = 0.137$$

$f_{yk} = 5000 \Rightarrow \mu_{lim} = 0.252$ (tabla 8 Anexo I)

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \Rightarrow 0.137 < 0.252 \quad \text{OK!}$$

Con $\mu_d = 0.162$ se obtiene una cuantía mecánica de $\rightarrow w_s = 0,151$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.151 \cdot 30 \cdot 57 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 9.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura:

$$A_s = 9.87 \text{ cm}^2$$

Obtención del número de fierros para A_s negativa en la viga

Se usarán $5\emptyset 16 \text{ mm}$

$$A_s \emptyset 16 \text{ mm} = 5 \cdot 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$10.05 \text{ cm}^2 > 9.87 \text{ cm}^2$$

• **Verificación de la armadura máxima permisible:**

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{10.05}{30 \cdot 57} = 0.0059$$

$$\rho_{s \text{ mín}} < \rho < \rho_{\text{max}} \Rightarrow 0.0028 < 0.0059 < 0.0161 \quad \text{OK!}$$

$$e = \frac{30 - 2 \cdot 0.8 - 2 \cdot 2 - 5 \cdot 1.6}{5 - 1} = 4.1 \text{ cm}$$

Armadura de piel:

Como la separación máxima entre armaduras longitudinales es 60 cm, se colocará armadura de piel de $\emptyset 10 \text{ mm}$ que es el mínimo:

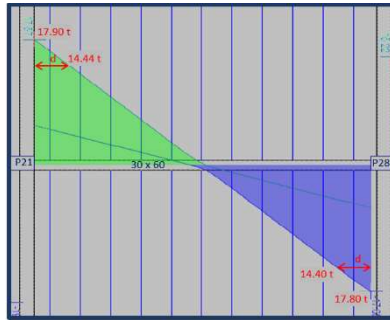
$$A_{s \text{ piel}} = 2 \emptyset 10 \text{ mm}$$

3.7.3.5 Cálculo de la armadura transversal cerca de la columna P21

El cortante mayorado de cálculo será a una distancia “d” de la columna P21 es:

$$V_d = 14440 \text{ kg}$$

FIGURA 3.16: Diagrama de esfuerzos cortantes



Fuente; imagen rescatada de cypecad 2018

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 6.455 \cdot 30 \cdot 57 = 11038.05 \text{ kg}$$

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 166.667 \cdot 30 \cdot 57 = 85500.17 \text{ kg}$$

Como: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow$ cumple!!! CASO B es necesario armadura a cortante

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 14440 - 11038.05 = 3401.95 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{3401.95 \cdot 100}{0,90 \cdot 57 \cdot 4200} = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \cdot 30 \cdot 100 \cdot \frac{166.67}{4200} = 2.38 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Como $A_s < A_{smin}$, se adopta el mayor, la armadura:

$$A_s = 2.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para dos piernas $A_{st1} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{m}$

Adoptando un diámetro de $\Phi = 8 \text{ mm}$ Área de la barra 8 mm $A = 0,5 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ estribos } 8 \text{ mm} = \frac{1.19}{0.5} = 2.38 \cong 3 \text{ estribos}$$

Distribución de las barras $S = 33.33 \text{ cm}$

Disposición final: $\Phi 8 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$

Separación máxima entre estribos C 21 - C 28 será:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq 0,85 \cdot d = 48.45 \text{ cm} \\ s \leq 30 \text{ cm} \\ s \leq 0,5 \cdot d = 31 \text{ cm} \end{array} \right\} s \leq \text{menor valor} \rightarrow s = 30 \text{ cm}$$

Al final: **UTILIZAR Φ 8 mm c/30 cm EN TODO ESTE TRAMO**

3.7.3.6 Verificación del estado límite de fisuración

$M = 6825 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (sin ponderar)
$b_w = 30 \text{ cm}$	Ancho de la pieza
$h = 60 \text{ cm}$	Altura de la pieza
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero
$E_s = 21000 \text{ kg/mm}^2$	Módulo de deformación del acero
$L = 610 \text{ cm}$	Longitud de la viga
$r = 2 \text{ cm}$	recubrimiento lateral
$r' = 3 \text{ cm}$	recubrimiento inferior

Fisuración por tensiones normales: (Fisuración por tracción)

Se debe trabajar con las cargas o esfuerzos sin ponderar

La verificación a realizar será:

$$W_K \leq W_{\max}$$

$W_{\max} = 0.3$ clase de exposición tipo II (Ver Anexo I tabla 11)

Abertura característica de la fisura (W_K)

$$W_K = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde:

$\beta = 1.7$ coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico

S_m = separación media entre fisuras, expresado en mm

$$S_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot K_1 * \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Con:

$c = 20 \text{ mm}$ recubrimiento lateral

s = distancia entre barras longitudinales

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{n - 1} = \frac{300 - 2 \cdot 20 - (2 \cdot 16 + 1 \cdot 12)}{3 - 1} = 113.435 \text{ mm}$$

$K_1 = 0.125$ coeficiente del diagrama de tensiones (flexión simple)

$A_{c,eficaz}$ = área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva sobre el área de fisuración, área donde se puede producir la fisura máxima.

$$A_{c,eficaz} = b \cdot h'$$

$$h' = 7.5 \cdot \phi + r' = 7.5 \cdot 16 + 30 = 150 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 300 \cdot 150 = 45000 \text{ mm}^2$$

A_s = sección total de las armaduras situadas en el área, $A_{c, \text{eficaz}}$

$$A_s = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) + 1 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 12^2}{4}\right) = 515.22 \text{ mm}^2$$

Remplazando en S_m :

$$S_m = 2 \cdot 20 + 0.2 \cdot 113.43 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot \frac{16 \cdot 45000}{515.22}$$

$$\mathbf{S_m = 132.56 \text{ mm}}$$

ε_{sm} = alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre las fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - K_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2\right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Con:

$$K_2 = 0.5 \quad (\text{cargas duraderas})$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

σ_s = Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{682500}{0.8 \cdot 57 \cdot 5.152} = 2905.11 \text{ kg/cm}^2$$

σ_{sr} = Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

M_{fis} = Momento en la que la fibra más traccionada alcanza el valor de f_{ct} .

$$M_{fis} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{300 \cdot 600^2}{6 \cdot 100} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{25^2}$$

$$M_{fis} = 461693.51 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{461.693.51}{0.8 \cdot 57 \cdot 5.152} = 1965.23 \text{ kg/cm}^2$$

Remplazando:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{2905.11}{2100000} \cdot \left[1 - 0.5 \cdot \left(\frac{1965.23}{2905.11}\right)^2\right] = 0.001067$$

$$0.4 \cdot \frac{2905.11}{2100000} = 0.0005533$$

$$\mathbf{0.001067 \geq 0.0005533 \quad \text{ok}}$$

Entonces el valor de la abertura característica:

$$W_K = 1.7 \cdot 132.56 \cdot 0.001067 = 0.24 \text{ mm}$$

$$W_K \leq W_{\max}$$

$$\mathbf{0.24 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}}$$

¡Cumple!

el esquema de armado es válido para el control de fisuración por TRACCION

3.7.3.7 Verificación del estado límite de deformación

➤ Cálculo de la flecha instantánea (viga biempotrada):

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I_e} * 0.2$$

Módulo de deformación secante:

$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 9500 \cdot \sqrt[3]{25 + 8} = 30471.58 \frac{N}{mm^2} = 304715.8 \text{ kg/cm}^2$$

Inercia equivalente:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f$$

Momento nominal de fisuración de la sección: (M_t)

$$M_f = 461693.51 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Inercia de la sección fisurada: (I_f)

$$I_f = n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s2} \cdot (x - r) \cdot \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

Sección total de la armadura situada en la parte inferior de la viga:

$$A_{s1} = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.6^2}{4}\right) + 1 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.2^2}{4}\right) = 5.152 \text{ cm}^2$$

Sección total de la armadura situada en la parte superior de la viga:

$$A_{s2} = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.6^2}{4}\right) = 4.02 \text{ cm}^2$$

Cuantías geométricas de la armadura de tracción y compresión:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = 0.00301 \quad \rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = 0.00235$$

Coefficiente de equivalencia:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{304715.8} = 6.892$$

Posición del eje neutro para una sección rectangular:

$$x = d \cdot n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot r}{\rho_1 \cdot d}\right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}}\right]$$

$$x = 2.106 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2.055}{0.0658}}\right] = 9.85 \text{ cm}$$

Reemplazando en I_f :

$$I_f = 6.892 \cdot 5.152 \cdot (57 - x) \cdot \left(57 - \frac{x}{3}\right) + 6.892 \cdot 4.02 \cdot (x - 3) \cdot \left(\frac{x}{3} - 3\right)$$

$$I_f = 89985.28 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la sección bruta:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

La inercia equivalente será:

$$I_e = \left(\frac{461693.51}{682500}\right)^3 \cdot 540000 + \left[1 - \left(\frac{461693.51}{682500}\right)^3\right] \cdot 89985.28$$

$$I_e = 229294.56 \text{ cm}^4$$

Carga para una viga biempotrada:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{24} \rightarrow q = \frac{M \cdot 24}{l^2} = \frac{682500 \cdot 24}{610^2} = 44.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La flecha instantánea será:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{44.02 \cdot 610^4}{304715.8 \cdot 229294.56} \cdot 0.2 = 0.227 \text{ cm}$$

Cálculo de la flecha diferida:

$$f_d = \lambda \cdot f_i \quad \lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho_2}$$

ξ = coeficiente que depende de la duración de la carga = 2 para 5 años o más.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0.00235} = 1.79$$

$$f_d = 1.79 \cdot 0.227 = \mathbf{0.406 \text{ cm}}$$

La flecha total será:

$$f_T = f_i + f_d = \mathbf{0.227 + 0.406 = 0.633 \text{ cm}}$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{610}{300} = 2.03 \text{ cm}$$

$$f_{Total} < f_{adm} \quad \mathbf{0.633 < 2.03} \quad \text{¡ cumple!}$$

Comparaciones con los resultados de cypecad

TABLA 3.5: Armadura positiva de refuerzo

COMPARACIONES	CALCULADO	ADOPTADO					
	AREA cm ²	BARRAS N°	Ø mm	DISPOCISION N°/mm	AREA cm ²		
MANUAL	5.04	2	1	16	12	2Ø16+1Ø15	5.15
CYPE CAD	5.04	2	1	16	12	2Ø16+1Ø15	5.15
% VARIACION	0	----->					0

Fuente. Elaboración propia

TABLA 3.6: Armadura negativa lado izquierdo (P21)

COMPARACIONES	CALCULADO	ADOPTADO					
	AREA cm ²	BARRAS N°	Ø mm	DISPOCISION N°/mm	AREA cm ²		
MANUAL	10.98	6	1	16	12	5 Ø16 + 1 Ø12	11.18
CYPE CAD	10.96	6	1	16	12	5 Ø16 + 1 Ø12	11.18
% VARIACION	0.2	----->					0

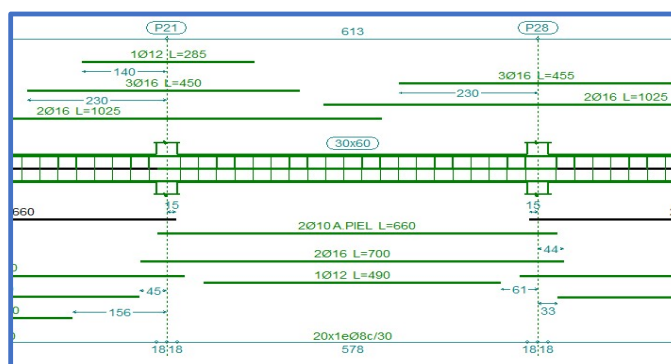
Fuente. Elaboración propia

TABLA 3.7: Armadura negativa lado derecho (P28)

COMPARACIONES	CALCULADO	ADOPTADO					
	AREA cm ²	BARRAS N°	Ø mm	DISPOCISION N°/mm	AREA cm ²		
MANUAL	9.87	5		16		5 Ø16	10.05
CYPE CAD	9.96	5		16		5 Ø16	10.05
% VARIACION	1	----->					0

Fuente. Elaboración propia

FIGURA 3.17: Detalle armado viga



Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

3.7.4 Diseño de la columna de H°A°

Diseño de la columna C21 que está en la planta baja

Esfuerzo normal de cálculo: $N_d = 101.20 \text{ ton}$

Momento de cálculo en dirección X: $M_x = 10.24 \text{ t}\cdot\text{m}$

Momento de cálculo en dirección Y: $M_y = 0.75 \text{ t}\cdot\text{m}$

Altura y base y longitud de la columna analizada (C2): $h = 35\text{cm} : b = 35\text{cm} : L = 320 \text{ cm}$

Inercias de la columna analizada (C3): $I_{C_{2x}} = I_{C_{2y}} = 125052.08 \text{ cm}^4$

FIGURA 3.18: Combinación de esfuerzo más desfavorable P21

N(t)	Mx(t-m)	My(t-m)
97.92	2.19	0.71
100.13	0.49	10.36
102.41	6.48	0.00
101.20	0.75	10.24
97.90	4.94	1.28
84.91	6.35	0.13
83.71	0.62	10.14
125.39	5.30	2.70

Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

Vigas superiores

Viga 1 en dirección Y (V_{1y}) superior:

$$h = 60 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 580 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{1x}} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{1y}} = 135000 \text{ cm}^4$$

Viga 2 en dirección Y (V_{2y}) superior:

$$h = 60 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 595 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{2x}} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{2y}} = 135000 \text{ cm}^4$$

Viga 3 en dirección X (V_{3x}) superior:

$$h = 40 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$L = 380 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{3x}} = 52083.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{3y}} = 133333.33 \text{ cm}^4$$

Viga 4 en dirección X (V_{4x}) superior:

$$h = 40 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$L = 490 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{4x}} = 52083.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{4y}} = 133333.33 \text{ cm}^4$$

Vigas inferiores

Viga 5 en dirección Y (V_{5y}) inferior:

$$h = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 580 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{5x}} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{5y}} = 90000 \text{ cm}^4$$

Viga 6 en dirección Y (V_{6y}) inferior:

$$h = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 595 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{6x}} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{6y}} = 90000 \text{ cm}^4$$

Viga 7 en dirección X (V_{7x}) inferior:

Viga 8 en dirección X (V_{8x}) inferior:

$$h = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$L = 380 \text{ cm}$$

Inercias

$$I_{V_{7x}} = 90000 \text{ cm}^4$$

$$I_{V_{7y}} = 160000 \text{ cm}^4$$

Columna 21 superior

Longitud, altura y base de la columna superior (C1): L = 305 cm; h = 35 cm; b = 35 cm

Inercias de la columna superior (C1): $I_{C_{1x}} = I_{C_{1y}} = 125052.08 \text{ cm}^4$

Columna 21 inferior

Longitud, altura y base de la columna inferior (C3): L = 180 cm; h = 35 cm; b = 35 cm

Inercias de la columna inferior (C2): $I_{C_{2x}} = I_{C_{2y}} = 125052.08 \text{ cm}^4$

Valores de Ψ :

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{vigas}}$$

$$\Psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{C_{2x}}}{L_{C_2}} + \frac{I_{C_{1x}}}{L_{C_1}}}{\frac{I_{V_{1x}}}{L_{V_3}} + \frac{I_{V_{2x}}}{L_{V_3}} + \frac{I_{3x}}{L_{V_3}} + \frac{I_{V_{4x}}}{L_{V_4}}} = \frac{800.795}{2081.951} = 0.385$$

$$\Psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{C_{2y}}}{L_{C_2}} + \frac{I_{C_{1y}}}{L_{C_1}}}{\frac{I_{V_{1y}}}{L_{V_3}} + \frac{I_{V_{2y}}}{L_{V_3}} + \frac{I_{3y}}{L_{V_3}} + \frac{I_{V_{4y}}}{L_{V_4}}} = \frac{800.795}{1082.635} = 0.740$$

$$\Psi_{By} = \frac{\frac{I_{C_{2x}}}{L_{C_2}} + \frac{I_{C_{3x}}}{L_{C_3}}}{\frac{I_{V_{5x}}}{L_{V_5}} + \frac{I_{V_{6x}}}{L_{V_6}} + \frac{I_{7x}}{L_{V_7}} + \frac{I_{V_{8x}}}{L_{V_8}}} = \frac{1085.521}{965.285} = 1.125$$

$$\Psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{C_{2y}}}{L_{C_2}} + \frac{I_{C_{3y}}}{L_{C_3}}}{\frac{I_{V_{5y}}}{L_{V_5}} + \frac{I_{V_{6y}}}{L_{V_6}} + \frac{I_{7y}}{L_{V_7}} + \frac{I_{V_{8y}}}{L_{V_8}}} = \frac{1085.521}{1054.016} = 1.030$$

3.7.4.1 Coeficiente de pandeo

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Tabla 12 (Anexo I), correspondiente a estructuras traslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α y de este la longitud de pandeo.

$$\alpha_x = 1.30 \text{ (Plano de pandeo Y-Z)}$$

$$\alpha_y = 1.25 \text{ (Plano de pandeo X-Z)}$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_o = \alpha_x * L = 1.30 * 320 = 416 \text{ cm}$$

$$l_o = \alpha_y * L = 1.25 * 320 = 400 \text{ cm}$$

Determinación de la esbeltez mecánica:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{416}{\sqrt{\frac{125052.08}{1225}}} = 41.17$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{400}{\sqrt{\frac{125052.08}{1225}}} = 39.59$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{h} = \frac{416}{35} = 11.89$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{b} = \frac{400}{35} = 11.43$$

Esbeltez mecánica $30 < \lambda = 41.17 < 100$

Esbeltez geométrica $10 < \lambda = 11.89 < 29$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $35 \leq \lambda \leq 100$ se aplica el método aproximado para su verificación (Caso 2):

Cálculo de las excentricidades:

Excentricidad de primer orden. -

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{75 \text{ t} \cdot \text{cm}}{101.2 \text{ t}} = 0.74 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{1024 \text{ t} \cdot \text{cm}}{101.2 \text{ t}} = 10.12 \text{ cm}$$

Excentricidad mínima o accidental. - (el mínimo valor es 2 cm)

$$e_{\min x} = \frac{h}{20} = 1.75 \text{ cm}$$

$$e_{\min y} = \frac{b}{20} = 1.75 \text{ cm}$$

Las excentricidades de primer orden serán las más críticas de los calculado entonces tendremos:

$$e_{ex} = 2.00 \text{ cm} \quad e_{ey} = 10.12 \text{ cm}$$

Excentricidad Adicional o ficticia. - (debido al pandeo)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) \cdot \frac{h+20 \cdot e_{ex}}{h+10 \cdot e_{ex}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{h} \cdot 10^{-4} = 2.86 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) \cdot \frac{b+20 \cdot e_{ey}}{b+10 \cdot e_{ey}} \cdot \frac{l_{oy}^2}{b} \cdot 10^{-4} = 3.38 \text{ cm}$$

Excentricidad total. -

$$e_{Tx} = e_{ex} + e_{ax} = 4.86 \text{ cm}$$

$$e_{Ty} = e_{ey} + e_{ay} = 13.50 \text{ cm}$$

3.7.4.2 Armadura longitudinal:

Momento flector reducido

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{Tx}}{A \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.07$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_{Ty}}{A \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.19$$

$$\mu_1 > \mu_2 \rightarrow \mu_1 = \mu_y ; \mu_2 = \mu_x$$

$$\mu_1 = 0.19 \quad \mu_2 = 0,07$$

Esfuerzo normal reducido

$$\nu = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.496 \rightarrow \nu = 0.5$$

Con estos valores entramos al diagrama en roseta para flexión esviada de Grasser Tabla 14 (Anexo I); y obtenemos el valor de la cuantía mecánica adimensional

$$w = 0.4$$

Capacidad mecánica de la armadura total:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.40 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 166.67}{4347.83} = \mathbf{18.78 \text{ cm}^2}$$

Cálculo de armadura mínima

$$A_{smin} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 35 \cdot 35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

Asumo la mayor $A_{s \text{ TOTAL}} = \mathbf{18.78 \text{ cm}^2}$

Asumiendo dos diámetros: $\mathbf{4 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm} + 4 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}}$

$$A_s = 4 \cdot 3.14 + 4 \cdot 2.01 = 20.6 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{20.6 \text{ cm}^2 > 18.78 \text{ cm}^2}$$

3.7.4.3 Armadura transversal

$$V_d = 420 \text{ kg} ; \quad h = 35 \text{ cm} ; \quad r = 3 \text{ cm} ; \quad \varnothing_{(min-max)} = 20 \text{ mm}$$

$$d = h - r = 32 \text{ cm}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 7230 \text{ kg}$$

$$\text{Condición: } V_d < V_{cu} \rightarrow 420 \text{ kg} < 7230 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

El diámetro del estribo será:

$$\varnothing_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} = 5 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Asumimos un diámetro de estribo de $\varnothing = \mathbf{6 \text{ mm}}$.

La separación de la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 35 \text{ cm} \\ 12 \cdot \varnothing_{\text{de la armadura longitudinal mas gruesa}} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Asumimos una separación mínima y constructiva de $s = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Por lo tanto, se utilizarán estribos de: \varnothing 6 mm c/ 20cm

Comparaciones con los resultados de cypecad

TABLA 3.8: Armadura longitudinal

COMPARACIONES	CALCULADO	ADOPTADO				
	AREA <i>cm²</i>	BARRAS <i>N°</i>	\varnothing <i>mm</i>	DISPOCISION <i>N°/mm</i>	AREA <i>cm²</i>	
MANUAL	18.78	8	20;16	4 \varnothing 20 + 4 \varnothing 16	20.6	
CYPE CAD	18.84	8	20;16	4 \varnothing 20 + 4 \varnothing 16	20.6	
% VARIACION	1	----->				0

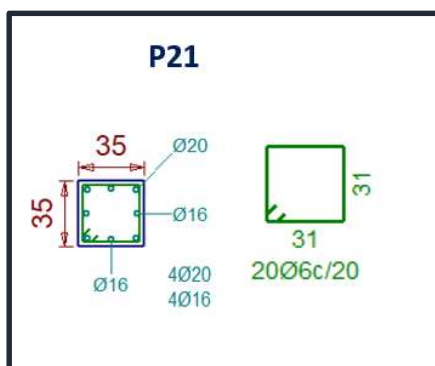
Fuente. Elaboración propia

TABLA 3.9: Armadura transversal

COMPARACIONES	ADOPTADO		
	ESTRIBOS <i>N°</i>	\varnothing <i>mm</i>	DISPOCISION <i>N°/mm</i>
MANUAL	20	6	20 \varnothing 6mm c/20 cm
CYPE CAD	20	6	20 \varnothing 6mm c/20 cm
% VARIACION	----->		

Fuente. Elaboración propia

FIGURA 3.19: Detalle de armado P21



Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

3.7.5 Diseño de la zapata con viga centradora de H°A°

Se realiza la verificación de la zapata de medianera del pilar P22 y de la zapata aislada del pilar P21 con viga centradora de H°A°, con las características que se indican a continuación

Datos de la zapata aislada del pilar P21:

$$N = 82.81 \text{ t} = 82810 \text{ kg}$$

$$M_x = 0.09 \text{ t}\cdot\text{m} = 9000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_y = 0.14 \text{ t}\cdot\text{m} = 14000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$Q_x = 0.21 \text{ t} = 210 \text{ kg}$$

$$Q_y = 0.14 \text{ t} = 140 \text{ kg}$$

$$a_o = 0.35 \text{ m}$$

$$b_o = 0.35 \text{ m}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

$$\sigma_{adm} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

P21: Hipótesis	Axil	Mx	My	Qx	Qy
Peso propio	37.78	0.08	-0.02	0.12	-0.03
Cargas permanentes	20.02	0.01	-0.03	0.02	-0.05
Sobrecarga de uso	25.01	0.05	-0.04	0.07	-0.06

➤ Pre dimensionamiento:

Para la pieza aislada: Considerando el peso propio, 10% de la fuerza axial

$$P = 0.1 \cdot N = 0.1 \cdot 82810 = 8281 \text{ kg}$$

$$A_{nec} = \frac{N+P}{\sigma_{adm}} = \frac{8281+82810}{1.16} = 78526.72 \text{ cm}^2$$

$$A = a^2 \rightarrow a_2 = b_2 = \sqrt{A} \quad \text{entonces } a_2 = b_2 = \sqrt{78526.72} = 280.23 \text{ cm}$$

$$a_2 = 290 \text{ cm}$$

$$b_2 = 290 \text{ cm}$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina:

$$\sigma_{max} = \sigma_2 = \frac{N+P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$1.09 \leq 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el $\sigma_{min} \geq 0$

$$\sigma_{min} = \sigma_4 = \frac{N+P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \geq 0$$

$$1.08 \geq 0 \rightarrow \text{zapata a compresion}$$

3.7.5.1 Diseño de la zapata aislada

Conocidas las dimensiones de la zapata:

$$a = 290 \text{ cm} \quad b = 290 \text{ cm}$$

$$a_o = 35 \text{ cm} \quad b_o = 35 \text{ cm}$$

Cálculo del canto útil:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.67} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 6.455}{1.6 \cdot 1.16} = 13.91$$

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases} \quad d \geq \begin{cases} d_1 = 39.28 \text{ cm} \\ d_2 = 28.48 \text{ cm} \\ d_3 = 28.48 \text{ cm} \end{cases}$$

Recubrimiento de **5 cm**

Entonces la altura de la zapata será $h = d_1 + r = \mathbf{45 \text{ cm}}$

Peso de la zapata:

$$P \cdot P_{\text{zapata}} = \gamma_{H^0} \cdot \text{Volumen} = 2500 \cdot 2.9 \cdot 2.9 \cdot 0.45 = 9461.25 \text{ kg}$$

Corrección de la normal:

$$\text{El peso total será: } N'' = N_T = N + P \cdot P_{\text{zapata}} = 92271.25 \text{ kg}$$

Momentos y Excentricidades:

Los momentos en la base de la zapata serán:

$$M'_x = +M_{x1} + Q_{x1} \cdot (h) = 15300 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M'_y = +M_{y1} + Q_{y1} \cdot (h) = \mathbf{23450 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}$$

Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N_T}{M'_y} \cdot \frac{b_1}{2} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad 570.55 \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{Cumple!}$$

$$\gamma_y = \frac{N_T}{M'_x} \cdot \frac{a_1}{2} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad 874.47 \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{Cumple!}$$

Verificación al deslizamiento:

$$\varphi = 26^\circ \quad \rightarrow \quad \varphi_d = \frac{2}{3} * \varphi = \frac{2}{3} * 26^\circ = 17.33^\circ$$

$$\gamma_s = \frac{N'' * \tan \varphi_d}{Q_1} \geq 1.5$$

$$\gamma_{sx} = \frac{N'' * \tan \varphi_d}{Q_{x1}} = 277.95 \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{Cumple!}$$

$$\gamma_{sy} = \frac{N'' * \tan \varphi_d}{Q_{y1}} = 277.95 \geq 1.5 \quad \rightarrow \text{Cumple!}$$

Esfuerzos en la zapata. -

$$\sigma_{\min} = \sigma_1 = \frac{N+P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 1.09 \text{ kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N+P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_3 = \frac{N+P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 1.11 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_4 = \frac{N+P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} = 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura:

Determinación del tipo de zapatas

$$2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90 \qquad v = \frac{290-35}{2} = 127.5$$

$v > 2 \cdot h$ zapata flexible

➤ Cálculo de la armadura en la dirección "b":

Primero se determina el momento de diseño en esta dirección:

$$\eta = \text{factor de seguridad} = 1.6$$

$$M_d = \eta * \sigma_{\max} * \frac{a_1}{2} \left(\frac{b_1 - b_{o1}}{2} + 0.15 * b_{o2} \right)^2$$

$$M_d = 1.6 * 1.11 * \frac{290}{2} * \left(\frac{290-35}{2} + 0.15 * 35 \right)^2 = 4538162.30 \text{ kg} * \text{cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_1 * d^2 * f_{cd}} = 0.0587 \quad \text{con } u_d \text{ de la tabla sacamos } \omega_s = 0.062$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b_2 * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.062 * 290 * 40 * 166.67}{4347.83} = 27.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \omega_{s \min} * b_w * d = 0.0015 * 290 * 40 = 17.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 27.57 \text{ cm}^2$$

Cálculo de número de barras:

Considerando un diámetro de $\emptyset = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 16 \text{mm}} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16 \text{mm}}} = \frac{27.57}{2.01} = 13.72 \cong 14 \text{ barras}$$

Cálculo del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{a_1 - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{Barras} - 1} = \frac{290 - 2 \cdot 5}{14 - 1} = 21.54$$

Se adopta $s = 20 \text{ cm}$:

Disposición final de la armadura en la dirección Y:

$$14 \emptyset 16 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$$

Verificación al esfuerzo cortante:

$$V_d < V_{u2}$$

Esfuerzo cortante V_d :

$$V_d = \gamma_f * \sigma_{\max} * b \cdot (v - d)$$

$$V_d = 1.6 * 1.11 * 290 \cdot (127.5 - 40) = 32672.85 \text{ kg}$$

Verificación de la resistencia de adherencia a corte (V_{u2}):

Sin armadura de corte, en regiones fisuradas a flexión basta con realizar una sola comprobación a corte: la del agotamiento por tracción del alma.

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cu} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo f_{cu} la resistencia virtual al cortante del hormigón, dado la expresión:

$$f_{cu} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.50 \cdot \sqrt{166.67} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u2} = V_{cu} = 6.455 \cdot 290 \cdot 40 = 74878 \text{ kg}$$

$$32672.85 < 74878 \quad \text{ok}$$

Verificación de la adherencia:

$$T_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot N^\circ \cdot \pi \cdot \phi} \leq T_{bd} = 0.9 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$T_b = \frac{32672.85}{0.9 \cdot 40 \cdot 14 \cdot \pi \cdot 1.6} = 12.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{bd} = 0.90 \cdot \sqrt[3]{166.67^2} = 27.26 \text{ kg/cm}^2$$

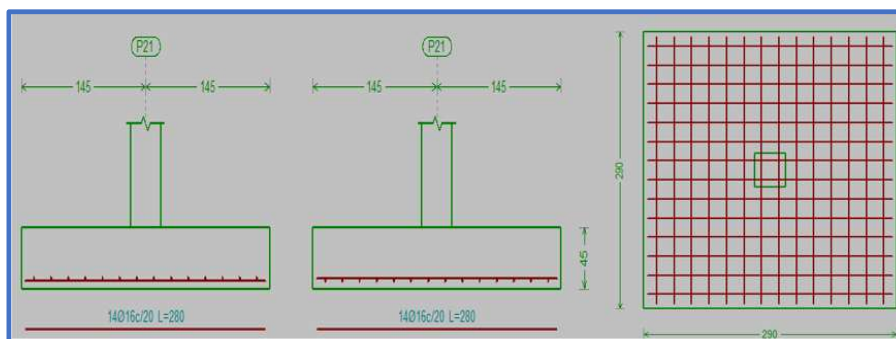
$$12.90 \leq 27.26 \quad \rightarrow \text{Cumple!}$$

Comparaciones con los resultados de cypecad

TABLA 3.10: Armadura longitudinal dirección "X-Y"

COMPARACIONES	CALCULADO	ADOPTADO			
	AREA cm ²	BARRAS N°	Ø mm	DISPOCISION N°/mm	AREA cm ²
MANUAL	27.57	14	16	Ø16mm c/20 cm	28.14
CYPE CAD	28.14	14	16	Ø16mm c/20 cm	28.14
% VARIACION	2.03	----->			0

Fuente. Elaboración propia

FIGURA 3.20: Detalle armado Zapata aislada

Fuente: imagen rescatada cypecad 2018

3.7.6 Diseño estructural de escaleras de H°A°

Las escaleras por su tipo de apoyo pueden ser simplemente apoyadas o empotradas. De esta manera se consiguen momentos positivos mayores a los que se presentarían en la condición de empotramiento, pero con la observación que se estaría diseñando una escalera con momentos negativos cero en los apoyos.

Si el empotramiento se realiza en una viga se recomienda colocar armaduras negativas igual al 30 % del momento negativo máximo, pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple.

De esta manera se evitarán las figuraciones tanto en los apoyos (momentos negativos), como en los centros de vano (momentos positivos).

Datos materiales y geométricos

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z = 3,60 \text{ m} \quad \text{Desnivel a salvar.}$$

$$d' = 3,00 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento geométrico de la armadura.}$$

$$p = 0,27 \text{ m} \quad \text{Huella. (paso)}$$

$$cp = 0,18 \text{ m} \quad \text{Contra huella. (contra paso)}$$

$$b = 1,5 \text{ m} \quad \text{Ancho de escalera}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de escalones: } 20$$

3.7.6.1 Dimensionamiento

Longitud del Tramo = 540 cm

$$t = \frac{Ln}{30} = \frac{540\text{cm}}{30} = 18 \text{ cm} \quad ; \quad t = \frac{Ln}{20} = \frac{540\text{cm}}{20} = 27 \text{ cm}$$

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo $t = 20\text{cm}$.

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2+CP^2}} \rightarrow \theta = \arccos^{-1}\left(\frac{27\text{cm}}{\sqrt{(27\text{cm})^2+(18\text{cm})^2}}\right) = 33.69^\circ$$

Altura equivalente del peldaño

$$h_p = \frac{P}{2} * \sin\theta = \frac{27 * \sin 33.69}{2} = 7.488 \text{ cm}$$

Altura equivalente total de la escalera

$$h_m = t + h_p = 20 + 7.488 = 27.488 \text{ cm}$$

Cargas que actúan en la escalera

Sobrecarga de diseño

Carga_Viva: $CV = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$CV = SC * b = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50\text{m} = 750 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga viva repartida en la losa inclinada

$$CV = 750 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \frac{5.4 \text{ m}}{6.49 \text{ m}} = \mathbf{624.04 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}$$

Peso propio

$$P_p = H_m * \gamma_H^\circ * b = 0.27488 \text{ m} * 2500 \frac{\text{kn}}{\text{m}^3} * 1.5 \text{ m} = 1030.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga del Acabado

$$\text{area total paso} = 0.27 * 1.5 * 20 = 8.1 \text{ m}^2$$

$$\text{area total contrapaso} = 0.18 * 1.5 * 20 = 5.4 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{acabados}} = \frac{50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 13.5 \text{ m}^2}{6.49 \text{ m}} = 104 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga de la baranda:

$$q_{\text{barandas}} = 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Muerta en la losa:

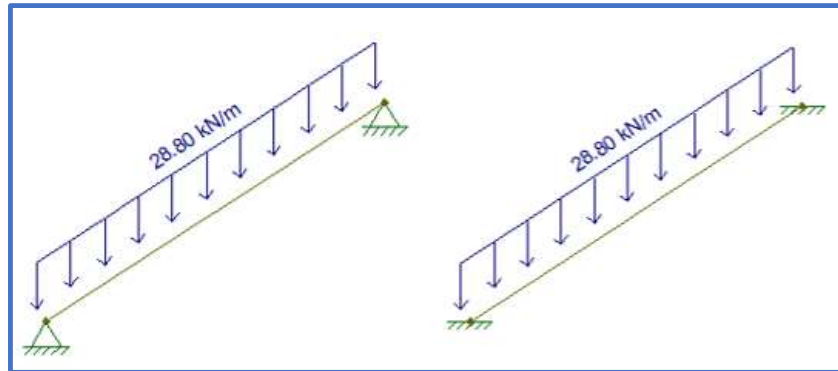
$$CM = P_p + q_{\text{acabados}} + q_{\text{barandas}}$$

$$CM = 1030.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 104 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \mathbf{1174.8 \text{ kg/m}}$$

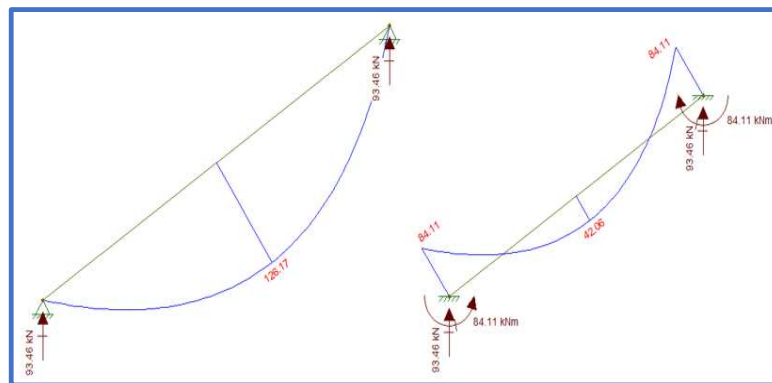
Carga ultima de Diseño:

$$Qu = 1.6 * Q_{\text{cm}} + 1.6 * Q_{\text{cv}}$$

Carga ultima de diseño en la losa $Q_d = 2878.2 \text{ kg/m} = 28.8 \text{ KN/m}$

FIGURA 3.21: Esquema estimación de cargas

Fuente: imagen rescatada de Ftool

FIGURA 3.22: Diagrama de momentos flectores

Fuente: imagen rescatada de Ftool

Diseño a Flexión:

Momento Positivo de Diseño (Md):

$$M_d = 126.17 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1261700 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.175 \quad w_s = 0.202$$

Armadura Positiva: $A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 19.75 \text{ cm}^2$

La cuantía mínima es de: $w_{\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = w_{\min} \cdot b_w \cdot d = 3.83 \text{ cm}^2$$

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

Usamos la mayor área A_s 19.75 cm^2 con acero ϕ 20mm de diámetro = 3.14 cm^2

$$n_b = \frac{A_s}{A_{\phi 20}} = 6.29 \Rightarrow 7 \text{ barras}$$

$$e = \frac{150 - 2 * 3 - 2 * 0.8 - 7 * 2}{7 - 1} = 21.4 \text{ cm}$$

Se dispondrá: ϕ 20mm c / 20 cm.

Momento Negativo de Diseño (Md):

$$Md = 0.3 * 84.11 \text{ kN} * \text{m} = 252330 \text{ kg} * \text{cm}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.035 \quad w_s = 0.038$$

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.72 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima es de: $w_{\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d = 3.83 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s < A_{s\min}$ uso $A_{s\min}$

$$Nb = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = 7.6 \Rightarrow 8 \text{ barras}$$

$$e = \frac{150 - 2 * 3 - 2 * 0.8 - 8 * 0.8}{8 - 1} = 20.5 \text{ cm}$$

Se dispondrá: ϕ 8 mm c / 20 cm. A lo largo de toda la losa

Longitud de anclaje de las barras negativas

$$l_v = \psi l_b \quad l_b = l_{b1} * \frac{A_{s\text{calculado}}}{A_{s\text{real}}} \quad l_{b1} = \frac{\phi f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{2}{3} * 0.9 * \sqrt[3]{166.667^2} = 18.171 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{b1} = \frac{2 * 4347.83}{4 * 18.171} = 119.64 \text{ cm}$$

$$l_b = 119.64 * \frac{19.75}{21.98} = 107.5 \text{ cm}$$

$$l_v = 1.4 * 107.5 = 150.5 \text{ cm} \approx 155 \text{ cm}$$

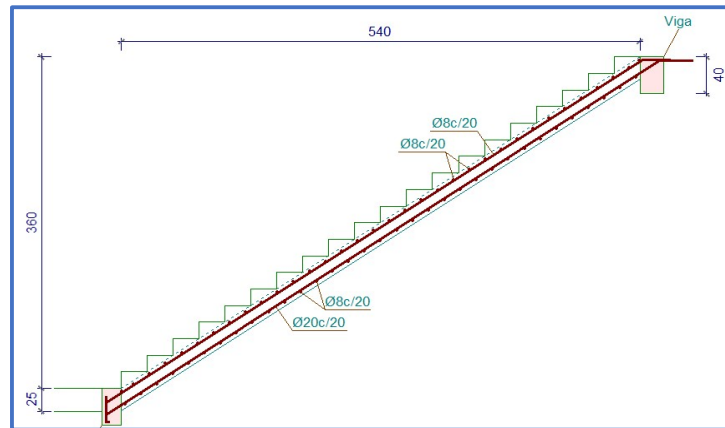
Refuerzo transversal por temperatura:

$$A_{s\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumiendo } \phi 8 \Rightarrow A_{\phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$Nb = \frac{A_{s\min}}{A_{\phi 8}} = 4.77 \Rightarrow 5\phi 8 = 2.52 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Se empleará: Φ 8 C/20

FIGURA 3.23: Detalle del armado de la escalera



Fuente: imagen rescatada cypecad 2018

3.7.7 Diseño rampa de acceso de hormigón armado

Se verifico el diseño de la losa N° 6 de la rampa N°1

Datos materiales, geométricos y esfuerzos de diseño

$$f_{ck} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yk} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

pendiente = 10%

$d' = 3.00 \text{ cm}$ Recubrimiento geométrico de la armadura.

$b = 1.10 \text{ m}$

$h = 15 \text{ cm}$

$$M_{\text{max}+} = 0.80 \frac{t \cdot m}{m} \quad M_{\text{max}-} = 1.26 \frac{t \cdot m}{m}$$

Diseño a Flexión:

Momento Positivo de Diseño (Md):

$$M_d = 80000 \frac{\text{kg} \cdot \text{cm}}{m}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.03 \quad w_s = 0.031$$

Armadura Positiva: $A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1.57 \frac{\text{cm}^2}{m}$

La cuantía mínima es de: $w_{\text{min}} = 0.0015$

$$A_{s\text{min}} = w_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d = 2.15 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

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

Usamos la mayor área $A_s 2.15 \text{ cm}^2$ con acero $\phi 8\text{mm}$ de diámetro = 0.503 cm^2

$$N_b = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = 4.3 \Rightarrow 5 \frac{\text{barras}}{\text{m}}$$

$$e = \frac{100 - 2 * 3 - 5 * 0.8}{5 - 1} = 22.5 \text{ cm}$$

Se dispondrá: $\phi 8 \text{ mm c} / 20 \text{ cm}$.

Momento negativo de Diseño (Md):

$$M_d^- = 126000 \frac{\text{kg} * \text{cm}}{\text{m}}$$

Momento Reducido de Cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = 0.047 \quad w_s = 0.048$$

Armadura Positiva: $A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2.43 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

La cuantía mínima es de: $w_{\min} = 0.0015$

$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d = 2.15 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

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

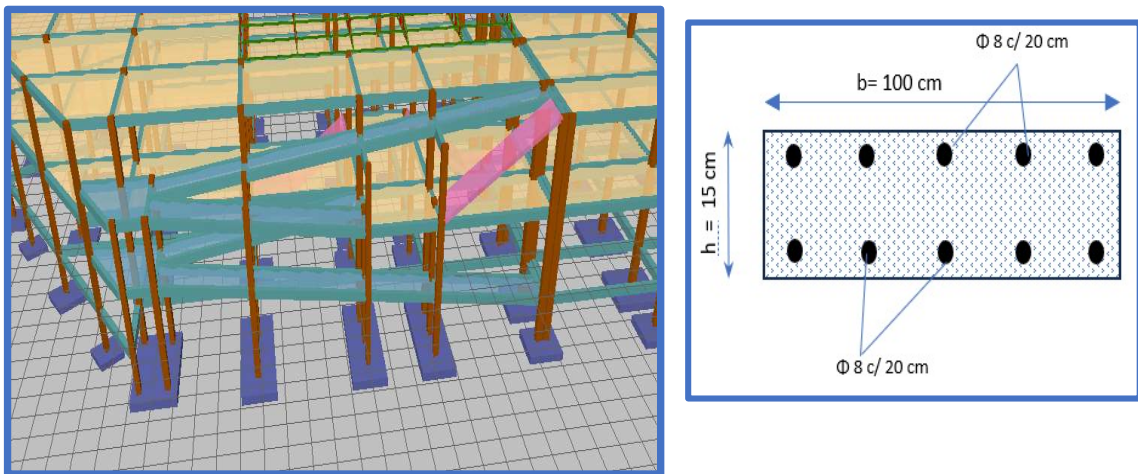
Usamos la mayor área A_s 2.43 cm^2 con acero $\phi 8 \text{ mm}$ de diámetro = 0.503 cm^2

$$N_b = \frac{A_s}{A_{\phi 8}} = 4.83 \Rightarrow 5 \frac{\text{barras}}{\text{m}}$$

$$e = \frac{100 - 2 * 3 - 5 * 0.8}{5 - 1} = 22.5 \text{ cm}$$

Se dispondrá: $\phi 8 \text{ mm c} / 20 \text{ cm}$

FIGURA 3.24: Detalle y Esquema de armado rampa de acceso



Fuente elaboración propia y cypecad 2018

3.8 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.8.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición, y forma de pago; cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto, ver (anexo IV).

3.8.2 Cómputos métricos

Los cómputos métricos serán realizados para cada ítem, contemplando la medición de: longitudes, áreas, volúmenes y Pzas. En el anexo V se indica a detalle el desarrollo de la medición.

3.8.3 Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios se realizó para cada ítem, y comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas; tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra (la cuales conforman las incidencias por inactividad, beneficios, subsidios, aportes antigüedad y seguridad industrial e higiene, cuyo calculo se encuentra en el anexo VIII elaboración de P.U.), herramientas menores el 5% de la mano de obra, IVA 14,94%; gastos generales 10%, impuestos 3,09% y utilidades el 10%. En el anexo VI se indica el análisis de todos los precios unitarios.

3.8.4 Presupuesto general

El presupuesto total de la obra se lo realizó con la ayuda del programa excel, dando un monto de Bs. 3.459.532 bs, (solo la obra gruesa) El cual esta desglosado en el anexo VI, el cual está en base a los volúmenes de obra, así como el precio unitario de cada actividad.

3.8.5 Plan y cronograma de obra

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el anexo VII. Con la ayuda del programa excel se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 420 días calendario.

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

APORTE ACADÉMICO

4.1 Diseño de vigas de H°A° con eje curvo en el plano horizontal

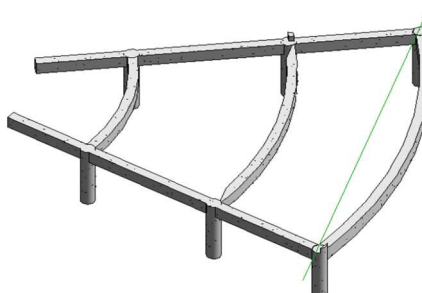
4.1.1 Introducción

Vigas curvas

Una viga curva se la puede definir como una viga con una cierta excentricidad lateral de su centro luz con respecto a sus apoyos,

Las vigas curvadas en planta se utilizan para soportar pisos curvos en edificios, balcones, rampas curvadas y salas, depósitos circulares y estructura similar. En una viga curvada, el centro de gravedad de las cargas que actúan normal al plano de curvatura se encuentra fuera de la línea que une sus apoyos. Esta situación desarrolla momentos de torsión en la viga, además de los momentos y fuerzas cortantes de flexión. Para mantener la estabilidad de la viga contra el vuelco, los soportes deben ser fijos o continuos.

FIGURA 4.1: Esquema de viga curva



Fuente: imagen rescatada de cypecad 2018

4.1.2 Marco teórico

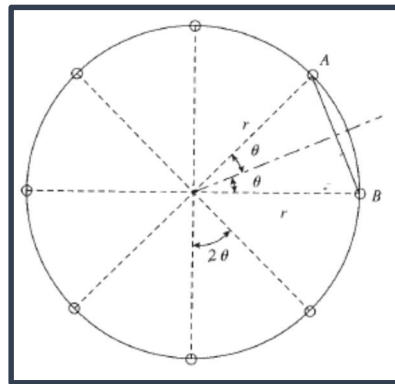
El principal efecto de la curvatura en una viga, es un esfuerzo de torsión, este tipo de torsión se le conoce como torsión secundaria, aparece como una acción secundaria, necesaria para satisfacer requerimientos de compatibilidad o continuidad estructural de elementos que conforman un sistema hiperestático. En tales casos, la torsión que se requiere para mantener el equilibrio puede ser determinada mediante el uso de condiciones de equilibrio estático. Este se transforma en un problema de resistencia porque la estructura o sus componentes colapsaran si no se suministra la adecuada resistencia a torsión.

En la torsión por equilibrio, la magnitud del momento torsor es independiente de la rigidez de la viga, depende únicamente de las cargas que lo originan, mientras que en la torsión secundaria la magnitud del momento torsor resultante depende de la rigidez de la viga.

4.1.2.1.1 Cargas uniformemente distribuidas en vigas curvas

El primer caso para ser considerado aquí es la de una viga circular apoyado en columnas colocadas a distancias iguales a lo largo de la circunferencia de la viga y sometidos a cargas normales. Debido a la simetría, las reacciones en cada columna serán iguales, y cada reacción será igual a la carga total en la viga dividido por el número de columnas.

FIGURA 4.2: Vigas en una circunferencia situados a la misma distancia



Fuente: elaboración propia

$$R_{columna} = \frac{\text{carga total en la viga}}{\# \text{ de columnas}}$$

Tomando en cuenta la parte AB entre dos columnas consecutivas de la viga circular tendremos:

La longitud de la curva AB es:

$$L_{cAB} = r \cdot 2 \cdot \theta$$

La carga total en cada columna es:

$$P_u = w_u \cdot r \cdot (2\theta)$$

Donde

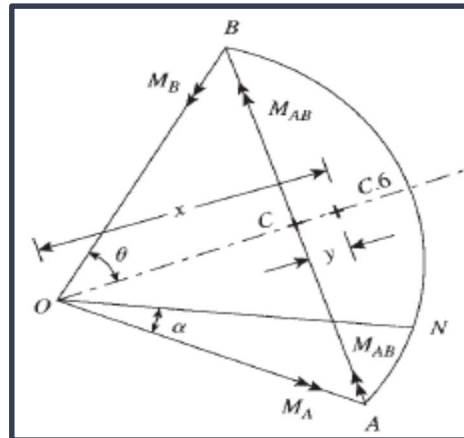
r = radio de la viga circular

w_u = carga factorizada en la viga por unidad longitud.

El centro de gravedad de la carga sobre AB se encuentra a una distancia medida desde el centro O:

$$X = \frac{r \operatorname{sen} \theta}{\theta}$$

FIGURA 4.3: Detalle de la sección AB



Fuente elaboración propia

El momento de la carga P_u sobre AB es:

$$M_{AB} = P_u * y = P_u * (x - r \cos(\theta)) = 2w_u r \theta \left(\frac{r \operatorname{sen} \theta}{\theta} - r \cos \theta \right)$$

$$M_{AB} = 2w r^2 \theta \left(\frac{\operatorname{sen} \theta}{\theta} - \cos \theta \right)$$

En consecuencia, los dos momentos de reacción, M_A y M_B , se desarrollan en los apoyos A y B, respectivamente. El componente del momento en el apoyo A sobre AB es:

$$M_A \sin \theta = M_B \sin \theta \text{ (que es el momento torsor).}$$

Igualando el momento aplicado, el M_{AB} , a los componentes de los momentos de reacción en A y B,

$$\sum M_T = 0$$

$$2M_A \sin \theta - M_{AB} = 0$$

$$M_A = \frac{w r^2 \theta}{\sin \theta} \left(\frac{\operatorname{sen} \theta}{\theta} - \cos \theta \right)$$

Al final:

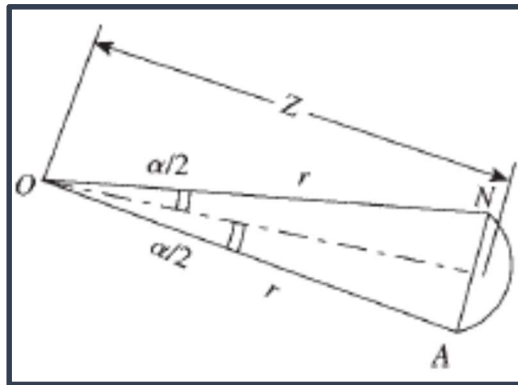
$$M_A = M_B = w_u r^2 (1 - \theta \operatorname{ctg} \theta)$$

La fuerza de corte en el soporte A es

$$V_A = \frac{2w_u r \theta}{2} = w_u r \theta$$

Formación de ecuaciones en cualquier punto N

FIGURA 4.4: Detalle del punto N de análisis



Fuente: elaboración propia

$$V_N = V_A - wr\alpha$$

$$V_N = wr(\theta - \alpha)$$

Formación de ecuaciones

Momento flector en el punto N

Desde el centro O. El momento en el punto N en la curva de flexión AB es igual al momento de todas las fuerzas en un lado de O sobre el eje radial ON

La carga sobre AN es $w_u(r\alpha)$ y actúa a una distancia igual a

$$Z = \frac{r \operatorname{sen} \alpha/2}{\alpha/2}$$

Su ecuación será:

$$M_N = V_A r \operatorname{sen} \alpha - M_A \operatorname{cos} \alpha - w r \alpha (Z \operatorname{sen}(\frac{\alpha}{2}))$$

$$M_N = w r \theta r \operatorname{sen} \alpha - w r^2 (1 - \theta \operatorname{ctg} \theta) \operatorname{cos} \alpha - w r \alpha \left(\frac{r^2 \operatorname{sen}^2 \alpha/2}{\alpha} \right)$$

Resolviendo tendremos la ecuación del momento flector en el punto N.

$$M_N = wr^2(\theta \operatorname{sen} \alpha + \theta \operatorname{ctg} \theta \operatorname{cos} \alpha - 1)$$

Momento torsor en el punto N

$$T_N = M_A \operatorname{sen} \alpha - V_A (r - r \operatorname{cos} \alpha) + w r \alpha \left(r - \frac{2r \operatorname{sen}(\frac{\alpha}{2})}{\alpha} \operatorname{cos}(\frac{\alpha}{2}) \right)$$

$$T_N = w r \theta r \operatorname{sen} \alpha - w r^2 (1 - \theta \operatorname{ctg} \theta) \operatorname{cos} \alpha - w r \alpha \left(\frac{r^2 \operatorname{sen}^2 \alpha/2}{\alpha} \right)$$

$$T_N = w r^2 (1 - \theta \operatorname{ctg} \theta) \operatorname{sen} \alpha - w r \theta (r - r \operatorname{cos} \alpha) + w r^2 \alpha \left(1 - \frac{2 \operatorname{sen}(\frac{\alpha}{2}) \operatorname{cos}(\frac{\alpha}{2})}{\alpha} \right)$$

Resolviendo tendremos la ecuación del momento torsor en el punto N.

$$T_N = wr^2 \left(\alpha - \theta + \theta \cos \alpha - \frac{\theta \sin \theta}{\tan \theta} \right)$$

Para obtener el valor máximo del momento de torsión T_N , diferenciar la ecuación. De momento torsor con respecto a α e igualando a 0. Este paso le dará el valor de α para el máximo T_N

$$\frac{\partial T_N}{\partial \alpha} = 0$$

Al final tendremos el valor del ángulo α que estará en función del ángulo θ

$$\sin \alpha = \frac{\sin^2 \theta \pm \cos \theta \sqrt{\theta^2 - \sin^2 \theta}}{\theta}$$

4.1.2.1.2 Teorema de Castigliano

El teorema nos indica: “La primera derivada parcial de la energía de deformación total de la estructura, con respecto a una de las cargas aplicadas, es igual al desplazamiento en el sentido de la carga”. Para estructuras sometidas a flexión, (vigas y marcos) el teorema se expresa de la siguiente manera:

Desplazamientos lineales:

$$\delta = \int_0^L M_x \cdot \frac{\partial M_x}{\partial P} \cdot \frac{dx}{EI}$$

Giros o rotaciones

$$\theta = \int_0^L M_{Fx} \cdot \frac{\partial M_{Fx}}{\partial M} \cdot \frac{dx}{EI} + \int_0^L M_{Tx} \cdot \frac{\partial M_{Tx}}{\partial M} \cdot \frac{dx}{GI_o}$$

Dónde:

δ = Desplazamiento lineal en el punto de aplicación de la carga P.

θ = Giro o rotación del punto donde se aplica un momento M.

M_{Fx} = Ecuación de momento flector a lo largo de la estructura.

M_{Tx} = Ecuación de momento torsor a lo largo de la estructura.

EI = Rigidez a la flexión. Módulo elástico longitudinal por momento de inercia de la sección.

GI_o = Rigidez a la torsión. Módulo elástico transversal por momento polar de inercia de la sección

∂ = Significativo derivado parcial

Este teorema nos ayuda a encontrar los desplazamientos o giros en determinados puntos de la sección a analizar.

4.1.3 Método de cálculo

El análisis estructural consiste en la determinación de los efectos producidos por fuerzas externas en la estructura, proporciona de forma general reacciones y desplazamientos y de forma específica momentos y deformaciones.

En este caso, el momento torsor no puede determinarse únicamente en base al equilibrio estático. La torsión surge como una acción secundaria, necesaria para satisfacer requerimientos de compatibilidad o continuidad estructural de elementos que conforman un sistema hiperestático. Si no se considera dicha continuidad en el diseño probablemente existirá un agrietamiento excesivo, pero no llegaría al caso de colapso de la estructura.

Para el diseño de nuestra viga de H°A° con eje curvo en el plano horizontal seguiremos la siguiente secuencia:

- Análisis de las cargas actuantes
- Determinación de los esfuerzos internos
- Diseño a flexión, cortante y torsión
- Comparación de los resultados obtenidos

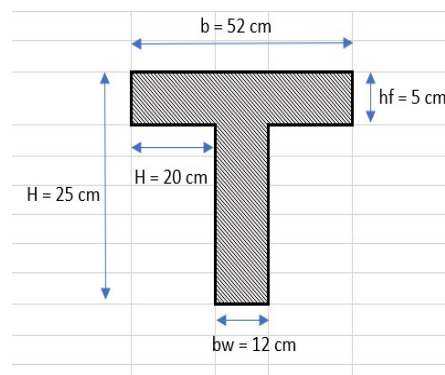
4.1.4 Análisis de las cargas actuantes

Asignamos cargas sobre un nervio de la losa direccional $b = 52 \text{ cm}$

$$\text{carga viva sobre losa} = CV = 0.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 0.52\text{m} = 0.156 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$\text{carga permanente sobre losa} = CM = 0.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 0.52\text{m} = 0.052 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

FIGURA 4.5: Esquema de la losa unidireccional



Fuente: elaboración propia

$$\text{Peso propio de la losa} = P_p = 0.52 * 0.05 + 0.12 * 0.12 * 2.5 = 0.125 \frac{t}{m}$$

$$\text{Carga total sobre nervio de losa} = 0.156 + 0.052 + 0.125 = \mathbf{0.333} \frac{t}{m}$$

$$\text{Peso propio de la viga} = P_{p \text{ viga}} = 0.3 \text{ m} * 0.5 \text{ m} * 2.5 \frac{t}{m^3} = 0.375 \frac{t}{m}$$

$$\text{Peso muro sobre viga} = P_{muro} = 0.79 \frac{t}{m}$$

Cargas sobre la viga

$$\text{Carga muerta uniforme distribuida} = P_{p \text{ viga}} + P_{muro} = \mathbf{1.165} \frac{t}{m}$$

Las cargas que transmiten las viguetas en forma de reacción a las vigas variaran con la longitud de las mismas.

$$R_i = \frac{0.333 \frac{t}{m} * l_{viguetas}}{2}$$

Medimos las longitudes a cada 1 metro para calcular las reacciones

$$R_1 = \frac{0.333 \frac{t}{m} * 4.85}{2} = 0.81 \text{ t}$$

$$R_2 = \frac{0.333 \frac{t}{m} * 5.10}{2} = 0.85 \text{ t}$$

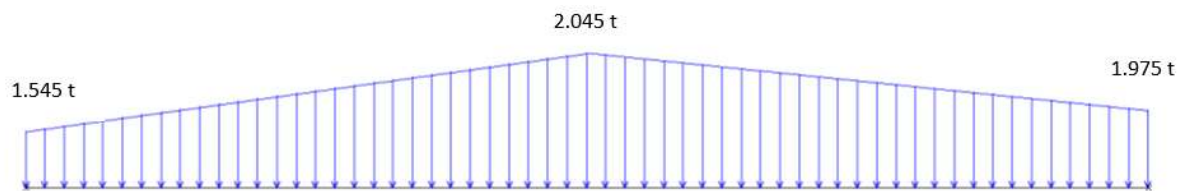
$$R_3 = \frac{0.333 \frac{t}{m} * 5.3}{2} = 0.88 \text{ t}$$

$$R_4 = \frac{0.333 \frac{t}{m} * 4.30}{2} = 0.72 \text{ t}$$

$$R_5 = \frac{0.333 \frac{t}{m} * 2.3}{2} = 0.38 \text{ t}$$

La carga sobre nuestra viga curva será la siguiente que tendrá una forma trapezoidal

FIGURA 4.6: Esquema carga trapezoidal distribuida en la viga de eje curvo



Fuente: elaboración propia

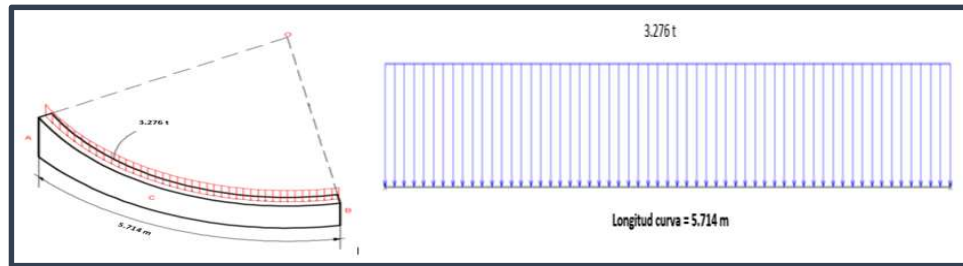
Por estar de lado de la seguridad asumiremos una sección con carga uniformemente distribuida que tendrá el valor máximo de la carga trapezoidal

Finalmente mayorando las cargas tendremos:

$$q_u = 1.6 * (0.88 + 1.165)$$

$$q_u = \mathbf{3.276} \frac{t}{m} \text{ carga total mayorada}$$

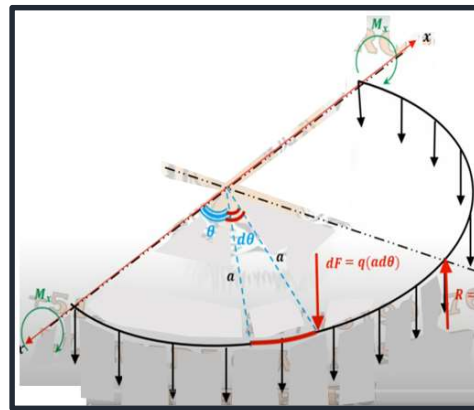
FIGURA 4.7: Esquema carga total mayorada



Fuente: elaboración propia

4.1.5 Determinación de los esfuerzos internos

FIGURA 4.8: Esquema para cálculo de esfuerzos



Fuente: elaboración propia

$$M_{1-1} = M \cos \beta - \int_0^\beta q * r * d\theta * (r * \text{sen}(\beta - \theta))$$

$$M_{1-1} = M \cos \beta - qr^2 \int_0^\beta \text{sen}(\beta - \theta) d\theta$$

$$M_{1-1} = M \cos \beta - qr^2 (\cos(\beta - \theta)) \Big|_0^\beta$$

Ecuación para el momento flector donde $0 \leq \beta \leq \frac{\pi}{2}$

$$\mathbf{M_{1-1} = M \cos \beta - qr^2 (1 - \cos \beta)}$$

$$T_{1-1} = -M \sin \beta + \int_0^\beta q * r * d\theta * (r - r * \cos(\beta - \theta))$$

$$T_{1-1} = -M \sin \beta + qr^2 \int_0^\beta (1 - \cos(\beta - \theta)) d\theta$$

$$T_{1-1} = -M \sin \beta + qr^2 (\theta + \sin(\beta - \theta)) \Big|_0^\beta$$

Ecuación para el momento torsor donde $0 \leq \beta \leq \frac{\pi}{2}$

$$\mathbf{T_{1-1} = -M \sin \beta + qr^2 (\beta - \sin \beta)}$$

$$\frac{d(M_{1-1})}{d(M)} = \cos \beta \qquad \frac{d(T_{1-1})}{d(M)} = -\sin \beta$$

Por el teorema de Castigliano sabemos que:

$$\text{Ángulo rotación} = \varphi = \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{M_{1-1}}{EI} * \frac{d(M_{1-1})}{d(M)} * d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{T_{1-1}}{GJ} * \frac{d(T_{1-1})}{d(M)} * d\theta$$

También sabemos que en un apoyo empotrado el ángulo de giro es igual a cero (0)

Nuestra ecuación quedara de la siguiente manera.

$$0 = \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{M \cos \beta - qr^2(1 - \cos \beta)}{EI} * \cos \beta * d\beta + \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{-M \sin \beta + qr^2(\beta - \sin \beta)}{GJ} (-\sin \beta) * d\beta$$

Resolviendo ambas integrales por separado tenemos:

$$\begin{aligned} & \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{M \cos \beta - qr^2(1 - \cos \beta)}{EI} * \cos \beta * d\beta \\ &= \frac{1}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{6}} (M \cos \beta - qr^2(1 - \cos \beta)) * \cos \beta * d\beta \\ &= \frac{1}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{6}} (M(\cos \beta)^2 - qr^2 \cos \beta + qr^2(\cos \beta)^2) * d\beta \\ &= \frac{1}{EI} \left(\int_0^{\frac{\pi}{6}} M \left(\frac{1}{2} + \frac{\cos 2\beta}{2} \right) d\beta - \int_0^{\frac{\pi}{6}} qr^2 \cos \beta d\beta + \int_0^{\frac{\pi}{6}} qr^2 \left(\frac{1}{2} + \frac{\cos 2\beta}{2} \right) d\beta \right) \\ &= \frac{1}{EI} \left(M \left(\frac{\beta}{2} + \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} - qr^2 \sin \beta \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} + qr^2 \left(\frac{\beta}{2} + \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} \right) \\ &= \frac{1}{EI} \left(M \left(\frac{\pi}{12} + \frac{\sqrt{3}}{8} \right) - \frac{qr^2}{2} + qr^2 \left(\frac{\pi}{12} + \frac{\sqrt{3}}{8} \right) \right) \\ &= \frac{0.4783 M}{EI} - \frac{0.0217 qr^2}{EI} \quad \text{resultado de la primera integración} \\ & \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{-M \sin \beta + qr^2(\beta - \sin \beta)}{GJ} (-\sin \beta) * d\beta \\ &= \frac{1}{GJ} \int_0^{\frac{\pi}{6}} (-M \sin \beta + qr^2(\beta - \sin \beta)) * (-\sin \beta) * d\beta \\ &= \frac{1}{GJ} \int_0^{\frac{\pi}{6}} (M(\sin \beta)^2 - qr^2 \beta \sin \beta + qr^2(\sin \beta)^2) * d\beta \\ &= \frac{1}{GJ} \left(\int_0^{\frac{\pi}{6}} M \left(\frac{1}{2} - \frac{\cos 2\beta}{2} \right) d\beta - \int_0^{\frac{\pi}{6}} qr^2 \beta \sin \beta d\beta + \int_0^{\frac{\pi}{6}} qr^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\cos 2\beta}{2} \right) d\beta \right) \\ &= \frac{1}{GJ} \left(M \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} - qr^2 (-\beta \cos \beta + \sin \beta) \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} + qr^2 \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \Big|_0^{\frac{\pi}{6}} \right) \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{GJ} \left(M \left(\frac{\pi}{12} - \frac{\sqrt{3}}{8} \right) - qr^2 \left(-\frac{\pi\sqrt{3}}{12} + \frac{1}{2} \right) + qr^2 \left(\frac{\pi}{12} - \frac{\sqrt{3}}{8} \right) \right)$$

$$= \frac{0.0453 M}{GJ} - \frac{0.0013 qr^2}{GJ} \quad \text{resultado de la segunda integración}$$

Al final tendremos:

$$0 = \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{M \cos \beta - qr^2(1 - \cos \beta)}{EI} * \cos \beta * d\beta + \int_0^{\frac{\pi}{6}} \frac{-M \sin \beta + qr^2(\beta - \sin \beta)}{GJ} (-\sin \beta) * d\beta$$

$$0 = \frac{0.4783 M}{EI} - \frac{0.0217 qr^2}{EI} + \frac{0.0453 M}{GJ} - \frac{0.0013 qr^2}{GJ}$$

$$\frac{0.4783 M}{EI} + \frac{0.0453 M}{GJ} = \frac{0.0217 qr^2}{EI} + \frac{0.0013 qr^2}{GJ}$$

$$\frac{0.4783 M * GJ + 0.0453 M * EI}{EIGJ} = \frac{0.0217 qr^2 * GJ + 0.0013 qr^2 * EI}{EIGJ}$$

$$0.4783 M * GJ + 0.0453 M * EI = 0.0217 qr^2 * GJ + 0.0013 qr^2 * EI$$

Dividimos todo entre (GJ) y hacemos que $C = \frac{EI}{GJ}$

$$\frac{0.4783 M * GJ + 0.0453 M * EI}{GJ} = \frac{0.0217 qr^2 * GJ + 0.0013 qr^2 * EI}{GJ}$$

$$M(0.4783 + 0.0453 * C) = qr^2(0.0217 + 0.0013 * C)$$

$$M = qr^2 * \frac{0.0217 + 0.0013 * C}{0.4783 + 0.0453 * C} \quad (\text{ecuacion 1})$$

Cálculo de "C"

$$E = 21000 * \sqrt{fcd} = 21000 * \sqrt{166.67} = 271109.11 \frac{kg}{cm^2} = 2711091.05 \frac{tn}{m^2}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 * 0.50^3}{12} = 0.003125 m^4$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)} = \frac{2484753.51}{2 * (1 + 0.2)} = 1035313.96 \frac{tn}{m^2}$$

$$J = I_x + I_y$$

Las longitudes de la sección serán el área que resiste a torsión que está dentro de los ejes de los estribos

$$J = \frac{(0.3 - 0.07) * (0.5 - 0.07)^3}{12} + \frac{(0.3 - 0.07)^3 * (0.5 - 0.07)}{12} = 0.00196 m^4$$

$$C = \frac{2711091.05 \cdot 0.003125}{1035313.96 \cdot 0.00196} = 4.175$$

TABLA 4.1: Valores obtenidos de la ecuación 1

ÁNGULO		LONGITUD ARCO (m)	CARGA ACTUANTE (t/m)	MOMENTOS (t*m)		CORTANTE (t)
grados	radianes			flector	torsor	
-30	-0.524	2.827	3.276	-9.4358	-0.3130	9.2627
-27	-0.471	2.545	3.276	-6.9524	0.1150	8.336
-24	-0.419	2.262	3.276	-4.7118	0.4193	7.410
-21	-0.367	1.979	3.276	-2.7201	0.6128	6.484
-18	-0.314	1.696	3.276	-0.9828	0.7086	5.558
-16.12	-0.281	1.519	3.276	-0.0259	0.7249	4.977
-15	-0.262	1.414	3.276	0.4954	0.7202	4.631
-12	-0.209	1.131	3.276	1.7104	0.6613	3.705
-9	-0.157	0.848	3.276	2.6588	0.5458	2.779
-6	-0.105	0.565	3.276	3.3381	0.3876	1.853
-3	-0.052	0.283	3.276	3.7465	0.2009	0.926
0	0.000	0.000	3.276	3.8827	0.0000	0.000
3	0.052	0.283	3.276	3.7465	-0.2009	-0.926
6	0.105	0.565	3.276	3.3381	-0.3876	-1.853
9	0.157	0.848	3.276	2.6588	-0.5458	-2.779
12	0.209	1.131	3.276	1.7104	-0.6613	-3.705
15	0.262	1.414	3.276	0.4954	-0.7202	-4.631
16.12	0.281	1.519	3.276	-0.0259	-0.7249	-4.977
18	0.314	1.696	3.276	-0.9828	-0.7086	-5.558
21	0.367	1.979	3.276	-2.7201	-0.6128	-6.484
24	0.419	2.262	3.276	-4.7118	-0.4193	-7.410
27	0.471	2.545	3.276	-6.9524	-0.1150	-8.336
30	0.524	2.827	3.276	-9.4358	0.3130	-9.263

Fuente: elaboración propia

4.1.6 Diseño a flexión, cortante y torsión

4.1.6.1 Diseño a flexión

Determinación de la armadura positiva

$$M_d = 3882.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3883 \cdot 100}{30 \cdot 47^2 \cdot 166.67} = 0.035$$

$$f_{yk} = 5000 \Rightarrow \mu_{lim} = 0.252 \text{ (Anexo 1)}$$

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \Rightarrow 0,042 < 0,252 \text{ OK!}$$

Como $\mu_d < \mu_d \text{ lim}$ no necesito armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: Se obtiene (w_s) de Anexo I'

$$w_s = 0,036$$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.036 \cdot 30 \cdot 47 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima (A_{smin}): $w_{smin} = 0.0028$ (de tabla 3 Anexo I), de acuerdo al tipo de acero "AEH-500" y tipo de elemento estructural (viga).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot h = 0.0028 \cdot 30 \cdot 50 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2$$

Obtención del número de fierros para A_s positiva en la viga

Se usarán $2\emptyset 12 \text{ mm} + 1\emptyset 16 \text{ mm} = 2 \cdot 1.13 + 1 \cdot 2.01 = 4.27 \text{ cm}^2$

$$4.27 \text{ cm}^2 > 4.20 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura negativa

$$M_d = 9436 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo (μ_d):

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9436 \cdot 100}{30 \cdot 47^2 \cdot 166.67} = 0.085$$

$$f_{yk} = 5000 \Rightarrow \mu_{lim} = 0.252 \text{ (tabla 4 Anexo 3)}$$

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \Rightarrow 0,042 < 0,252 \text{ OK!}$$

Como $\mu_d < \mu_d \text{ lim}$ no necesito armadura a compresión.

Determinación de la cuantía mecánica: Se obtiene (w_s) de "tabla 8 Anexo 1"

$$w_s = 0,093$$

Determinación de la Armadura (A_s):

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.093 \cdot 30 \cdot 47 \cdot \frac{166.67}{4347.83} = 5.027 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima (A_{smin}): $w_{smin} = 0.0028$ (de tabla 3 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero "AEH-500" y tipo de elemento estructural (viga).

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot h = 0.0028 \cdot 30 \cdot 50 = 4.20 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \text{ mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 5.03 \text{ cm}^2$$

Obtención del número de fierros para A_s positiva en la viga

Se usarán $2\text{Ø} 16 \text{ mm} + 1\text{Ø} 12 \text{ mm} = 2 \cdot 2.01 + 1 \cdot 1.13 = 5.15 \text{ cm}^2$

$$5.15 \text{ cm}^2 > 5.03 \text{ cm}^2$$

4.1.6.2 Diseño a torsión

$$T_{ud} = 72490 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculos auxiliares:

- **Acp:** Es el área delimitada por la frontera exterior de la sección transversal de hormigón. Por lo tanto, si la sección tiene huecos, los mismos no se descuentan.
- **Pcp:** Perímetro de la frontera exterior de Acp
- **Aoh:** Área cuya frontera exterior es el eje de las armaduras transversales más externas que resisten torsión (área encerrada por el eje de los estribos). Una vez más, si la sección tiene huecos, éstos no se descuentan.
- **Ph:** Perímetro de la frontera exterior de Aoh

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

$$A_{cp} = b \cdot h = 30 \cdot 50 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (b + h) = 2 \cdot (30 + 50) = 160 \text{ cm}$$

$$\text{base de encerramiento } X_i = b - 2r = 30 - 2 \cdot 3.5 = 23 \text{ cm}$$

$$\text{altura de encerramiento } Y_i = h - 2r = 50 - 2 \cdot 3.5 = 43 \text{ cm}$$

$$\text{area de encerramiento } = A_{oh} = X_i \cdot Y_i = 23 \cdot 43 = 989 \text{ cm}^2$$

$$\text{perimetro de encerramiento } = P_h = 2 \cdot (X_i + Y_i) = 2 \cdot (23 + 43) = 132 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{area bruta encerrada por la trayectoria del flujo cortante} &= A_o \\ &= 0.85 \cdot A_{oh} = 0.85 \cdot 989 = 840.65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cálculo de la torsión mínima

$$T_{u \text{ min}} = \varphi \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$T_{u \text{ min}} = 0.75 \cdot 0.27 \cdot \sqrt{250} \cdot \frac{1500^2}{160} = 45025.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$T_{u \min} = 0.45 \, tn \cdot m$$

como $T_{ud} \geq T_{u \min}$

$$0.725 \geq 0.45 \quad \text{se diseña a torsión}$$

Verificación de fisuración en el alma y bielas comprimidas

Se lo realiza para ver si la sección es la adecuada para resistir a torsión

Por tratarse de una sección maciza debe verificarse:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \cdot 2.63 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\sqrt{\left(\frac{9263}{30 \cdot 47}\right)^2 + \left(\frac{72490 \cdot 132}{1.7 \cdot 989^2}\right)^2} \leq 0.75 \cdot 2.63 \cdot \sqrt{250}$$

$$\frac{8.73 \, kg}{cm^2} \leq \frac{31.19 \, kg}{cm^2} \quad \text{OK cumple}$$

Refuerzo transversal por torsión requerido

$$T_n \leq \frac{T_{ud}}{\phi} \quad \text{y tambien} \quad T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt} \cdot ctg \theta}{s}$$

despejando $\frac{A_t}{s}$ y reemplazando T_n tenemos

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_{ud}}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot ctg \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{72490}{0.75 \cdot 2 \cdot 840.65 \cdot 4200 \cdot ctg 45} = \frac{0.0137 \, cm^2}{cm} \quad \text{solo para una rama de estribo}$$

$$\frac{A'_t}{s} = \frac{2 \cdot 0.0138 \, cm^2}{cm} = \frac{0.0274 \, cm^2}{cm} \quad \text{para estribos de 2 ramales}$$

4.1.6.3 Cálculo de acero por cortante

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi \cdot V_c = 0.75 \cdot 0.53 \cdot 30 \cdot 47 \cdot \sqrt{250} = 8861.89 \, kg$$

si $V_{ud} \geq \phi \cdot V_c$ entonces requiere refuerzo con estribos

9263 kg \geq 8861.89 kg calcular estribos de refuerzo

$$V_u = \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s$$

$$V_c = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}$$

$$V_c = \frac{9263 - 8122.05}{0.75} = 536 \, kg$$

$$V_c \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$536 \leq 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot 30 \cdot 47$$

$$536 \text{ kg} \leq 46817.52 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

Cálculo del área de refuerzo

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{536}{4200 \cdot 47} = \mathbf{0.0027} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Acero mínimo a cortante

$$AS_{min} = 0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}$$

$$\frac{AS_{min}}{s} = 0.2 \cdot \sqrt{250} \cdot \frac{30}{4200} = \mathbf{0.023} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$AS_{min} = 3.1 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}$$

$$\frac{AS_{min}}{s} = 3.1 \cdot \frac{30}{4200} = \mathbf{0.022} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Seleccionamos el $\frac{AS_{min}}{s} = \mathbf{0.023} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

Refuerzo total transversal será:

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A'_t}{s} + \frac{A_v}{s}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 0.0274 + 0.023 = \mathbf{0.0504} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Usaremos acero $\emptyset = 8\text{mm}$ para estribos

$$\text{Área a 1 rama} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área a 2 ramas} = 0.503 \cdot 2 = 1.006 \text{ cm}^2$$

el espaciamiento sera:

$$s = \frac{A_{vt}}{0.504} = \frac{1.006}{0.504} = 19.96 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo entre estribos

- Por esfuerzo cortante

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{47}{2} = 23.5 \text{ cm}$$

- Por esfuerzo a torsión

$$S_{max} = \frac{P_h}{8} = \frac{132}{8} = 16.5 \text{ cm}$$

Adoptamos $s = 15 \text{ cm}$

$$\text{numero de estribos} = n = \frac{5.30 \text{ m}}{15 \text{ cm}} = 36 \text{ estribos}$$

Usaremos 36e \emptyset 8mm c / 15 cm en toda la longitud de la viga

Refuerzo longitudinal por torsión

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$A_l = 0.014 \cdot 132 = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos } A_l = 2 \emptyset 12 \text{ mm} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Este refuerzo longitudinal se distribuye en el contorno del estribado; nosotros lo colocaremos en la parte superior del armado en toda su longitud.

4.1.7 Comparación de los resultados obtenidos

TABLA 4.2: Análisis de resultados

COMPARACIONES	AREA DE ACERO PARA ARMADO			
	MOMENTO POSITIVO (cm ²)	MOMENTO NEGATIVO P71 (cm ²)	MOMENTO NEGATIVO P77 (cm ²)	ARMADURA TRANSVERSAL (cm ² /m)
MANUAL	4.20	4.85 + 1.83 = 6.68	4.85 + 1.83 = 6.68	2.76 + 2.20 = 4.96
CYPE CAD	4.20	6.46	6.09	4.57
% VARIACION	0	3.3	8.9	4.3

Fuente: elaboración propia

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES.

Las conclusiones obtenidas con base en el desarrollo del presente proyecto, son las indicadas a continuación:

- Se analizaron los datos proporcionados por el estudio de suelos demostrando que la clasificación del suelo en el lugar de emplazamiento del proyecto es correcta en los dos pozos de exploración. Así mismo se verificó la capacidad portante del suelo por el método de Terzaghi, cuyo valor es $\sigma_{adm} = 1.16 \frac{kg}{cm^2}$ lo que se considera con mayor fiabilidad y los resultados obtenidos por este método concuerdan con los datos del estudio de suelo.
- Se verificó la obtención de esfuerzos de un pórtico de la estructura con ayuda del software FTool, del cual sus resultados, presenta variaciones con los valores de tensiones en vigas y columnas menores al 3 % con relación a las tensiones obtenidos con el software Cypecad (versión 2018), por lo que se aceptan los esfuerzos que considera el paquete Cypecad para el diseño.
- Se realizó la comprobación manual de los resultados de diseño en los elementos más críticos de la estructura presentando una variación de resultados menor al 10% con los resultados obtenidos con el software cypecad 2018.
- Se elaboró las especificaciones técnicas, datos de partida muy importantes para la elaboración del presupuesto general de la obra.
- Se elaboró el presupuesto únicamente de la obra gruesa del centro cultural cuyo precio es de 1.520,18 bs/m² (unos mil quinientos veinte 18/100 bolivianos por cada metro cuadrado de obra gruesa construida) y con un cronograma de ejecución del proyecto estimado 336 días calendario, partiendo de la elaboración de los precios unitarios, cómputos métricos. Respetando los impuestos e incidencias según ley.
- En el diseño de viga de eje curvo en el plano horizontal, en la estimación de cargas se realizó una simplificación de una carga trapecial a una carga uniformemente distribuida estando siempre del lado de la seguridad. estas cargas siempre mayoradas por sus respectivos coeficientes. Cuyos resultados son la obtención de los esfuerzos constante,

momento flector y torsor por el teorema de Castigliano, los cuales son coherentes con los resultados del programa cypecad 2018.

5.2 RECOMENDACIONES.

- Se recomienda tener muy en cuenta la introducción correcta de datos en el programa tales como normas a utilizar, esfuerzo admisible del terreno, recubrimientos, etc. por ser datos que determinarían la calidad del trabajo, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos y cuantías mínimas que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, todo esto para un correcto diseño de estos elementos estructurales.
- Se recomienda realizar una verificación de las máximas solicitaciones obtenidas, en otro programa de cálculo diferente, para contrastar resultados en casos de diferencias.
- Se recomienda que en el diseño de vigas de hormigón armado estos puedan encontrarse trabajando en los dominios de deformación 3 y 2, para que los materiales trabajen eficazmente.
- Se recomienda realizar un análisis de la capacidad portante del suelo antes de dimensionar las fundaciones y así determinar una profundidad de fundación óptima ya que este es un valor muy importante para la sustentación de la estructura.
- Se debe tener en cuenta los anclaje y empalmes de las armaduras longitudinales, también de los ganchos del estribado de cada elemento estructural que así lo requiera por diseño respetando por sobre todo la separación y posición de cada barra de acero.
- Para lograr la resistencia requerida de diseño, utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones.
- Para la terraza se debe realizar una impermeabilización en toda su superficie, esto para evitar inconvenientes de filtraciones.

