

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. EL PROBLEMA

La construcción de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre”, se considera de suma importancia para la comunidad de Tiguiipa ya que la infraestructura actual es antigua y tiene partes deterioradas.

En estos últimos años la comunidad de Tiguiipa tuvo un gran incremento de habitantes que generó significativamente el incremento estudiantil, como la antigua infraestructura ya no es muy amplia para la cantidad de estudiante, algunos padres optan por mandar a sus hijos a colegios de la ciudad de Villa Montes y otros por falta de recursos no mandan a sus hijos a estudiar.

Por este motivo el problema es falta discontinuidad de estudio de los estudiantes por falta de una nueva infraestructura para que los estudiantes de la comunidad puedan estudiar y desarrollar sus actividades para tener una formación mejor.

1.1.1. PLANTEAMIENTO

Conforme a la información obtenida de la cantidad estudiantes que asisten a la escuela en la comunidad de Tiguiipa según el I.N.E. (censo 2012).

TABLA N° 1 Asistencia Escolar

POBLACIÓN EMPADRONADA DE 6 A 19 AÑOS POR SEXO, SEGÚN ASISTENCIA ESCOLAR(1)			
Asistencia escolar	Total	Hombres	Mujeres
Total	296	163	133
Asiste	270	145	125
No asiste	21	17	4
Sin especificar	5	1	4

Fuente: I.N.E.

El aumento poblacional anual en la provincia Gran Chaco de acuerdo al último censo es bastante considerables con un índice de crecimiento anual del 26.79 %, dato obtenido por el I.N.E. (Instituto Nacional Estadística) como consecuencia también aumento la poblaciones de las distintas comunidades como también aumento la población estudiantil.

Debido a este incremento estudiantil y a las condiciones en la que se encuentra la actual infraestructura “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre”, se requiere una nueva infraestructura que cuente con todos los niveles de estudio como ser (nivel inicial, nivel primario y nivel secundario), que tenga mejores ambientes para la enseñanza cuyo beneficio son para los estudiantes y así los padres de familia no tengan motivos para enviar a sus hijos a estudiar lejos de la comunidad.

Con este proyecto se pretende plantear la mejor la calidad de enseñanza, aprendizaje y formas creativas para el los estudiantes y así poder mejorar su calidad de vida.

1.1.2. FORMULACIÓN

Con una nueva infraestructura de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” en la comunidad de Tiguiipa, se puede solucionar la deserción escolar en la zona, incentivando a los estudiantes con sus estudios ya que va contar con ambientes cómodos que hoy en día demanda la educación tanto en nivel inicial, nivel primario y nivel secundario, con sala de docentes, sala de equipos, aula técnica de carpintería, aula técnica de electricidad, biblioteca, sala audio visual, sala de computación, laboratorio de física y química y laboratorio de biología, etc.

Esta construcción de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” también beneficiará a los estudiantes que viven alejados de la comunidad.

1.1.3. SISTEMATIZACIÓN

Se puede diseñar y construir de diferentes secciones y materiales cada elemento estructural, observando las diferentes alternativas definidas más adelante.

En este caso se decide por el momento diseñar este proyecto de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” tomando en cuenta la **alternativa 1** planteada.

- **Cubierta.-** Losa reticular y cubiertas metálicas.
- **Entrepiso.-** Losa reticular.
- **Estructura de sustentación.-** Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- **Fundaciones.-** Zapatas aisladas de hormigón armado.

1.2. OBJETIVOS

Los siguientes objetivos son:

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el cálculo estructural del proyecto Diseño Estructural “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” Comunidad Tiguipa – Villa Montes – Gran Chaco – Tarija, aplicando la normativa N.B.1225001-1 Y N.B.1225001-2.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudiar los datos de la topografía de la superficie donde se emplazará la infraestructura.
- Estudiar las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se va a fundar los elementos de sustentación de la nueva infraestructura.
- Idealizar la estructura de acuerdo a los planos de arquitectónico existente para realizar el diseño estructural en el programa establecido.
- Realizar el cálculo estructural en el software establecido (CYPECAD versión 2017) y la verificación de los resultados a través de cálculos manuales de los elementos más críticos.
- Diseñar estructuralmente la cubierta que estará formada por cerchas de perfiles metálicos.
- Estimar el costo económico que con llevara la ejecución de la infraestructura.
- Realizar el aporte académico en base a la norma A.C.I. planteado en este proyecto de manera entendible.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. ACADÉMICA

Desarrollar el proyecto profundizando y poniendo en práctica los conocimientos adquiridos durante su formación académica y aplicarlos en el campo de estructura de edificaciones como ser: diseño estructural de cubiertas (cerchas metálicas), diseño de estructura de hormigón armado (viga, losas de entre pisos, columnas, gradas, rampa y cimientos, dependiendo a los estudios de suelos).

Además plantear 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, según las normativas vigentes y aplicadas.

1.3.2. TÉCNICO

Desde el punto de vista técnico el proyecto presenta condiciones propias para su ejecución como ser: el área necesaria para la construcción de la infraestructura, la topografía de la zona es acorde para su emplazamiento.

Se realizara el cálculo estructural con el software CYPECAD Versión 2017, para diseñar las estructuras de sustentación, al igual que la fundación y la cubierta metálica, verificando manualmente los resultados obtenidos por el programa, aplicando los conocimientos académicos de ingeniería civil.

1.3.3. SOCIAL

El proyecto brindará mejores condiciones laborales a los profesores, mejores ambientes para los estudiantes y plantel administrativo.

Con este proyecto los estudiantes de la comunidad se formaran con un buen nivel y al finalizar sus estudios obtendrán el título de bachiller, sin dejar la comunidad ni tener gastos extras.

Se cuenta con el permiso de la alcaldía municipal de Villa Montes para poder hacer el diseño estructural de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” en la comunidad de Tiguiipa. (Ver ANEXO A)

1.4. ALCANCE

Se aclara que solo se está diseñando según los planos arquitectónicos obtenidos, la infraestructura grande de todo el colegio, que es un ambiente de dos plantas con cubiertas, el mismo que se divide en 3 partes, en bloques superior, bloque central y bloque inferior. (Ver ANEXO B)

Para análisis de los planos arquitectónicos de la infraestructura, se va realizar una idealización de la estructura.

- Estudio de suelos en el lugar de emplazamiento.
- Diseño estructural y cálculo de los elementos estructurales.
- Diseño estructural de cubierta con perfiles metálicos.
- La estructura de sustanciación estará compuesta por pórticos de hormigón armado y zapatas aisladas de hormigón armado.
- Los entresijos estarán compuestos por losa reticular.
- Planos estructurales.

- Análisis de costo de la estructura (excepto obra fina, instalaciones sanitarias y eléctricas).
- Cronograma de ejecución.
- Realización de especificaciones técnicas.

Por la magnitud del proyecto lo que no se diseñará y serán limitaciones en este proyecto de diseño estructural lo siguiente:

- Obra fina
- Instalación eléctrica
- Instalación sanitaria

1.4.1. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Se deberá verificar que la alternativa de solución sea la más conveniente técnica y económicamente.

En tal caso se presentan las siguientes alternativas estructurales.

Alternativa N°1:

- **Cubierta.-** Losa reticular y cubiertas metálicas.
- **Entrepiso.-** Losa reticular.
- **Estructura de sustentación.-** Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- **Fundaciones.-** Zapatas aisladas de hormigón armado.

Alternativa N°2:

- **Cubierta.-** Planta de losa maciza y cubierta metálica.
- **Entrepiso.-** Losa maciza.
- **Estructura de sustentación.-** Muros portantes.
- **Fundaciones.-** Zapatas corridas.

Alternativa N°3:

- **Cubierta.-** Losa alivianada con vigueta pretensada con complemento de plastoformo y perfil metálicos.
- **Entrepiso.-** Losa alivianada con vigueta pretensada con complemento de plastoformo.

- **Estructura de sustentación.-** Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- **Fundaciones.-** Losa de fundación.

Se puede diseñar y construir de diferentes secciones y materiales cada elemento estructural, como se muestra en las alternativas considerando al final la más viable.

En este caso se decide por el momento diseñar este proyecto de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” tomando en cuenta la **alternativa 1** planteada.

1.5. LOCALIZACIÓN

El departamento de Tarija, está ubicado al sur de Bolivia en la frontera con las repúblicas de Argentina y Paraguay, al norte limitando con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República de Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí. Geográficamente se encuentra entre los paralelos 20ª 50' de latitud sur y los meridianos 62º 15' a 65º 20' de longitud oeste, con una extensión territorial de 37,623 km² y una población de 482,196 hab.(censo 2012).

El departamento de Tarija está constituido por seis provincias: Cercado, Méndez, Avilés, Arce, O´ Connor y Gran Chaco.

FIGURA N° 1 Mapa de Ubicación geográfica del Departamento de Tarija



Fuentes: <https://www.educa.com.bo/content/departamento-de-tarija>

1.5.1. LOCALIZACIÓN DE LA CIUDAD DE VILLA MONTES

Ubicación geográfica

Villa Montes es un municipio y ciudad del sur de Bolivia, ubicado en el departamento de Tarija dentro de la primera región autónoma de Bolivia, el Gran Chaco. Está ubicada en las laderas de la Serranía del Aguaragüe.

El municipio de Villa Montes forma parte de la provincia del Gran Chaco, y está situada en coordenadas 21°15'39"Sb, 63°28'34"O, -21.26083, -63.47611, a 388 m sobre el nivel de mar, a la banda izquierda del río Pilcomayo que cruza la sierra del Aguara güe y baja hacia el sudeste rumbo a la planicie del Gran Chaco. Villa Montes es atravesada por la quebrada Caiguamí que vierte sus aguas al río Pilcomayo.

El clima en Villa Montes es clasificado como semiárido cálido (BSh) y templado. En invierno hay mucho menos lluvia que en verano. El clima se considera de acuerdo al sistema de clasificación Köppen-Geiger. La temperatura media anual se encuentra a 24.0 °C. La precipitación anual es de 787 mm aproximadamente. La temperatura más alta registrada es de 46.7 °C.

TABLA N° 2 Parámetros climáticos promedio de Villa Montes

Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
Temp. máx. abs. (°C)	44.6	44.2	42.2	40	40.1	39	39.8	44	45.3	46.7	45.8	45	46.7
Temp. máx. media (°C)	35.1	34.1	30.7	28.1	26.1	24.1	24.6	29.0	30.9	33.4	34.3	35.0	30.5
Temp. media (°C)	28.8	28.4	25.1	22.4	20.4	18.3	17.1	20.9	23.2	26.7	27.8	28.5	24
Temp. mín. media (°C)	22.5	22.7	19.6	16.8	14.8	12.5	9.7	12.8	15.5	20.1	21.3	22.1	17.5
Temp. mín. abs. (°C)	12	9	10.7	3.5	0.4	-4	-7	-4.7	0.1	5	8.5	10	-7
Precipitación total (mm)	151	129	162	60	37	15	8	1	2	43	76	103	787

Fuente: Climate-data.org(<http://es.climate-data.org/location/31868/>)

FIGURA N° 2 Ubicación de la ciudad de Villa Montes



Fuente: <https://www.educa.com.bo/geografia/provincia-gran-chaco-mapa>

Ubicación del proyecto en la comunidad de Tiguipa de la ciudad de Villa Montes

El proyecto de la nueva construcción de la infraestructura “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” Se desarrollara en la comunidad de Tiguipa de la ciudad de Villa Montes.

Tiguipa es una comunidad que se encuentra a elevaciones de 500 m.s.n.m. en la mayoría de su parte territorial, es una comunidad limítrofe con el departamento de Chuquisaca.

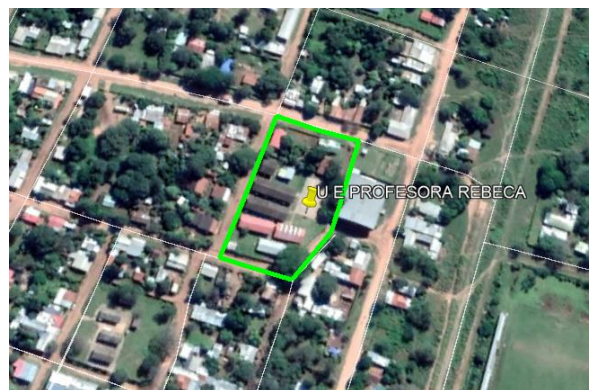
FIGURA N° 3 Ubicación del proyecto



Ubicación del proyecto nivel nacional

Ubicación del proyecto nivel departamental

Ubicación del proyecto en la Comunidad de Tiguipa



Croquis de la ubicación del proyecto en la comunidad de Tiguipa

Fuente: google earth pro

1.6. RESULTADOS A LOGRAR

En el proyecto de ingeniería civil se incorporan los siguientes resultados que necesariamente según como establece el alcance del proyecto se deben lograr, son los siguientes:

- Diseño de los elementos estructurales en base a las normas establecida garantizando la seguridad y resistencia de la estructura.
- Planos estructurales a detalles del cálculo del diseño estructural para la ejecución de la construcción “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre” Comunidad Tiguiipa – Villa Montes – Gran Chaco – Tarija.
- Especificaciones técnicas.
- Volúmenes de obra.
- Cronograma de obra.
- Precios unitarios y presupuesto general de la estructura.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

La topografía es una ciencia aplicada que, a partir de principios, métodos y con la ayuda de instrumentos permite representar gráficamente las formas naturales y artificiales que se encuentran sobre una parte de la superficie terrestre, como también determinar la posición relativa o absoluta de puntos sobre la Tierra.

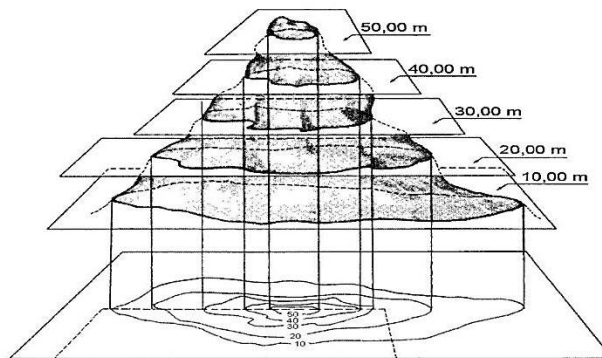
Los procedimientos destinados a lograr la representación gráfica se denominan “levantamiento topográfico” y al producto se le conoce como plano, el cual contiene la proyección de los puntos de terreno sobre un plano horizontal, ofreciendo una visión en planta del sitio levantado. El levantamiento consiste en la toma o captura de los datos que conducirán a la elaboración de un plano.

Un plano o mapa topográfico representa mediante símbolos adecuados, la configuración del terreno, llamado relieve, con inclusión de todos los detalles correspondientes, como son obras civiles, montañas, corrientes de aguas etc. La característica esencial de un plano topográfico es la representación del relieve.

2.1.1. 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 N° 4 Ilustración de Curvas de Nivel



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

La representación del terreno, con todas sus formas, accidentes, tanto en su posición en un plano horizontal como en sus alturas, se logra simultáneamente mediante las curvas de nivel. Estas curvas se utilizan para representar en planta y elevaciones al mismo tiempo, la forma o configuración del terreno, que también se llama relieve.

2.1.2. 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 terrenos de pendientes más fuertes, que las correspondientes curvas de nivel que están más separadas en el plano.
- Para que la representación del terreno sea lo más entendible, es indispensable que las curvas de nivel sean acotadas, a fin de evitar falsas interpretaciones.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Se ha puesto énfasis en la determinación in-situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo.

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg

- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo.

2.2.1. GRANULOMETRÍA

La granulometría es la determinación de los porcentajes de grava, arena limo y arcilla que se encuentra en cierta masa de suelo. El análisis granulométrico consiste en pasar el suelo por una serie de tamices, previo conocimiento del peso total de la muestra, la parte del suelo retenido por cada tamiz se calcula en forma individual con relación al peso total y seguidamente se determinan los porcentajes que pasan por cada tamiz.

2.2.2. LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- Límite Líquido.** - El límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad, bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande.
- Límite Plástico.** - Por plasticidad se entiende la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse. Se amasan rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud, sin que presente signos de ruptura.

2.2.3. SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son:

- El Sistema A.A.S.H.T.O.
- El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

El sistema de clasificación A.A.S.H.T.O se usa principalmente para la clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

Prueba de penetración estándar (S.P.T.)

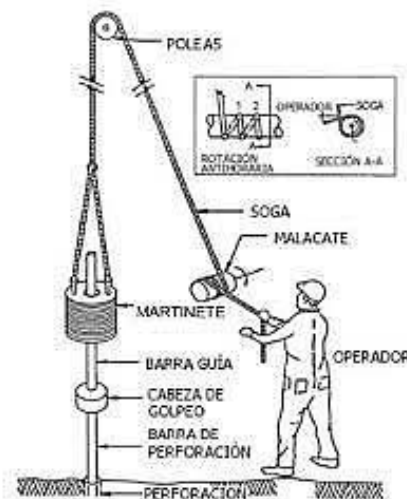
El ensayo S. P. T. (Standard Penetration Test) consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma

muestras (cuchara partida) de 30 cm. de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 Kg.) y una altura de caída de 30 plg. (76.2cm.).

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

El resultado de la prueba de penetración estándar (S.P.T.) es el número de golpes N (resistencia a la penetración), necesarios para penetrar un dispositivo de muestreo en el suelo o en la roca mediante el llamado Intervalo de Profundidad de penetración 0.3 m (1ft).

FIGURA N° 5 Esquema General del Ensayo S.P.T.



Fuente: Recuperado de <http://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetracion-estandar.php>

2.3. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico y la

construcción. La responsabilidad de la Arquitectura corresponde a un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra. El diseño arquitectónico debe ser apropiado al emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan diferentes fuerzas en los componentes que constituyen la estructura. En este sentido, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad. El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos. De acuerdo a lo descrito anteriormente, se realiza un análisis de las estructuras que contempla el proyecto, como sigue a continuación:

- a) **Sustentación de la edificación:** La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos, están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular o circular, las vigas de arriostramiento (sobrecimiento y encadenado) de sección rectangular y losas serán de losa alivianada o casetonada.
- b) **Fundaciones:** Las fundaciones o cimentaciones de una estructura están en función, principalmente, del tipo de suelo de fundación, ya que se apoyan sobre ella; de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas,

dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, la característica de ésta cambiará en cuanto a su tipo, forma, tamaño y costo.

- c) **Fuerzas Estructurales:** Las cargas aplicadas son las cargas conocidas que actúan sobre una estructura. Ellas pueden ser las resultantes del peso propio de la estructura, de las cargas ambientales, etc. Las reacciones son las fuerzas que los soportes ejercen sobre una estructura. Ellas se consideran como parte de las fuerzas externas aplicadas y están en equilibrio con las otras cargas externas sobre la estructura.

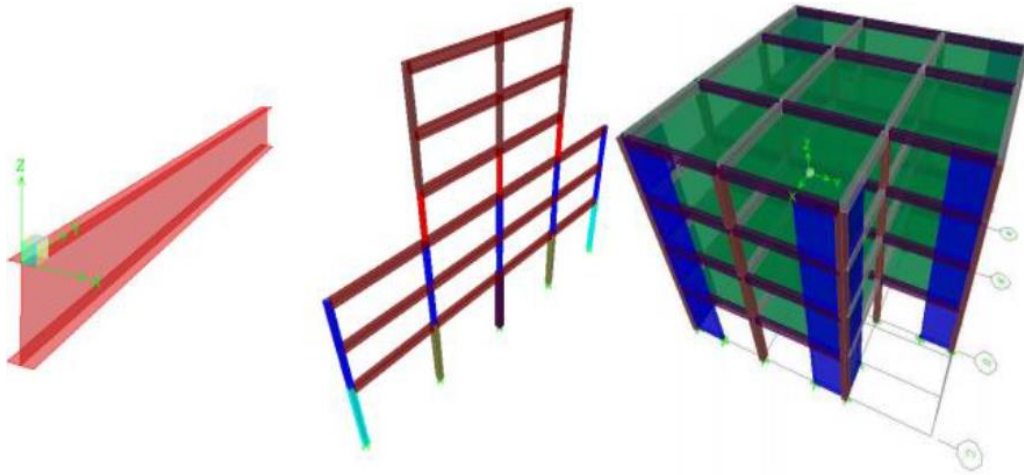
2.4.1. MODELACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Por modelado se define al proceso al 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 medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales). 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 respecto de las otras dos. 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.

Para conseguir el mejor diseño estructural, tenemos que calcular las fuerzas actuantes, momentos de flexión y torsión que actúan sobre la estructura, por tanto, para realizar el análisis estructural, se idealiza tanto la geometría de la estructura, como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales de los elementos, de sus uniones y de sus apoyos en el terreno.

FIGURA N° 6 Esquema General



Fuente: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/123.248.52.100/474/A8.pdf?sequence=8>

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.
- Un diseño y detallado cuidadoso que le permita a la estructura disipar energía, en congruencia con los factores de ductilidad o de reducción adoptados.
- Una construcción acorde con el proyecto estructural.

2.4.2. NORMAS DE DISEÑO

Las normas que se seguirán para el diseño estructural son las siguientes:

NB1225001: La norma boliviana de hormigón proporciona las prescripciones observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural las que deben ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso que se destinen durante su período de vida útil.

Estudio de Suelos para su clasificación:

Se adopta la clasificación de la A.A.S.H.T.O. (American Association of State Highway and Transportation Officials) que fue desarrollado en 1929.

2.4.3. HORMIGÓN ARMADO

Una estructura de hormigón armado está conformada por elementos estructurales de concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras.

El hormigón en masa es un material moldeable y con buenas propiedades mecánicas y de durabilidad, y aunque resiste tensiones y esfuerzos de compresión apreciables tiene una resistencia a la tracción muy reducida.

Para resistir adecuadamente esfuerzos de tracción es necesario combinar el hormigón con un esqueleto de acero. Este esqueleto tiene la misión resistir las tensiones de tracción que aparecen en la estructura, mientras que el hormigón resistirá la compresión.

Por otro lado, el acero confiere a las piezas mayor ductilidad, permitiendo que las mismas se deformen apreciablemente antes de la falla. Una estructura con más acero presentará un modo de fallo más dúctil (y, por tanto, menos frágil); esa es la razón por la que muchas instrucciones exigen una cantidad mínima de acero en ciertas secciones críticas.

FIGURA N° 7 Edificio Peachtree Center



Fuente: Diseño de Concreto Reforzado - McCormac

2.4.4. HORMIGÓN

El hormigón es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del hormigón, tales como la ductilidad, durabilidad y tiempo de fraguado.

Al igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión. El hormigón armado es una combinación de hormigón y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de la que carece el concreto. El acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales.

2.4.5. MATERIALES

Propiedades del hormigón

El diseño de concreto estructural ha evolucionado desde hacer énfasis en el diseño de elementos individuales hacia el diseño de la estructura como un todo. Un sistema estructural consiste en miembros, nudos y conexiones, donde cada uno cumple una función o rol específico. Un miembro estructural puede pertenecer a uno o más sistemas estructurales, cumpliendo funciones diferentes en cada sistema y debiendo cumplir con todos los requisitos de detallado de los sistemas estructurales a los que pertenece. Los nudos y conexiones son lugares comunes a los miembros que se interceptan o son elementos utilizados para conectar un miembro a otro, pero la distinción entre miembros, nudos y conexiones puede depender de la forma como se idealice la estructura.

La resistencia de diseño de un miembro y sus nudos y conexiones en términos de momentos, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal S_n multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ aplicable.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\textit{Resistencia de diseño} \geq \textit{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante una combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia Φ aplicados a las resistencias nominales.

La resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando suposiciones y ecuaciones de resistencia normales, junto con valores nominales de las resistencias de los materiales y dimensiones se denomina “resistencia nominal” y, se designa generalmente como S_n . La “resistencia de diseño” o resistencia utilizable de un elemento o sección transversal es la resistencia nominal reducida por el factor de reducción de resistencia aplicable Φ . El propósito de este factor de reducción de resistencia es considerar la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones; tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño; reflejar el grado de ductilidad; el modo de falla potencial del elemento; la confiabilidad requerida y reflejar la importancia de la falla y la existencia de trayectorias de carga alternativas para el elemento en la estructura.

Módulo de Elasticidad

Se permite calcular el módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón por medio de dos fórmulas:

- a) Para valores de W_c entre 14 KN/m^3 y 25 KN/m^3

$$E_c = w_c^{1.5} 0,038 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$$

- b) Para hormigón de peso normal

$$E_c = 3.830 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa}$$

Donde:

E_c Módulo de elasticidad

f'_c Resistencia del concreto [Mpa]

Módulo de Poissón

Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, éste no solo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. Su valor varía de aproximadamente 0,15 para concretos de alta resistencia hasta 0,20 para concretos de bajo grado.

2.4.6. RESISTENCIA

Resistencia del concreto a la compresión

Este parámetro es obtenido a través del ensayo de un cilindro estándar de 6" (15 cm) de diámetro y 12" (30 cm) de altura. El espécimen debe permanecer en el molde 24 horas después del vaciado y posteriormente debe ser curado bajo agua hasta el momento del ensayo. El procedimiento estándar requiere que la probeta tenga 28 días de vida para ser ensayada, sin embargo este periodo puede alterarse si se especifica. Durante la prueba, el cilindro es cargado a un ritmo uniforme de 2.45 kg/cm²/s. La resistencia a la compresión (f^c) se define como el promedio de la resistencia de, como mínimo, dos probetas tomadas de la misma muestra probadas a los 28 días. El procedimiento se describe en detalle en las normas ASTM-C-192M-95 y C-39-96.

En la siguiente tabla se muestra la relación entre la resistencia del concreto a una determinada edad y su resistencia a los 28 días.

TABLA N° 3 Relación entre la resistencia la compresión del concreto en diferentes etapas y la resistencia a os 28 días (Teodoro E. harmsen)

tiempo	7 días	14 días	28 días	90 días	6 meses	1 año	2 años	5 años
$f^c(t)/f^c_{28}$	0.67	0.86	1	1.17	1.23	1.27	1.31	1.35

Fuente: Elaboración Propia

Resistencia del concreto a la tensión

La resistencia a la tensión del concreto varía de aproximadamente 8 a 15% de su resistencia a la compresión. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto contiene un gran número de grietas muy finas.

2.4.7. ACEROS

El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos: carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas.

A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad. El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto. Así mismo, disminuye su ductilidad. El silicio se

adiciona en proporciones que varían de 0.05% a 0.50%. Se le incluye en la aleación para propósitos de desoxidación pues se combina con el oxígeno disuelto en la mezcla. El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad; el níquel, por su parte, mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial. Finalmente, el vanadio mejora la temperabilidad.

Los aceros en su mayoría se fabrican en base a acero de lingotes, las designaciones de las varillas varían, según la ASTM son:

- ASTM A615 varillas de aceros de lingote, lisos y corrugados (la más común).
- ASTM A706 varillas lisas y corrugadas de baja aleación.
- ASTM A996 varillas corrugadas de acero de riel o de acero de ejes.

Varillas Corrugadas y Alambres

Las varillas corrugadas son de sección circular y, como su nombre lo indica, presentan corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. Estas corrugaciones deben satisfacer requisitos mínimos para ser tomadas en cuenta en el diseño. Las características de estos tres tipos de acero se muestran en la Tabla N°4

TABLA N° 4 Características resistentes de los aceros grado 60 y 75

	f_y [kgf/cm ²]
Grado 60	4200
Grado 75	5000

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluncia del acero

f_s = Resistencia mínima a la traccion a la rotura

Barras de armaduras comerciales en Bolivia

TABLA N° 5 Tabla de Aceros Comerciales en Bolivia

Diámetro Nominal d_b (mm)	Diámetro Real (mm)	Área Nominal (mm ²)	Masa Nominal (Kg/m)
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	616,0
12	12,0	113,0	888,0
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

Fuente: Elaboración Propia

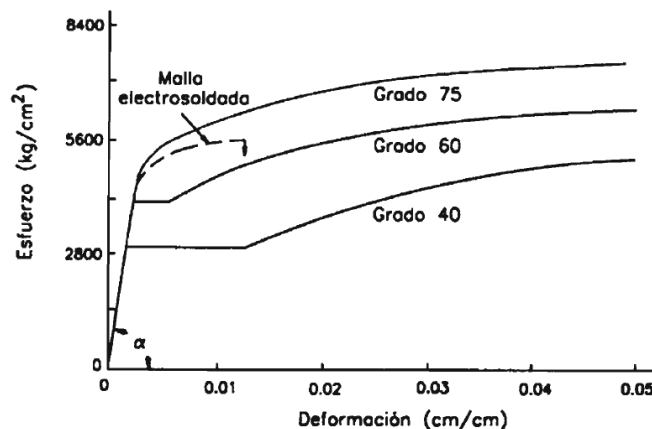
2.4.8. PROPIEDADES DEL ACERO

Relación Esfuerzo - Deformación del Acero

En la figura N°8 Se puede apreciar una porción de la curva esfuerzo-deformación para aceros de diversos grados. Como se observa, en la fase elástica, los aceros de distintas calidades tienen un comportamiento idéntico y las curvas se confunden. El módulo de elasticidad es definido como la tangente del ángulo α . Por lo tanto, este parámetro es independiente del grado del acero y se considera igual a:

$$E_s = 200000 \quad [MPA]$$

FIGURA N° 8 Cuadro de relación esfuerzo – deformación del acero



Fuente: Diseño de Concreto estructural, Teodoro E. Harmsen

2.4.9. ESTADOS LÍMITES

Un estado límite es una situación caracterizada por el valor de una magnitud física, tal que de ser rebasada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso, ya sea por ruina estructural total o parcial o por una pérdida significativa de funcionalidad. Es decir, si una magnitud M caracteriza un estado límite concreto, existirá un valor límite de valor último M_U tal que la condición $M > M_U$ implica que la estructura sufrirá algún tipo de fallo estructural o deterioro, que hará en general deje de ser apta para su uso normal.

Por tanto, una estructura segura será aquella en la que el valor previsible o de cálculo de todas las magnitudes críticas M_d sea tal que no se supere en ningún caso los valores últimos de dichas magnitudes y se cumpla que:

$$M_d \leq M_U$$

La tarea de definir cuáles con precisamente los Estados Límite relevantes para una estructura y cuál es el umbral último, en general no es trivial y en la práctica tanto la enumeración de los Estado Límite relevante y los valores umbrales que definen cuando el estado límite ha sido rebasado es el objeto de las normas de seguridad.

Estados límites últimos

Un Estado Límite Último (E.L.U.) es un estado límite, tal que de ser rebasado la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente. En general, el que un E.L.U. sea sobrepasado es una situación extremadamente grave, que puede provocar cuantiosos daños materiales y desgracias personales. Por esa razón, los coeficientes de seguridad usados en los cálculos relacionados con un E.L.U. son sustancialmente mayores que en otro tipo de estados límite.

Estados límites de servicios

Un Estado Límite de Servicio (E.L.S.) es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no en un riesgo inminente a corto plazo. En general, los E.L.S. se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas o molestias no-graves a los usuarios. El que un E.L.S sea rebasado no reviste la misma gravedad que el que un E.L.U. sea sobrepasado.

En los cálculos de comprobación de los E.L.S. se emplean márgenes de seguridad más moderados que en los E.L.U.

2.4.10. HIPÓTESIS DE CARGAS

Los factores de carga o los coeficientes de seguridad, como se los conoce más comúnmente, se aplican a las distintas acciones de acuerdo a las 7 posibles combinaciones de mayoración de cargas dadas por la NB 1225001 y NB 1225002.

Estructura vacía

$$U = 1.4D$$

Estructura con sobrecargas

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Estructura de cubierta

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$$

Acción de viento

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Donde:

U = Carga de diseño o última que la estructura necesita poder resistir

D = Carga muerta

L = Carga viva

L_r = Cargas vivas de techo

S = Carga de nieve o granizo

R = Carga pluvial

W = Carga eólica

2.4.11. BASES DE CÁLCULO

El proceso general de cálculo prescrito en la NB 1225001, corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

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.

2.4.12. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VIGAS

Para el diseño de vigas se toma en cuenta parámetros o restricciones que nos da la norma como la cuantía mínima, cuantía máxima, tipo de falla que debe tener una viga sometida a flexión, etc.

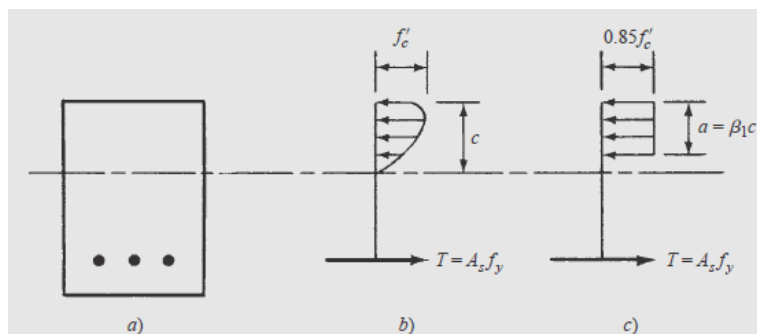
Las pruebas de vigas de concreto reforzado confirman que las deformaciones unitarias varían en proporción a las distancias del eje neutro, aun en los lados de tensión y aun en la cercanía de cargas últimas.

Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo es igual a aproximadamente $0.50 f'_c$. Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores.

Aunque la distribución real de esfuerzos dada en la figura N°9 puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.) se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular mostrado en la figura N°9) como el más común.

Whitney reemplazó el bloque curvo de esfuerzos por un bloque rectangular equivalente de intensidad $0.85 f'_c$ y altura $a = \beta_1 c$, como se muestra en la figura N°9. El área de este bloque rectangular debe ser igual a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los dos bloques deben coincidir.

FIGURA N° 9 Algunas formas posibles de la distribución de esfuerzos



Fuente: Diseño de Concreto estructural, Teodoro E. Harmsen

a) Diseño a Flexión

Se debe colocar un área mínima de arma-dura para flexión **A_{s,min}** en toda sección donde el análisis requiera armadura a tracción.

- **A_{s,min}** debe cumplir que.

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w * d$$

Donde:

A_{s,min}: Área mínima de refuerzo a flexión..

b_w: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

b) Diseño a Corte

Los códigos de diseño NB-1225001 y A.C.I. 318-14, determinan la resistencia al cortante mediante la siguiente expresión.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

Donde:

V_u: Fuerza cortante mayorada.

V_n: Resistencia nominal a cortante.

A continuación se muestra en la Tabla 33 expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del concreto, de las cuales se elegirá el menor valor obtenido.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

V_c: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

b_w: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

A continuación, se muestra expresiones para poder determinar la capacidad resistente a corte del acero.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{A_{est} f_y d}{S}$$

Donde:

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

bw: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

A_{est} : Área de refuerzo de corte con un espaciamiento s .

Ubicación de los estribos para confinamiento

Para estructuras o pórticos intermedios, se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones de acuerdo a la NB 122500.

En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud $2h$ medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300 mm.
- El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder $d/2$ en toda la longitud de la viga.

LOSA RETICULAR

a) Flexión

$$\phi * M_n \geq M_u$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

b) Cortante

$$\phi * V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c \text{ Menor que (a), (b) y (c)} \left\{ \begin{array}{l} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w * \frac{V_u*d}{M_u}) * b_w * d \quad (a) \\ (1.9\lambda * \sqrt{f'_c} + 176\rho_w) * b_w * d \quad (b) \\ 0.53\lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (c) \end{array} \right.$$

La resistencia al cortante aportado por el acero es:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

El refuerzo por cortante perpendicular al eje del miembro (A_v) y el espaciamiento (s)

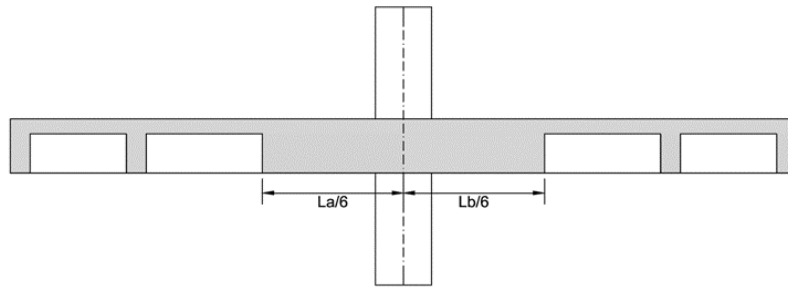
son calculados por:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi * V_c)}{\phi * f_{yt} * d}$$

Dimensiones del Ábaco

La longitud del ábaco debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo a una distancia no menor a un sexto de la longitud del vano analizado. Esta longitud deberá ser medida desde el eje del apoyo, en este caso la columna de hormigón armado.

FIGURA N° 10 Sección transversal de losa



Fuente: Diseño de Concreto estructural, Teodoro E. Harmsen

Límites de refuerzo en losas de hormigón armado

Armadura mínima

El refuerzo longitudinal en losas según el código NB 1225001 no debe ser menor a:

$$\rho_{min} = \frac{3}{1000} * b * h$$

La armadura mínima para losa de dos direcciones de la parrilla obedece a la tabla de la norma NB 1225001 tabla N° 6

TABLA N° 6 Amin para losas dos direcciones no pretensadas

Tipo de armadura	f_y , MPa	$A_{s,min}$ mm ²
Armadura corrugada	< 420	$0,0020 A_g$
Barras corrugadas o armadura de alambre electrosoldada	≥ 420	Mayor de: $\frac{0,0018-420}{f_y} A_g$
		$0,0014 A_g$

Fuente: NB1225001

COLUMNAS

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexo compresión.

a) Diseño a flexo compresión

Para el diseño de las columnas existentes, de acuerdo a los requerimientos de resistencia y condiciones de servicio marcados, recurrimos a la norma, para la cual hacemos cumplir la siguiente relación.

$$P_u \leq \phi P_n$$

Donde:

P_u = Carga actuante para el estado último de carga

ϕP_n = Resistencia última del elemento estructural

Se ha determinado experimentalmente que en estructuras reales, el hormigón tiene una resistencia a la rotura aproximadamente del 85% de f'_c . En estructuras reales la excentricidad se da por varias causas, la NB 1225001 con el objeto de tomar en cuenta estas excentricidades reduce la resistencia a la carga axial y de las siguientes expresiones:

Para columnas con estribos.

$$\phi P_n = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Para columnas zunchadas o constituidas por espirales

$$\phi P_n = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Donde:

ϕP_n = Resistencia última del elemento estructural

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón

A_g = Área de la columna

A_{st} = Área del refuerzo longitudinal de la columna

f_y = Límite de fluencia del acero

Las dos expresiones anteriores nos dan la capacidad máxima de carga axial de las columnas.

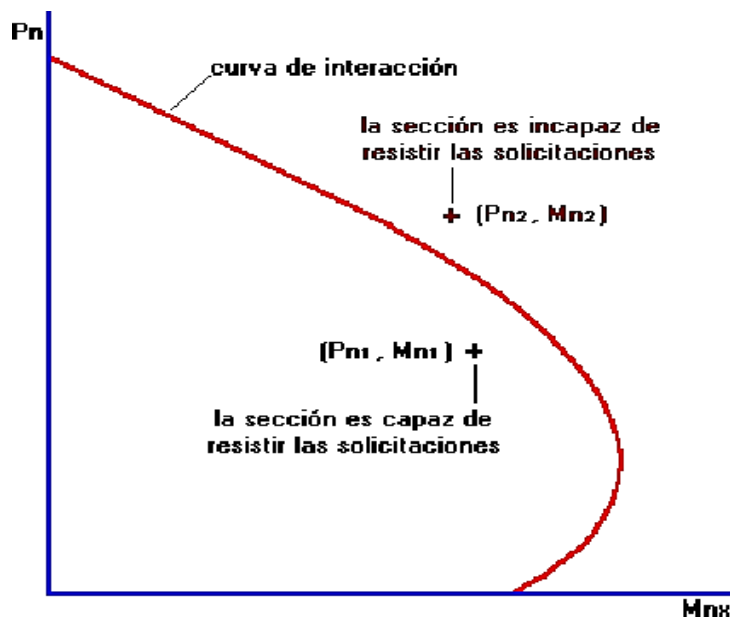
b) Diagramas de interacción de columnas

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción, tomando en cuenta que sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos

flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

A continuación, se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna, cualquier combinación de carga axial y de momento flector, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

FIGURA N° 11 Diagrama de interacción en columnas



Fuente: Reinforced Concrete, James K. Wight

c) Armadura longitudinal mínima y máxima

En este tipo de elementos estructurales las áreas mínimas como máximas son las siguientes:

$$A_{min} = 0.006 A_g$$

$$A_{max} = 0.08 A_g$$

$$0,006A_g \leq A_s' \leq 0.08A_g$$

Donde:

A_{min} A_{max} : Área mínima y máxima de acero

A_s : Área total de armadura longitudinal no pre esforzado.

A_g : Área bruta de la sección.

d) Diseño a corte

Para elementos sometidos a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_u \leq \phi V_n$$
$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$
$$V_c = \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} * \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) b_w d$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada.

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

b_w : Ancho del alma.

d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

A_g : Área bruta de la sección.

e) Estribo para columnas

Los estribos de columnas deben en barras corrugadas cerradas con un espaciamiento que cumplan con:

- Espaciamiento libre de al menos $(4/3)*d_{agg}$
- El espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de $12*d_b$ de la barra longitudinal, $36 d_b$ de barra de estribo y la menor dimensión del elemento.

El diámetro de la barra del estribo debe ser al menos:

- $d_{be} \geq 6 \text{ mm}$
- $d_{be} \geq 0,25 d_b$

Donde

d_b : Es el diámetro de la barra longitudinal, comprimida, más delgada

El espaciamiento de la armadura transversal también se lo puede calcular por:

$$S = \frac{A_{est} * f_{yt} * d}{V_s}$$

Donde:

S: Espaciamiento entre estribo

V_s : Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

f_{yt} : Resistencia del acero

d: Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

A_{est} : Area de estribo

- **Armadura mínima para cortante en columnas**

Debe ser el mayor de:

a) $\frac{\sqrt{f'_c}}{16} \frac{b_w s}{f_{yt}}$

b) $0,34 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

b_w : Ancho del alma.

s: espaciamiento entre estribo

ZAPATAS

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, torres y otras estructuras.

La presión permisible en un suelo debajo de una zapata es normalmente de unas cuantas toneladas por metro cuadrado. Los esfuerzos de compresión en los muros y las columnas de una estructura ordinaria pueden llegar a ser de cientos de toneladas por metro cuadrado. Por consiguiente, es necesario repartir estas cargas sobre la suficiente área de suelo como para que éste soporte las cargas en forma segura.

No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o disparejos y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

Entre las diversas zapatas de concreto reforzado de uso común se cuentan: las zapatas corridas para muros, las zapatas aisladas, las zapatas combinadas, las losas de cimentación y las cabezas de pilotes.

1. Una zapata corrida es simplemente una ampliación de la parte inferior de un muro, cuya finalidad es distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo de la cimentación. Las zapatas corridas normalmente se usan en el perímetro de un edificio y a veces bajo los muros interiores.
2. Una zapata aislada o zapata para una sola columna se usa para soportar la carga de una sola columna. Éstas son las zapatas más comúnmente usadas, en particular cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí.
3. Las zapatas combinadas se usan para soportar las cargas de dos o más columnas. Una zapata combinada puede ser económica cuando dos o más columnas fuertemente cargadas están separadas entre sí a una distancia tal que sus zapatas individuales quedarían traslapadas, generalmente, las zapatas individuales son cuadradas o rectangulares y si se emplearan para columnas localizadas en los linderos del terreno, se extenderían más allá de éstos. Una zapata para tal columna, combinada con otra para una columna interior, puede diseñarse de manera que no sobrepase los linderos de la propiedad.
4. Una plancha de cimentación o losa de cimentación o cimentación es una losa continua de concreto reforzado sobre un área grande que se usa para soportar muchas columnas y muros. Si se diseñan zapatas individuales para cada columna y su área combinada es mayor que la mitad del área contenida dentro del perímetro del edificio, usualmente es más económico usar una sola losa continua. Este tipo de cimentación es particularmente útil para reducir los asentamientos diferenciales entre columnas; esta reducción puede ser de 50% o mayor. Para este tipo de cimentación las excavaciones suelen ser bastante profundas.
5. Las cabezas de pilotes son losas de concreto reforzado que se usan para distribuir las cargas de las columnas a grupos de pilotes.

En este punto se analizará el tipo de zapata aislada. Para tal efecto primero se deberá determinar las dimensiones de la zapata, esto se hará en base al esfuerzo admisible del suelo de la siguiente manera:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{a * b} + \frac{6Mx}{a * b^2} + \frac{6My}{a^2 * b}$$

Siendo “a” y “b” las dimensiones en ambas direcciones de la zapata

Ya que la zapata deberá resistir la fuerza de cortante por Punzonamiento, todo ello será absorbido por el hormigón, de esa forma se determinará la altura necesaria de la zapata con la ayuda de la siguiente comparación:

$$V_u = \frac{1}{\phi} [Pu - Wnu(m * n)] \leq Vc = 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

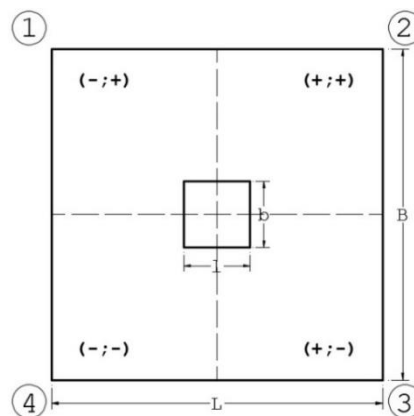
Resolviendo la ecuación se hallará el peralte “d”. En este tipo de elementos se deberá asumir un recubrimiento mínimo de 5 cm por tratarse de un elemento estructural en contacto directo con el suelo, por tanto, la altura total es:

$$h = d + rec$$

Verificación de Presiones en la Cimentación

La norma NB1225001, establece que el área mínima de la base de la cimentación debe calcularse a partir de la fuerza y momentos no mayorados, transmitidos por la cimentación al suelo y de la capacidad portante admisible definida con la base en los principios de mecánica de suelos.

FIGURA N° 12 Presiones Cimentación



Fuente: Foundation Design, Donald P. Coduto

Para la cual hacemos cumplir la siguiente condición:

$$\text{si: } q = \frac{N_k}{LB} \leq \sigma_{adm}$$

$$\therefore q_i = \left(\frac{N_k}{LB} \pm \frac{M_x}{BL^2} \pm \frac{M_y}{LB^2} \right) \leq 1.25\sigma_{adm}$$

Donde:

N_k, M_x, M_y = Acciones solicitantes sin mayorar

L, B = Dimensiones de la zapata

q = Carga transmitida de la cimentación al suelo

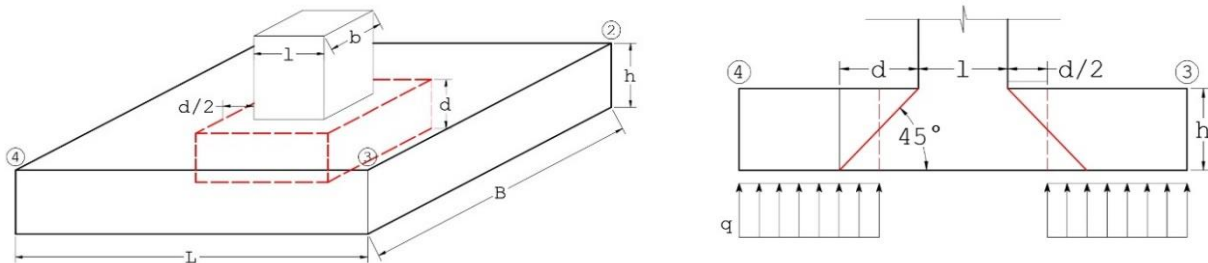
σ_{adm} = Tensión admisible del suelo

Verificación a Cortante por Punzonamiento

El esfuerzo al corte en dos sentidos es por penetración. La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna tiende a perforar una porción de la losa. El código A.C.I. establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

La resistencia última al cortante en dos sentidos ϕV_c del hormigón, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen.

FIGURA N° 13 Perímetro de falla a corte



Fuente: Foundation Design, Donald P. Coduto

$$V_{up} < \begin{cases} \phi V_{c1} = \phi 1.1 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \\ \phi V_{c2} = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \\ \phi V_{c3} = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d \end{cases}$$

Donde:

V_{up} = Cortante actuante para el estado último de carga en dos direcciones

ϕV_{ci} = Resistencia última del hormigón al corte

ϕ = Factor de reducción de resistencia al corte

β = Relación entre el lado mayor y lado menor de la columna

λ = Factor (tipo de hormigón)

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón

b_0 = Perímetro de los planos de falla

α_s = Parámetro igual a 40 para aquellas zapatas centrales, 30 para zapatas medianeras y

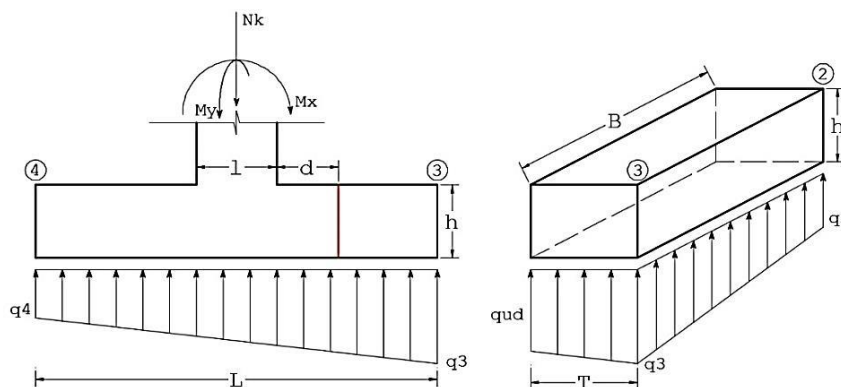
20 para zapatas esquineras

d = Peralte de la zapata

Verificación a Cortante por Flexión

El corte por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según el reglamento A.C.I. 318-14 la resistencia última a cortante está determinada por la siguiente ecuación.

FIGURA N° 14 Perímetro de falla a corte



Fuente: Foundation Design, Donald P. Coduto

$$\phi V_c = 83 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_w * d_v$$

$$V_r < \phi V_c$$

$$V_r < V_u$$

Donde:

V_u = Cortante actuante para el estado último de carga en una dirección

ϕV_c = Resistencia última del hormigón al corte

ϕ = Factor de reducción de resistencia al corte

β = Factor (tipo de hormigón)

f'_c = Resistencia característica a compresión del hormigón

b_w = Ancho total de la zapata

d = Peralte de la zapata

2.4.13. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Deben describir y desarrollar las características de materiales que son aplicados a la ejecución de distintos ítems referidos a una misma temática, por ejemplo, los desarrollados para: hormigón, áridos, etc.

Especificaciones Técnicas por ítem

Deberán contener la siguiente información:

Datos del ítem: Donde se consigna el número y código de Ítem, nombre de la actividad y unidad de medida.

Definición: Es la descripción particular de la actividad, donde se menciona la función que cumple en la ejecución de la obra y exponen las características y otros detalles importantes que el proyectista vea necesario expresar.

Materiales Herramientas y Equipo: Es la descripción del tipo y características técnicas de los materiales, herramientas y equipo que son necesarios en la ejecución de la actividad.

Procedimiento para la ejecución: Es la descripción detallada del proceso de ejecución de la obra, desde el inicio hasta la conclusión de la actividad.

Medición: Es la descripción de la unidad de medida a ser utilizada en la determinación de una actividad.

Forma de Pago: Donde se determina la moneda y la forma de pago para la cancelación por la ejecución de la actividad.

2.4.14. CÓMPUTOS MÉTRICOS

Los **cómputos métricos** son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas para su cálculo; los términos cómputo, cubicación y metrado son palabras equivalentes.

2.4.15. PRECIOS UNITARIOS

Los datos y el método de cálculo, se encuentran estandarizados en el Formulario de Presupuesto General de Obra (Formulario B-2) definido en el Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.

TABLA N° 7 Precio unitario

DATOS GENERALES					
Proyecto :					
Actividad :					
N° ítem :					
Cantidad :					
Unidad :					
Moneda :					
1. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
TOTAL MATERIALES					
2. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
SUBTOTAL MANO DE OBRA					
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)					
IMPUESTO IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)					
TOTAL MANO DE OBRA					
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL	
1					
2					
...					
N					
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS					
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
					COSTO TOTAL
* GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3					
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
5. UTILIDAD					
					COSTO TOTAL
* UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4					
TOTAL UTILIDAD					
6. IMPUESTOS					
					COSTO TOTAL
* IMPUESTOS I.T. = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5					
TOTAL IMPUESTOS					
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)					
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)					
(*) El proponente deberá señalar los porcentajes pertinentes a cada rubro					

Fuente: Documento Base Contrataciones (D.B.C).

2.4.16. PRESUPUESTO GENERAL

Los datos y el método de cálculo, se encuentran estandarizados en el Formulario de Presupuesto General de Obra (Formulario B-1) definido en el Documento Base de Contratación para Contratación de Obras.

TABLA N° 8 Presupuesto por ítems y general de la obra

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (Numeral)	Precio Unitario (Literal)	Precio Total (Numeral)
1						
2						
3						
4						
PRECIO TOTAL (Numeral)						
PRECIO TOTAL (Literal)						

Fuente: Documento Base Contrataciones DBC

Número: Es la numeración asignada de acuerdo al orden definido de cada una de las actividades y sus correlativos.

Descripción: Es la denominación que se da a cada una de las actividades.

Unidad: Es la medida en la que se mide cada una de las actividades.

Cantidad: Es el resultado del cálculo de sumatorias de distancias, áreas o volúmenes realizados en los cómputos métricos.

Precio Unitario (Numeral): Es el resultado del cálculo del costo total de la actividad expresado en el Análisis de Precios Unitarios, expresado de manera numérica.

Precio Unitario (Literal): Es el resultado del cálculo del costo total de la actividad expresado en el Análisis de Precios Unitarios, expresado de manera literal.

Precio Total (Numeral): Es el producto de la multiplicación de la cantidad por el precio unitario de cada una de las actividades.

Precio Total (Numeral): Es el resultado de la sumatoria de los precios totales de las actividades, expresado de manera numérica.

Precio Total (Literal): Es el resultado de la sumatoria de los precios totales de las actividades, expresado de manera literal.

Los montos numerales y su correspondiente literal, deben coincidir plenamente. En caso de existir alguna incongruencia, se tomará como valido el expresado de forma literal.

2.4.17. CRONOGRAMA DE OBRA

El cronograma es una herramienta esencial para elaborar calendarios de trabajo o actividades. Un documento en el que se establece la duración de un proyecto, la fecha de inicio y final de cada tarea; es decir, una manera sencilla de organizar el trabajo.

Para crear un cronograma es necesario empezar por la descomposición de todo el trabajo, es fundamental y a partir de ahí se calcula cuanto tiempo se dispondrá para la realización de cada sub-tarea, aquí en este punto se organiza el personal y se le asigna a cada uno la responsabilidad de contribuir con la realización de ese cronograma. Cada uno debe cumplir y respetar los lineamientos del cronograma, de lo contrario se verá afectado directamente el producto final y por consiguiente existirá descontento por parte del que desea que ese cronograma se complete.

TABLA N° 9 Esquema de cronograma de obra

NOMBRE DEL PROYECTO:

LOCALIZACIÓN:

No. Ítem	Descripción de los Ítems	DÍAS	1	2	3	4	5	.	.	20	21	22	.	.
1														
2														
3														
N														

TIEMPO TOTAL DE EJECUCIÓN:

Fuente: Documento Base Contrataciones DBC

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

De acuerdo al levantamiento topográfico entregado por la alcaldía de Villa Montes, se puede analizar que en el área donde se emplazara la nueva infraestructura, hay 4 bloques de estudios, 2 bloques antiguos, un comedor, una cancha, una cocina, un depósito, un baño y un escenario. Que todo esto será demolido para construir la nueva unidad.

El terreno cuenta con área de 6010.91 m² (VER PLANOS ARQUITECTÓNICOS)

FIGURA N° 15 Topografía de área de emplazamiento



Fuente: planos de la alcaldía de Villa Montes

3.2. ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS

Para un correcto conocimiento, tanto en la configuración geológica, como en la distribución de los suelos y dispersión de los diferentes parámetros geotécnicos, se ha realizado tres (3) sondeos de exploración geotécnica.

Estos sondeos alcanzaron profundidades variables, ver cuadro siguiente:

TABLA N° 10 Número de fosas y ubicación

FOSA	PROFUNDIDAD	COORDENADAS
1	3.45m	E:465613,741 N:7677425,177
2	3.45m.	E:465596,438 N:7677416,472
3	3.45m.	E:465591,483 N:7677383,444

Fuente: estudio de suelo

FIGURA N° 16 Ubicación de las fosas



Fuente: Google Earth Pro

➤ **FOSA 1 COORDENADAS: E: 465613,741 N: 7677425,177**

El pozo exploratorio denominado como, Fosa N°1, se realizó 4 (cuatro) puntos de ensayo de S.P.T. teniendo como resultado lo que muestra en el siguiente cuadro:

TABLA N° 11 Fosa 1

Fosa	Profundidad (m.)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
1	1.50	CL	15	0.72
	2.0	CL	15	0.72
	2.50	CL	15	1.08
	3.0	CL	15	1.35

Fuente: Estudio de suelos

➤ **FOSA 2 COORDENADAS: E: 465596,438 N: 7677416,472**

El pozo exploratorio denominado como, Fosa N°2, se realizó 4 (cuatro) puntos de ensayo de SPT, teniendo como resultado lo que muestra en el siguiente cuadro:

TABLA N° 12 Fosa 2

Fosa	Profundidad (m.)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
2	1.50	CL	15	0.63
	2.0	CL	15	0.54
	2.50	CL	15	0.63
	3.0	CL	15	0.81

Fuentes: Estudio de suelos

➤ **FOSA 3 COORDENADAS: E: 465591,483 N: 7677383,444**

El pozo exploratorio denominado como, Fosa N°3, se realizó 4 (cuatro) puntos de ensayo de SPT, teniendo como resultado lo que muestra en el siguiente cuadro:

TABLA N° 13 Fosa 3

Fosa	Profundidad (m.)	Tipo de suelo (Unificada)	Angulo fricción interna	Tensión admisible (kg/cm ²)
3	1.50	CL	15	0.90
	2.0	CL	15	0.90
	2.50	CL	15	1.17
	3.0	CL	15	1.35

Fuente: Estudio de suelos

En las tres fosas de exploraciones no se encontró nivel freático.

De las perforaciones exploratorias realizadas en el lugar del emplazamiento del Proyecto Diseño Estructural “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre“ Comunidad Tiguipa-Villa Montes-Gran Chaco-Tarija, sobre observaciones oculares realizadas insitu, índices de penetraciones obtenidos con el penetrómetro estandarizado S.P.T. y el análisis en el laboratorio de mecánica de suelos, se evidencia que los suelos existentes son sedimentos aluviales, de la edad geológica Cuaternaria, correspondiente a la llanura Chaco – Tarijeño. (Ver ANEXO C 1).

3.2.1. VERIFICACIÓN DEL ESTUDIO DE SUELO

Corrección de número de golpes (N_{60})

TABLA N° 14 Resultado del estudio de suelos FOSA 1

Pozo n°	Profundidad (m)	N de golpes	Tensión admisible (kg/cm^2)	Clasificación
1	1.5	8	0,72	CL
2	2	8	0,72	CL
3	2.5	12	1,08	CL
4	3	15	1,35	CL

Fuente: Elaboración Propia

Fosa 1

Los datos obtenidos del estudio de suelo realizado en campo son:

Numero de golpes (SPT) en campo = 15

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60}$$

Donde:

N_{60} = número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

N = número de penetración medido = 15

η_H = eficiencia del martillo (%) = 45

η_B = corrección para el diámetro de la perforación = 1

η_S = corrección del muestreador = 1

η_R = corrección para la longitud de la varilla = 0.75

$$N_{60} = \frac{15 * 45 * 1 * 1 * 0.75}{60} = 8,43 \approx 8 \text{ golpes}$$

TABLA N° 15 Consistencia de arcilla y correlación aproximada para el número de penetración estándar, N₆₀

Tabla 12.4 Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el número de penetración estándar, N_{60}

Número de penetración estándar, N_{60}	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u (kN/m ²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Rígida	100-200
20-30	Muy rígida	200-400
>30	Dura	>400

Fuente: Fundamentos de ingeniería y geotécnica, Braja M. Das

Capacidad de carga última del suelo con métodos empíricos

Para realizar la verificación de la capacidad de carga última del suelo es necesario definir los siguientes parámetros:

- Profundad de desplante, $D_f = 3$ m
- Ancho de la zapata de fundación, $B = 2.4$ m
- Ángulo de fricción, $\phi' = 0^\circ$
- Cohesión: 40 KN/m^2

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no drenado de la arcilla, c_u . Sobre la base de los resultados de las pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que:

$$C_u = K * N_{60}$$

$$C_u = 5 \frac{KN}{m^2} * 8 = 40 \frac{KN}{m^2}$$

El valor de K varia de 3.5 a 6.5 KN/m² se considera aproximadamente de 5 KN/m²

TABLA N° 16 Valores de cohesión

TIPO DE ARCILLA	Cohesión (KN/m2)
Arcilla suave	0 - 19.2
Arcilla media dura	19.2 - 48
Arcilla dura	48 - 96
Arcilla muy dura	96 - 192
Arcilla demasiado dura	192 - 384

Fuente: Principio de ingeniería de cimentación, Braja Das

CÁLCULO DEL PESO UNITARIO HÚMEDO: γ

TABLA N° 17 Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo en estado natural

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d (kN/m³)
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	6-8
Cajón glacial	0.3	10	21

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 4° edición.

Relación general para peso unitario húmedo:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w} = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e}$$

Datos:

$G_s = 2,8$ densidad de los sólidos de arcillas.

TABLA N° 18 Tipos de sólidos de arcillas

Tipo de suelo	G_s
Arena de cuarzo	2.64-2.66
Limo	2.67-2.73
Arcilla	2.70-2.9
Yeso	2.60-2.75
Loes	2.65-2.73
Turbo	1.30-1.9

Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones, Braja .M Das, 4° edición.

$\gamma_w = 9,81 \text{ KN/m}^3$ peso específico del agua.

$\omega = 6.3 \%$ contenido de humedad. (Dato de laboratorio)

$e = 0,4$ relación de vacíos para arcillas duras.

$$\gamma = \frac{2,8 * 9,81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * (1 + 0,063)}{1 + 0,4}$$

$$\gamma = 20,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

- **Capacidad de carga con el método de TERZAGHI**

Datos:

C=	40	KN/m ²
B=	2,4	m
$\gamma =$	20,86	KN/m ³
$\phi =$	0	°
Df=	3	m
$q = \gamma * Df$	62,58	KN/m ²
Fs=	3	

valores de tablas 3.1 brajadas $\phi = 0^\circ$

Ver anexo C 2

$$N_c = 5,7$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Capacidad de carga última para zapatas cuadradas (falla por corte general)

$$q_u = 1,3 * c * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = 358,98 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de carga permisible:

$$q_{(adm)} = \frac{q_{(u)}}{3}$$

$$q_{(adm)} = \frac{358,98 \text{ KN / m}^2}{3}$$

$$q_{(adm)} = 119,66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(adm)} = 0,12 \text{ MPa}$$

- Capacidad de carga con el método de MEYERHOF

Datos:

C=	40	KN/m ²
B=	2,4	m
γ =	20.86	KN/m ³
\emptyset =	0	°
Df=	3	m
$q = \gamma * Df$	62.58	KN/m ²
Fs=	3	

Valores de tablas 16.2 brajadas $\emptyset = 0^\circ$

Ver anexo C 2

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

Capacidad de carga última para zapatas (falla por corte general)

$$q_u = c * N_c * F_{cs} * F_{cd} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * F_{\gamma s} * F_{\gamma d}$$

Factores de forma:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B * N_q}{L * N_c} = 1 + \frac{2,4 * 1}{2,4 * 5,14} = 1,19$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B * \text{tag}(\emptyset)}{L} = 1 + \frac{2,4 * \text{tag}(0)}{2,4} = 1$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 1 - 0,4 * \frac{2,4}{2,4} = 0,6$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + \frac{0,4}{\text{tag}(\frac{Df}{B})} = 1 + \frac{0,4}{\text{tag}(\frac{3}{2,4})} = 1,13$$

$$F_{qd} = 1 \quad F_{\gamma d} = 1$$

$$q_u = 40 * 5,14 * 1,19 * 1,13 + 62,58 * 1 * 1 * 1 + 0,5 * 20,86 * 2,4 * 0 * 0,6 * 1$$

$$q_u = 369,17 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de carga permisible:

$$q_{(adm)} = \frac{q_{(u)}}{3}$$

$$q_{(adm)} = \frac{369,17 \text{ KN/m}^2}{3}$$

$$q_{(adm)} = 123,05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(adm)} = 0,123 \text{ MPa}$$

- Capacidad de carga con el método de HANSEN

Datos:

C=	40	KN/m ²
B=	2,4	m
γ =	20,86	KN/m ³
\emptyset =	0	°
Df=	3	m
$q = \gamma * Df$	62,58	KN/m ²
Fs=	3	

Valores de tablas 16.2 brajadas $\emptyset = 0^\circ$

Ver anexo C 2

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$q_u = c * N_c * S_c * d_c * i_c * g_c * b_c + q * N_q * S_q * d_q * i_q * g_q * b_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * g_\gamma * b_\gamma$$

Factores de corrección de forma:

$$S_c = 1 + \frac{B * N_q}{L * N_c} = 1 + \frac{2,4 * 1}{2,4 * 5,14} = 1,19$$

$$S_q = 1 + \frac{B * \text{sen}(\emptyset)}{L} = 1 + \frac{2,4 * \text{sen}(0)}{2,4} = 1$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 * \frac{B}{L} = 1 - 0,4 * \frac{2,4}{2,4} = 0,6$$

Factores de corrección por profundidad de cimiento:

$$\frac{Df}{B} > 1 \quad \text{Entonces } k = \text{tag}^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right) = \text{tag}^{-1}\left(\frac{3}{2,4}\right) = 0,896$$

$$d_c = 1 + 0,4 k = 1 + 0,4 * 0,896 = 1,3584$$

$$d_q = 1 + 2k(1 - \text{sen}\emptyset)^2 * \text{tag}(\emptyset) = 1 + 2 * 0,896(1 - \text{sen}(0))^2 * \text{tag}(0) = 1$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores de corrección por inclinación de a carga:

Para el caso de $\emptyset = 0^\circ$ se tiene:

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1$$

$$i_\gamma = 1$$

Factores de corrección por inclinación del terreno:

Para el caso de terreno plano

$$g_c = 1 \quad g_q = 1 \quad g_\gamma = 1$$

Factores por corrección de la inclinación de la base del cimiento:

Para el caso de cimiento sin inclinación

$$b_c = 1 \quad b_q = 1 \quad b_\gamma = 1$$

$$q_u = c * N_c * S_c * d_c * i_c * g_c * b_c + q * N_q * S_q * d_q * i_q * g_q * b_q + 0$$

$$q_u = 40 * 5,14 * 1,19 * 1,3584 * 1 * 1 * 1 + 62,58 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 + 0$$

$$q_u = 394,93 \text{ kN/m}^2$$

Capacidad de carga permisible por unidad de área de suelo con un factor de seguridad (Fs=3)

$$q_{(adm)} = \frac{q_{(u)}}{3}$$

$$q_{(adm)} = \frac{394,93 \text{ KN / m}^2}{3}$$

$$q_{(adm)} = 131,64 \text{ KN / m}^2$$

$$q_{(adm)} = \mathbf{0,131 \text{ MPa}}$$

TABLA N° 19 Resultado de la verificación del estudio del suelo

MÉTODO	Terzagui	Meyerhof	Hansen	SPT (empresa)
q adm (MPa)	0,12	0,123	0,131	0,135

Fuente: Elaboración propia

Realizado el análisis de capacidad de carga por los métodos empíricos de Terzagui, Meyerhof y Hansen, se concluye que para realizar el cálculo estructural de la infraestructura se adoptara una capacidad de carga permisible **q (adm) = 0,12 MPa** a una profundidad de fundación de **3 m**.

Debida a la magnitud del proyecto se dividió la estructura en tres bloques, bloque superior, bloque central y bloque inferior.

TABLA N° 20 Profundidad de resistencia de suelo para el diseño

fosas	estructura	Resistencia de suelo a 3 m (MPa)
Fosa 1	Bloque superior	0,120
Fosa 2	Bloque central	0,081
Fosa 3	Bloque inferior	0,120

Fuente: elaboración propia

Se realizó la verificación de asentamiento por bloques Ver ANEXO C 2.

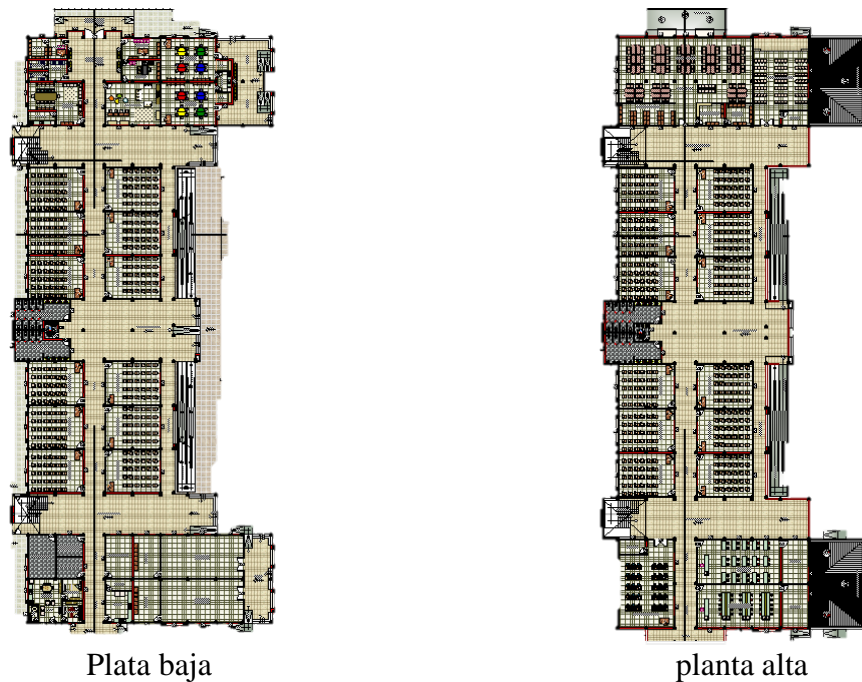
Para el bloque central se hizo el análisis de mejoramiento de suelo y se concluyó que era antieconómico realizarlo para este proyecto y por eso se mantuvo su resistencia de suelo obtenido de laboratorio. (Ver ANEXO C 3)

3.3. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

El diseño arquitectónico elaborado por el Gobierno Autónomo Municipal de Villa Montes, consiste en una edificación de dos niveles destinados a ambientes como aulas de estudio, aulas de computación, laboratorios, y baños, etc. En general todos los ambientes son amplios, de luces considerables de acuerdo a sus finalidades.

VER PLANOS ARQUITECTÓNICOS

FIGURA N° 17 Planos vista en planta



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se detallará los ambientes con lo que consta cada nivel de la infraestructura.

- Planta Baja: 1 aulas múltiples, 2 aula nivel inicial, 12 aula pedagógicas, 1 aula técnica carpintería, 1 aula técnica eléctrica, 4 depósitos, 1 salón múltiple, 1 batería de baños, 2 depósitos, 2 sala de equipos, 1 cocina, 1 despensa, 2 dormitorios más cocina y baño, 1 sala de docentes, 1 ambiente para regente, 1 dirección y 1 secretaria.
- Planta Alta: 12 aulas pedagógicas, 1 biblioteca, 1 sala de lectura, 1 batería de baños, 1 salón audiovisual, 2 laboratorios, 3 depósitos y 1 sala de computación.

3.4. ANÁLISIS DISEÑO ESTRUCTURAL

Se contará con 2 juntas de dilatación de 5 cm para este proyecto, que lo divide en 3 bloques, bloque superior, bloque central y bloque inferior, el bloque central se subdivide en 2 sub bloques por una junta de dilatación de 5 cm (Ver ANEXO B).

3.4.1. ANÁLISIS DE CARGAS VIVAS Y MUERTAS

➤ Carga permanente por peso propio “D.E.A.D.”

El peso propio de cada uno de los elementos de acero estructural y de los elementos de hormigón armado será considerado automáticamente mediante el software de análisis y diseño estructural CYPECAD versión 2017, de acuerdo a la sección que se defina dentro del programa para cada uno de los elementos que se introduzca para esto se considera un peso específico tanto para el acero estructural como para el hormigón armado con un valor de:

TABLA N° 21 Carga permanente por peso propio “D.E.A.D.”

Material propuesto	Peso específico
Hormigón armado	25.00 kN/m ³
Acero estructural	78.5 kN/m ³

Fuente: NB 1225002-1

➤ Carga permanente no estructural “D.N.E.”

La carga permanente no estructural “D.N.E.” determinada para la estructura se especifica en la siguiente tabla N° 22 (Ver ANEXO D 1).

TABLA N° 22 Carga permanente no estructural “D.N.E.”

Sobrecarga de uso permanente a considerar en toda la estructura		
Peso Cerámica	PL =	40 N/m ²
		0.04 KN/m ²
Peso Mortero de Niv.	PM =	1100 N/m ²
		1,1KN/m ²
Peso Pegamento	Prg=	110 N/m ²
		0.11 KN/m ²
Peso Cielo raso	Prf=	240.00 N/m ²
		0.24 KN/m ²
D.N.E.	PT =	1495,0 N/m ²
		1,50 KN/m ²

Fuente: elaboración propia

La estructura se modelo con una carga superficial permanente no estructural de 1500N/m² o 1,5 KN/m².

➤ **Carga de viento “W.I.N.D.”**

Por la ubicación de la estructura y la tipología del terreno es necesario considerar la carga de viento sobre la estructura.

La presión del viento se determinó según la Norma Bolivia NB 1225003, ya que esta norma está vigente en nuestro país.

FIGURA N° 18 Mapa de Velocidades Básicas del Viento en Bolivia



Fuente: <https://www.dlupal.com/es/zonas-de-cargas-para-nieve-viento-y-sismos/viento-nb-1225003-1.html#¢er=-21.311453788186846,-64.20263841774549&zoom=7&marker=-21.004082042708998,-63.33471849587048>

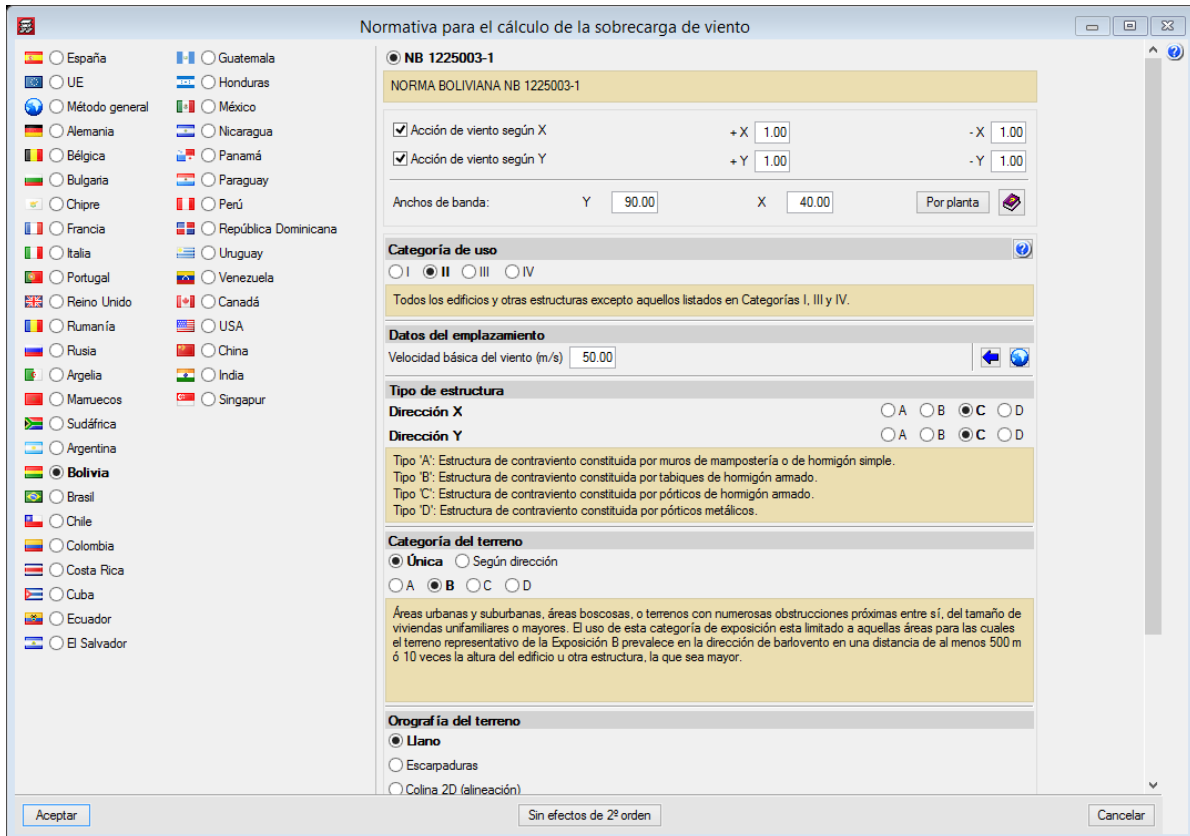
Datos:

Velocidad tomada del mapa de viento de Bolivia es de $v = 50\text{m/s}$ para un tiempo de retorno de 50 años.

Ancho de banda en X= 40 m

Ancho de banda en Y= 90 m

FIGURA N° 19 Acción de viento utilizado en el programa CYPECAD



Fuente: Cypecad

3.5. COMBINACIONES DE CARGA

Estructura con sobre cargas : $U = 1,2 (D) + 1,6 (L) + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$

Estructura de cubierta : $U = 1,2 D + 1,6 (L \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ o } 0,87 W)$

Cargas Muertas Lineal

Muro de Ladrillo Para Exteriores $e = 18 \text{ cm}$: (Ver Anexo D 2)

TABLA N° 23 Pesos de muro de ladrillo $e = 18 \text{ cm}$ a diferentes altura

PLANTA BAJA			
Altura de Muro		H =	3.00 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	7.63 KN/m
Altura de Muro		H =	0.50 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	1.27 KN/m
PRIMERA PLANTA			
Altura de Muro		H =	3.00 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	7.63 KN/m
Altura de Muro		H =	0.90 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	2.29 KN/m
Altura de Muro		H =	1.80 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	4.58 KN/m
Altura de Muro		H =	0.50 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	1.27 KN/m
Altura de Muro		H =	0.20 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	0.51 KN/m
PARAPETOS			
Altura de Muro		H =	1.00 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	2.54 KN/m
Altura de Muro		H =	0.50 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	1.27 KN/m
Altura de Muro		H =	2.00 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	5.09 KN/m
Altura de Muro		H =	2.40 m
Peso de Muro por metro lineal		P =	6.10 KN/m

Fuente: Elaboración propia

Muro de Ladrillo Para Interiores e = 12 cm (ver Anexo D 2)

TABLA N° 24 Pesos de muro de ladrillo e= 12cm a diferentes alturas

PLANTA BAJA INTERIOR		
Altura de Muro	H =	3.00 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	5.44 KN/m
Altura de Muro	H =	1.00 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	1.81 KN/m
PRIMERA PLANTA INTERIOR		
Altura de Muro	H =	3.00 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	5.4 KN/m
Altura de Muro	H =	3.30 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	6.0 Kg/m
Altura de Muro	H =	3.30 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	6.0 KN/m
Altura de Muro	H =	3.30 m
Peso de Muro por metro lineal	P =	6.0 KN/m

Fuente: Elaboración propia

Vidrio transparente

TABLA N° 25 Pesos de vidrio e= 4.2 mm a diferentes alturas

VIDRIO TRANSPARENTE Y GRUESO		
	e=	4.20 mm
Altura vidrio	H=	1.00 m
Peso de vidrio por metro lineal	P=	0.105 KN/m
Altura vidrio	H =	3.60 m
Peso de vidrio por metro lineal	P =	0.38 KN/m
Altura vidrio	H =	3.00 m
Peso de vidrio por metro lineal	P =	0.32 KN/m
Altura vidrio	H =	2.00 m
Peso de vidrio por metro lineal	P =	0.21 KN/m

Fuente: Elaboración propia

Revoque Interior de cemento a 2 caras $e = 2\text{cm} + 1\text{cm} = 3\text{ cm}$

Revoque Interior de Yeso a 1 caras $e = 0,5\text{ cm}$

Peso específico De Yeso = $12,0\text{ KN/m}^3$

Revoque Exterior de Cemento $e = 2\text{ cm}$

Peso específico Mortero De Cemento y Arena = $22,0\text{ KN/m}^3$

Cielo falso:

Cielo falso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de Aluminio = $0,20\text{ KN/m}^2$

Vidrios

Planos, transparentes y gruesos [$e = 4.2\text{ mm}$] = 0.105 KN/m^2

Carga Viva a considerar en lugares específico de la estructura (NB 1225002)

(Ver ANEXO D 2)

Baños	3.00 KN/m ²
Salas de Archivo	5.00 KN/m ²
Aulas	4.50 KN/m ²
Corredores en Planta Baja	5.00 KN/m ²
Corredores en Pisos Superiores a Planta Baja	4.50 KN/m ²
Talleres	3.50 KN/m ²
Laboratorios	3.00 KN/m ²
Escaleras	4.00 KN/m ²
Salas para Uso de Oficinas	3.00 KN/m ²
Sala de computacion	5.00 KN/m ²

Cargas Tanque Elevado (Ver ANEXO D 2)

Area libre donde se apoyara el tanque de agua		13.20 m ²
tanque CL	7500.00 lt	
diametro del tanque	220.00 cm	2.20 m
area de la base del tanque	3.80 m ²	
peso del tanque vacio	190.00 kg	
peso del tanque + lleno de agua	7690.00 kg	
peso por m ²	583 Kg/m ²	5.8 KN/m ²

3.6. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.6.1. DISEÑO DE ELEMENTOS METÁLICO

Cargas aplicadas sobre la cubierta metálica (Ver ANEXO D 2)

Cargas sobre la cubierta

Carga de granizó = 0.6 KN/m²

Sobre carga de uso = 0.6 KN/m²

Carga muerta (calamina) = 0.04 KN/m²

Carga muerta (vidrio) = 0.11 KN/m²

Carga muerta plaqueta de yeso= 0.2 KN/m²

Cálculo del espaciamiento de cercha a cercha

Datos:

Resistencia de diseño a flexión de la correa Md= 1,41 KN.m

s= espaciamiento

q= carga

$$Md = \frac{q * s^2}{8}$$

Cálculo del peso propio de correa perfil C 60x40x15x2 (q_{pp})

Área de sección=3,52 cm²

Peso Específico= 78,5 KN/m³

Separación de correa = 1,27 m

$$q_{pp} = A * \gamma = \frac{3,52 \text{ cm}^2}{(100\text{cm})^2} * 78,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 0,0276 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cálculo de carga muerta (q_M)

$$q_M = \left(0,04 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) * 1,27\text{m} = 0,305 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga muerta total (q_{MT})

$$q_{MT} = 0,0276 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 0,305 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,332 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga viva (q_L)

$$q_L = 0,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 1,27\text{m} = 0,762 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga accidental (q_A)

$$q_A = 0,6 \frac{KN}{m^2} * 1,27m = 0,762 \frac{KN}{m}$$

Combinación de carga aplicada (q)

$$q = 1,2 * 0,332 \frac{KN}{m} + 1,6 * 0,762 \frac{KN}{m} + 1 * 0,762 \frac{KN}{m} = 2,38 \frac{KN}{m}$$

Cálculo del espaciamiento (s)

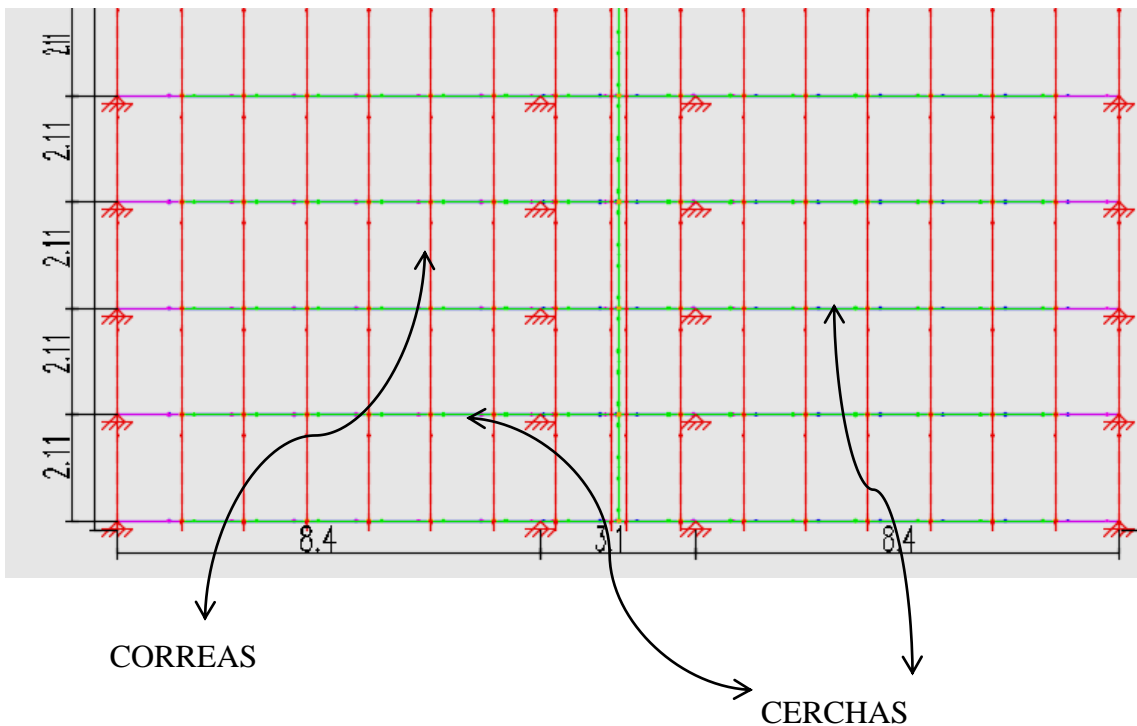
$$Md = \frac{q * s^2}{8} \Rightarrow s = \sqrt{\frac{Md * 8}{q}} \Rightarrow s = \sqrt{\frac{1,41 * 8}{2,38}} = 2,18m$$

Por distribución geométrica en la longitud total de la estructura donde se colocara las cerchas se propuso distribuir cada cercha con un espaciamiento de **2,11 m** que es una menor medida a lo calculado.

Verificación de la estructura metálica del bloque central del proyecto

- Las cerchas tienen una disposición de 2,11 m de cercha a cercha.
- El tipo de apoyo que se usara en el diseño es un apoyo fijo articulado

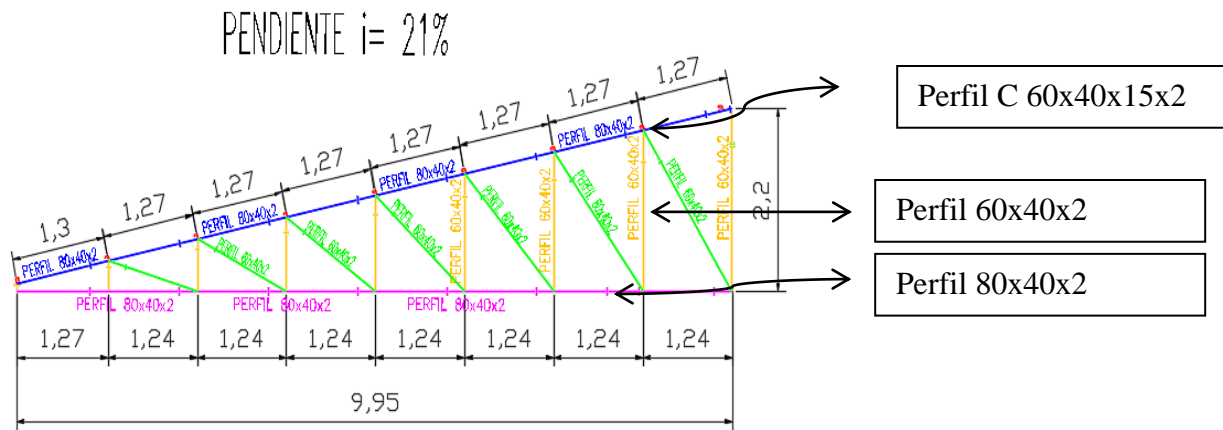
FIGURA N° 20 Vista en planta de disposición de cerchas



Fuente: Elaboración propia

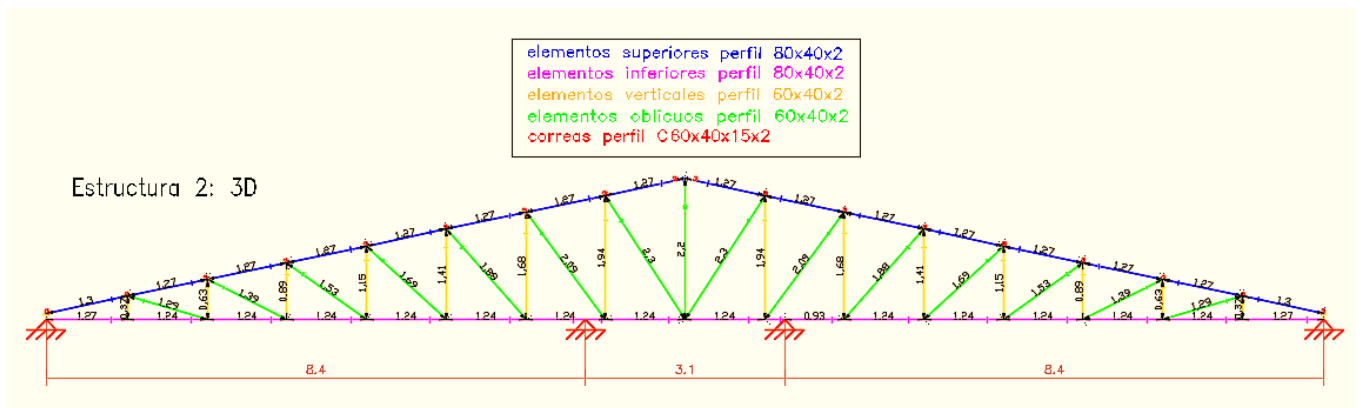
- Disposición de correa a correa cada 1,27 m

FIGURA N° 21 Vista en transversal de disposición de correas



Fuente: Elaboración propia

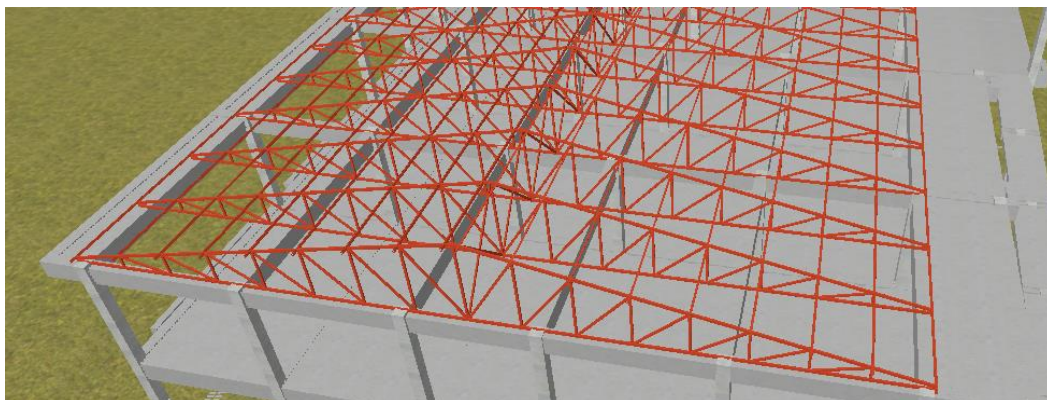
FIGURA N° 22 Esquema de cercha metálica



Fuente: elaboración propia

La pendiente de la cubierta es de $i=21\%$

FIGURA N° 23 Vista 3D de la disposición de la cercha



Fuente: Elaboración propio

3.6.2. DISEÑO DE CORREA A FLEXIÓN PERFIL C 60X40X15X2

FIGURA N° 24 Sección de la Correa de cubierta metálica

Datos:

$$H = 6 \text{ cm}$$

$$B = 4 \text{ cm}$$

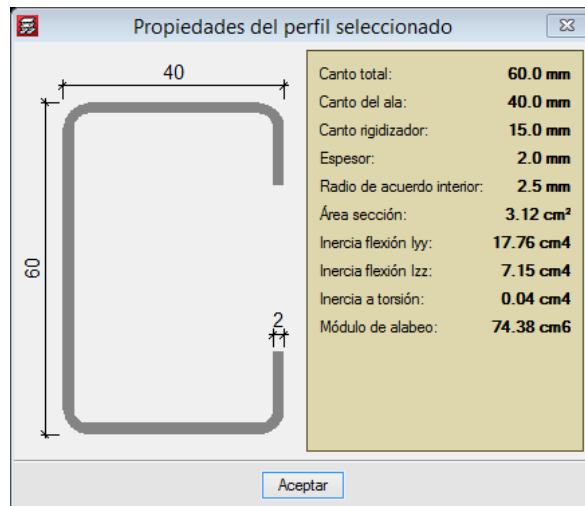
$$t = 0,2 \text{ cm}$$

$$A = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 17,76 \text{ cm}^4$$

$$Mu = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$Fy = 250 \text{ MPa}$$



Fuente: CYPECAD

Resistencia de diseño a flexión.

$$Mn = Sext * Fy * 10^{-3}$$

$$Sext = \frac{Iyg}{Xx} = \frac{17,76 \text{ cm}^4}{3 \text{ cm}} = 5,92 \text{ cm}^3$$

$$Mn = 5,92 * 250 * 10^{-3}$$

$$Mn = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$Md = \phi_b * Mn$$

$$\phi_b = 0,95$$

$$Md = 0,95 * 1,48 \text{ KN.m}$$

$$Md = 1,41 \text{ KN.m}$$

Verificación del elemento a flexión.

$$\frac{Mu}{Md} \leq 1$$

$$\frac{1,31}{1,41} < 1$$

$$0,93 < 1 \text{ "CUMPLE"}$$

- El perfil C está trabajando con una eficiencia del 93 % a flexión.

TABLA N° 26 Eficiencia a la que trabaja los diferente perfiles

Perfil	Peso	Resistencia
✓ CF-60x2.0	2.45	93.30 %
✓ CF-60x2.5	3.01	77.31 %
✓ CF-60x3.0	3.53	67.40 %
✓ CF-80x2.0	2.76	63.30 %
✓ CF-80x2.5	3.40	52.16 %
✓ CF-80x3.0	4.01	45.16 %
✓ CF-100x2.0	3.07	46.77 %
✓ CF-100x2.5	3.80	38.40 %
✓ CF-100x3.0	4.48	33.11 %
✓ CF-120x2.0	3.86	30.55 %
✓ CF-120x2.5	4.78	24.95 %
✓ CF-120x3.0	5.65	21.36 %
✓ CF-140x2.0	4.17	24.79 %
✓ CF-140x2.5	5.17	20.21 %
✓ CF-140x3.0	6.13	17.27 %
✓ CF-160x2.0	4.80	18.50 %
✓ CF-160x2.5	5.95	15.05 %

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Fuente: CYPECAD

3.6.3. DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DEL ELEMENTO SUPERIOR PERFIL RECTANGULAR 80X40X2

FIGURA N° 25 Sección del Elemento superior de cercha metálica

Datos:

$$H = 8 \text{ cm}$$

$$B = 4 \text{ cm}$$

$$t = 0,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 37,29 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 11,60 \text{ cm}^4$$

$$A = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$N_d = -45,358 \text{ KN (compresión)}$$

$$M_u = 0,55 \text{ KN.m}$$

Propiedades del perfil seleccionado	
Dimensión vertical del perfil:	80.0 mm
Dimensión horizontal del perfil:	40.0 mm
Espesor:	2.0 mm
Radio de acuerdo interior:	2.0 mm
Área sección:	4.53 cm ²
Inercia flexión I _y :	37.29 cm ⁴
Módulo plástico Z _{yy} :	11.60 cm ³
Inercia flexión I _{zz} :	12.69 cm ⁴
Módulo plástico Z _{zz} :	7.17 cm ³
Inercia a torsión:	30.87 cm ⁴
Módulo de alabeo:	10.19 cm ⁶

Fuente: CYPECAD

Resistencia de diseño a flexión.

$$Mn = Sext * Fy * 10^{-3}$$

$$Sext = \frac{Iy}{yt}$$

$$yt = H - yg = 8 - 4 = 4 \text{ cm}$$

$$Sext = \frac{37,29}{4} = 9,32 \text{ cm}^3$$

$$Mn = 9,32 * 250 * 10^{-3}$$

$$Mn = 2,33 \text{ KN.m}$$

$$Md = \phi_b * Mn$$

$$\phi_b = 0,95$$

$$Md = 0,95 * 2,33 \text{ KN.m}$$

$$Md = 2,21 \text{ KN.m}$$

Resistencia a compresión axil.

$$Pn = Ae * Fn * 10^{-1}$$

$$Fn = 0,658^{A^2} * Fy$$

$$Fn = 0,658^1 * 250$$

$$Fn = 164,5 \text{ MPa}$$

$$Pn = 4,53 * 164,5 * 10^{-1}$$

$$Pn = 74,52 \text{ KN}$$

$$Pd = \phi_{cx} * Pn$$

$$\phi_{cx} = 0,85$$

$$Pd = 0,85 * 74,52 \text{ KN}$$

$$Pd = 63,34 \text{ KN}$$

Verificación a flexo-compresión.

$$\frac{Nd}{Pd} + \frac{Mu}{Md} < 1$$

$$Nd = 45,358 \text{ KN}$$

$$Mu = 0,55 \text{ KN.m}$$

$$\frac{45,358}{63,34} + \frac{0,55}{2,21} < 1$$

$$0,96 < 1 \quad \text{“CUMPLE”}$$

- El elemento superior del perfil rectangular está trabajando con una eficiencia del 96 % a flexo-compresión.

TABLA N° 27 Eficiencia a la que trabaja los diferentes perfiles rectangulares elemento superior

Perfil	Peso	Resistencia	Errores
✗ # 6.0x4.0x2.93	2.93	140.06 %	
✓ # 6.0x4.0x4.25	4.24	91.58 %	
✓ # 6.0x4.0x5.45	5.45	72.87 %	
✗ # 7.0x3.0x2.93	2.93	189.48 %	
✗ # 7.0x3.0x4.25	4.24	107.03 %	
✓ # 8.0x4.0x3.56	3.56	95.02 %	
✓ # 8.0x4.0x5.19	5.18	66.16 %	
✓ # 8.0x4.0x6.71	6.70	52.30 %	
✓ # 10.0x5.0x4.50	4.50	67.55 %	
✓ # 10.0x5.0x6.60	6.60	43.56 %	
✓ # 10.0x5.0x8.59	8.59	33.93 %	
✓ # 10.0x5.0x10.48	10.47	28.27 %	
✓ # 15.0x5.0x6.07	6.07	55.28 %	
✓ # 15.0x5.0x8.96	8.95	31.74 %	
✓ # 15.0x5.0x11.73	11.73	22.57 %	
✓ # 15.0x5.0x14.41	14.40	18.57 %	

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Fuente: CYPECAD

3.6.4. DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DEL ELEMENTO INTERIOR PERFIL RECTANGULAR 80X40X2

FIGURA N° 26 Sección de Elemento inferior de cercha metálica

Propiedades del perfil seleccionado	
Dimensión vertical del perfil:	80.0 mm
Dimensión horizontal del perfil:	40.0 mm
Espesor:	2.0 mm
Radio de acuerdo interior:	2.0 mm
Área sección:	4.53 cm ²
Inercia flexión I _{yy} :	37.29 cm ⁴
Módulo plástico Z _{yy} :	11.60 cm ³
Inercia flexión I _{zz} :	12.69 cm ⁴
Módulo plástico Z _{zz} :	7.17 cm ³
Inercia a torsión:	30.87 cm ⁴
Módulo de alabeo:	10.19 cm ⁶

Aceptar

Fuente: CYPECAD

Datos:

$$H = 8 \text{ cm}$$

$$B = 4 \text{ cm}$$

$$t = 0,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 37,29 \text{ cm}^4$$

$$A = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$N_d = -1,35 \text{ KN (compresión)}$$

$$M_u = 1,97 \text{ KN.m}$$

Resistencia de diseño a flexión.

$$M_n = S_{ext} * F_y * 10^{-3}$$

$$S_{ext} = \frac{I_y}{y_t}$$

$$y_t = H - y_g = 8 - 4 = 4 \text{ cm}$$

$$S_{ext} = \frac{37,29}{4} = 9,32 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 9,32 * 250 * 10^{-3}$$

$$M_n = 2,33 \text{ KN.m}$$

$$M_d = \phi_b * M_n$$

$$\phi_b = 0,95$$

$$M_d = 0,95 * 2,33 \text{ KN.m} = 2,21 \text{ KN.m}$$

Resistencia a compresión axil.

$$P_n = A_e * F_n * 10^{-1}$$

$$F_n = 0,658^{\lambda^2} * F_y$$

$$F_n = 0,658^1 * 250$$

$$F_n = 164,5 \text{ MPa}$$

$$P_n = 4,53 * 164,5 * 10^{-1}$$

$$P_n = 74,52 \text{ KN}$$

$$P_d = \phi_{c_x} * P_n$$

$$\phi_{c_x} = 0,85$$

$$P_d = 0,85 * 74,52 \text{ KN} = 63,34 \text{ KN}$$

Verificación a flexo-compresión.

$$\frac{Nd}{Pd} + \frac{Mu}{Md} < 1$$

$$Nd = 1,35 \text{ KN}$$

$$Mu = 1,97 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,35}{63,34} + \frac{1,97}{2,21} < 1$$

$$0,913 < 1 \text{ "CUMPLE"}$$

- El elemento inferior del perfil rectangular está trabajando con una eficiencia del 91,3% a flexo-compresión.

TABLA N° 28 Eficiencia a la que trabaja los diferentes perfiles rectangulares elemento inferior

Perfil	Peso	Resistencia	Errores
✘ # 5.0x3.0x3.30	3.30	273.94 %	
✘ # 6.0x4.0x2.93	2.93	190.05 %	
✘ # 6.0x4.0x4.25	4.24	100.33 %	
✔ # 6.0x4.0x5.45	5.45	82.36 %	
✘ # 7.0x3.0x2.93	2.93	179.35 %	
✔ # 7.0x3.0x4.25	4.24	97.68 %	
✔ # 8.0x4.0x3.56	3.56	91.00 %	
✔ # 8.0x4.0x5.19	5.18	65.14 %	
✔ # 8.0x4.0x6.71	6.70	52.63 %	
✔ # 10.0x5.0x4.50	4.50	56.96 %	
✔ # 10.0x5.0x6.60	6.60	40.03 %	
✔ # 10.0x5.0x8.59	8.59	31.80 %	
✔ # 10.0x5.0x10.48	10.47	27.00 %	
✔ # 15.0x5.0x6.07	6.07	31.50 %	
✔ # 15.0x5.0x8.96	8.95	21.68 %	
✔ # 15.0x5.0x11.73	11.73	16.91 %	

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

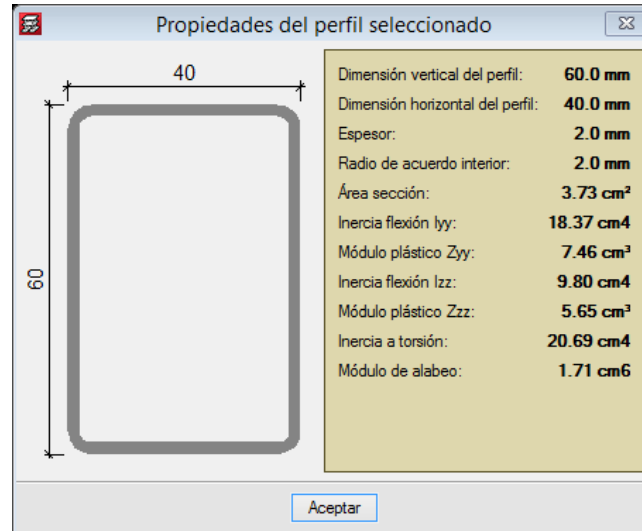
- ✘ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✔ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Fuente: CYPECAD

3.6.5. DISEÑO A FLEJO COMPRESIÓN DEL ELEMENTO OBLICUO PERFIL RECTANGULAR 60X40X2

FIGURA N° 27 Sección de Elemento oblicuo de cercha metálica



Fuente: NB 1225001

Datos

$$H = 6 \text{ cm}$$

$$B = 4 \text{ cm}$$

$$t = 0,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 18,37 \text{ cm}^4$$

$$A = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$N_d = -14,32 \text{ KN (compresión)}$$

$$M_u = 0,61 \text{ KN.m}$$

Resistencia de diseño a flexión.

$$M_n = S_{ext} * F_y * 10^{-3}$$

$$S_{ext} = \frac{I_y}{y_t}$$

$$y_t = H - y_g = 6 - 3 = 3 \text{ cm}$$

$$S_{ext} = \frac{18,37}{3} = 6,12 \text{ cm}^3$$

$$Mn = 6,12 * 250 * 10^{-3}$$

$$Mn = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$Md = \phi_b * Mn$$

$$\phi_b = 0,95$$

$$Md = 0,95 * 1,53 \text{ KN.m}$$

$$Md = 1,45 \text{ KN.m}$$

Resistencia a compresión axil.

$$Pn = Ae * Fn * 10^{-1}$$

$$Fn = 0,658^{\lambda^2} * Fy$$

Para estructuras triangulares cuyos elementos se consideran como extremos articulados

$$\lambda = 1.$$

$$Fn = 0,658^1 * 250$$

$$Fn = 164,5 \text{ MPa}$$

$$Pn = 3,73 * 164,5 * 10^{-1}$$

$$Pn = 61,36 \text{ KN}$$

$$Pd = \phi_{cx} * Pn$$

$$\phi_{cx} = 0,85$$

$$Pd = 0,85 * 61,36 \text{ KN}$$

$$Pd = 52,16 \text{ KN}$$

Verificación a flexo-compresión.

$$\frac{Nd}{Pd} + \frac{Mu}{Md} < 1$$

$$Nd = 14,32 \text{ KN}$$

$$Mu = 0,61 \text{ KN.m}$$

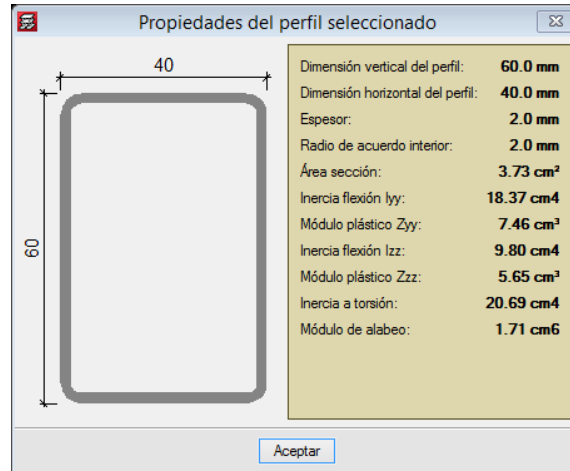
$$\frac{14,32}{52,16} + \frac{0,61}{1,45} < 1$$

$$0,69 < 1 \text{ "CUMPLE"}$$

- El elemento oblicuo del perfil rectangular está trabajando con una eficiencia del 69% a flexo-compresión.

3.6.6. DISEÑO A COMPRESIÓN DEL ELEMENTO VERTICAL PERFIL RECTANGULAR 60X40X2

FIGURA N° 28 Sección de Elemento vertical de la cercha metálica



Fuente: CYPECAD

Datos:

$$H = 6 \text{ cm}$$

$$B = 4 \text{ cm}$$

$$e = 0,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 18,37 \text{ cm}^4$$

$$A = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$Nd = 14,886 \text{ KN}$$

Resistencia a compresión axil.

$$P_n = A_e * F_n * 10^{-1}$$

$$F_n = 0,658^{\lambda^2} * F_y$$

$$\lambda = 1$$

$$F_n = 0,658^1 * 250$$

$$F_n = 164,5 \text{ MPa}$$

$$P_n = 3,73 * 164,5 * 10^{-1}$$

$$P_n = 61,36 \text{ KN}$$

$$Pd = \phi_{c_x} * P_n$$

$$\phi_{Cx} = 0,85$$

$$Pd = 0,85 * 61,36 \text{ KN}$$

$$Pd = 52,16 \text{ KN}$$

Verificación a compresión.

$$\frac{Nd}{Pd} < 1$$

$$\frac{14,886}{52,16} < 1$$

$$0,29 < 1$$

- El elemento vertical del perfil rectangular está trabajando con una eficiencia del 29% a compresión.

Verificación a pandeo

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{14,886}{3,73} = 39.892,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma$$

$$250.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} > 39.892,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del Pandeo

$$E=200 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$I=18,37 \text{ cm}^4=0,0000001837 \text{ m}^4$$

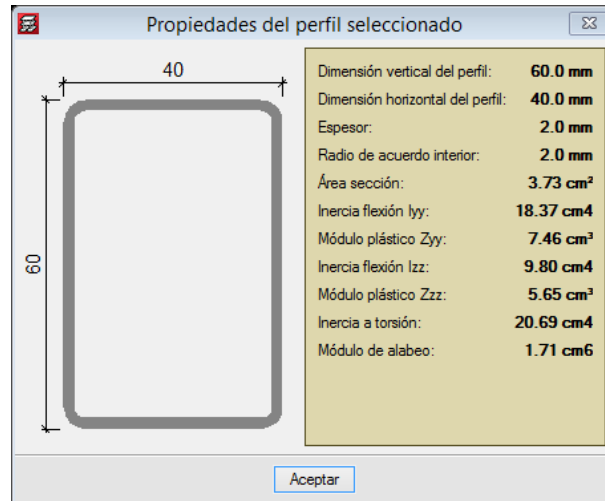
$$P_{and} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2} > Nd$$

$$P_{and} = \frac{\pi^2 * 200 \times 10^6 * 0,0000001837}{2,2^2} = 76,38 \text{ KN}$$

$$76,38 \text{ KN} > 14,886 \text{ KN} \text{ No se pandea}$$

3.6.7. DISEÑO A FLEXO-TRACCIÓN DEL ELEMENTO DE ARRIOSTRAMIENTO PERFIL RECTANGULAR 60x40x2

FIGURA N° 29 Sección de Elemento de arriostramiento de cercha metálica



Fuente: CYPECAD

Datos:

$$\begin{aligned}
 H &= 6 \text{ cm} & A &= 3,73 \text{ cm}^2 \\
 B &= 4 \text{ cm} & F_y &= 250 \text{ MPa} \\
 t &= 0,2 \text{ cm} & Nd &= 3,373 \text{ KN} \\
 I_y &= 18,37 \text{ cm}^4 & Mu &= 0,30 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Resistencia de diseño a flexión.

$$Mn = Sext * Fy * 10^{-3}$$

$$Sext = \frac{I_y}{y_t}$$

$$y_t = H - y_g = 6 - 3 = 3 \text{ cm}$$

$$Sext = \frac{18,37}{3} = 6,12 \text{ cm}^3$$

$$Mn = 6,12 * 250 * 10^{-3}$$

$$Mn = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$Md = \phi_b * Mn$$

$$\phi_b = 0,95$$

$$Md = 0,95 * 1,53 \text{ KN.m}$$

$$Md = 1,45 \text{ KN.m}$$

Resistencia a tracción.

$$Pn = fy * Ag * 10^{-1}$$

$$Pn = 250 * 3,73 * 10^{-1}$$

$$Pn = 93,25 \text{ KN}$$

$$\emptyset = 0,90$$

$$Pd = \emptyset * Pn$$

$$Pd = 0,90 * 93,25 \text{ KN} = 83,92 \text{ KN}$$

Verificación a flexo-tracción.

$$\frac{Nd}{Pd} + \frac{Mu}{Md} < 1$$

$$Nd = 3,373 \text{ KN}$$

$$Mu = 0,30 \text{ KN.m}$$

$$\frac{3,373}{83,92} + \frac{0,30}{1,45} < 1$$

$$0,247 < 1 \text{ "CUMPLE"}$$

- El elemento de arriostramiento del perfil rectangular está trabajando con una eficiencia del 24,7 % a flexo-tracción.

TABLA N° 29 Tabla de resultado de los perfiles metálicos

PERFILES METÁLICO	EFICIENCIA	ESFUERZO SOMETIDO
Perfil C 60x40x15x2 (correa)	93%	Flexión
Perfil rectangular 80x40x2 (elemento superior)	96%	Flexo compresión
Perfil rectangular 80x40x2 (elemento inferior)	91.3%	Flexo compresión
Perfil rectangular 60x40x2 (elemento oblicuo)	69%	Flexo compresión
Perfil rectangular 60x40x2 (elemento vertical)	29%	Compresión
Perfil rectangular 60x40x2 (elemento de arriostramiento)	24.7%	Flexo tracción

Fuente: elaboración propia

3.6.8. DISEÑO DE UNIONES SOLDADAS

El diseño se realiza en el nudo donde se encuentran los elementos superiores y elemento vertical, ya que es la unión más solicitada.

Longitud de soldadura requerida

$$L = \frac{P_u}{F_{wb}} = \frac{14886 \text{ N}}{450 \text{ N/mm}} = 33.08 \text{ mm}$$

Se asume una longitud de 35 mm

3.6.9. DISEÑO DE PLACA DE APOYO

Se empleará una placa de anclaje con las siguientes dimensiones:

PL 250 x 150 x 6 mm

Verificación por corte en el perno de articulación.

Diámetro de perno asumido: 12 mm

$$P_{nb} = \phi \times A_b \times F_u$$

$$P_{nb} = 0,75 \times (3,14 \times 12^2 / 4) \times 400 = 33.929,20 \text{ N}$$

$$P_{nov} > P_{uv}$$

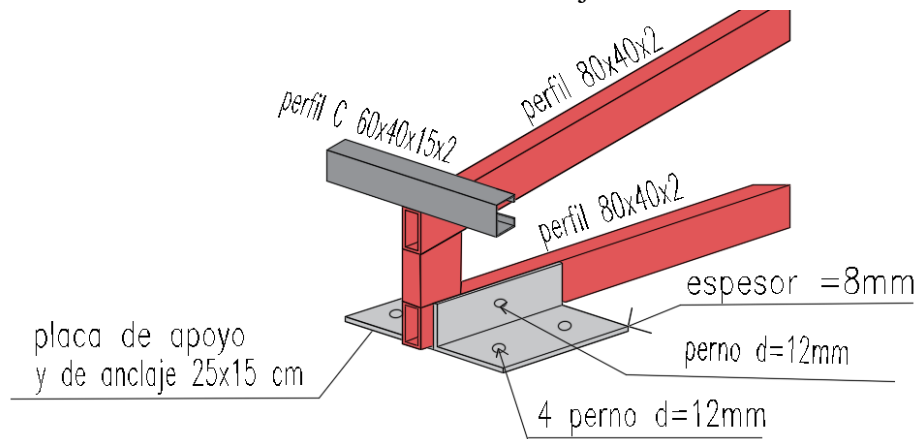
$$33.929,20 \text{ N} > 21.097 \text{ N}$$

3.6.10. DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE EN EL APOYO FIJO ARTICULADO

Se utilizará pernos de diámetro de 12 mm

4 Ø12mm ; L = 250 mm

FIGURA N° 30 Detalle de unión fijo articulado.



Fuente: Elaboración propia

(Ver ANEXO E)

3.6.11. VERIFICACIÓN DE VIGA DE H°A°

Viga Ubicada en el grupo 3 pórtico 16 entre las columnas C_4 y C_{21} del bloque inferior

Para Hormigón Peso Normal NB = 1225001

$$E_c = 3830\sqrt{f_c^t}$$

$$E_c = 3830\sqrt{25} = 19150 M_{pa}$$

Datos:

$$L = 6,2m$$

$$f_c = 25 M_{pa}$$

$$f_y = 500 M_{pa}$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \frac{kg}{m^3}$$

$$E_s = 200000 M_{pa}$$

Predimensionamiento de viga Nb125001 (Ver ANEXO E)

TABLA N° 30 Altura mínima de Viga no pretensados

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/16$
Un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente:NB 1225001

$$H = \frac{L}{16} = \frac{6,2m}{16} = 0,398m$$

Para un f_y distinta a $420 M_{pa}$ se corrige este valor multiplicado por $0,4 + \frac{f_y}{700}$

$$H = 0,388m * \left(0,4 + \frac{500}{700}\right) = 0,4m \quad \text{Se asume } 0,45m$$

$$B = \frac{H}{2} = \frac{0,45m}{2} = 0,225m \quad \text{se asume } 0,25m$$

Según el diseño arquitectónico se tiene una viga de sección de 20x60 cm

Para el diseño estructural se realizara con una sección de 30x60 cm

Datos para el calculo a flexion

$$M_v^+ = 109,4 \text{ KN m } \text{ CYPECAD}$$

Recubrimiento tabra 20.6.1.3.1 NB1225001

Se asume Estribo $\emptyset 8$

barra longitudinal $\emptyset \frac{1}{2}$ "

Recubrimiento libre $r_l = 2,5\text{cm}$

$$\text{Recubrimiento mecanico } r_m = r_l + \emptyset_{est} + \frac{\emptyset b}{2}$$

$$r_m = 2,5\text{cm} + 0,8\text{cm} + \frac{1,2\text{cm}}{2}$$

$$r_m = 3,9 \text{ cm}$$

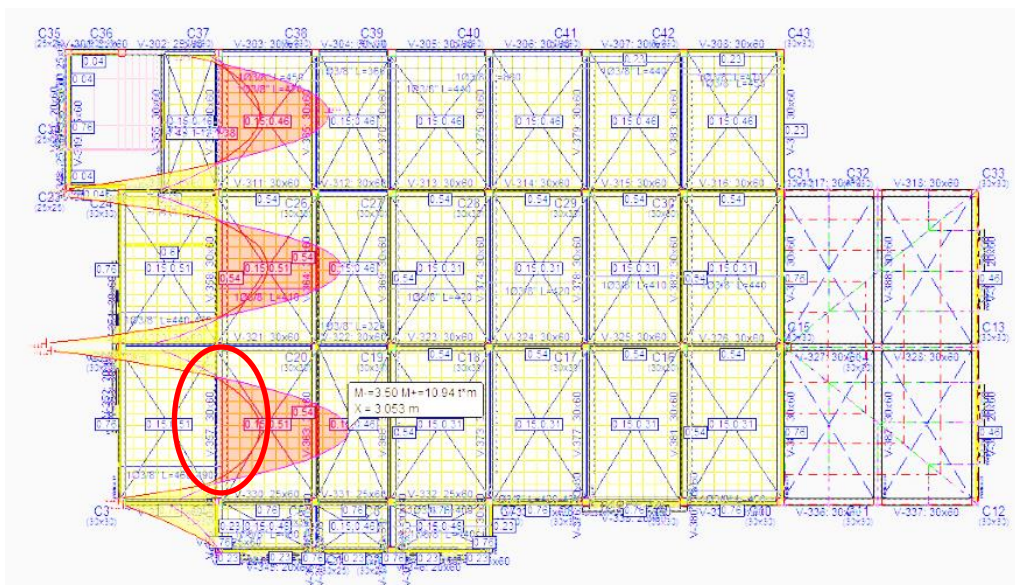
Geometría de la seccion de Viga

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte } d = h - r_m = 60 - 3,9\text{cm} = 56,1\text{cm}$$

FIGURA N° 31 Momentos máximos y mínimo de la viga bloque inferior



Fuente: Cypecad

Cálculo de la cuantía necesaria

Según Norma NB 1225001 $\emptyset 0,9$

$$M_v = 109,4 \text{ KNm} \quad Rn = \frac{M_v}{\emptyset b d^2}$$

$$Rn = \frac{109,4 \text{ KNm}}{0,9(0,3\text{m})(0,561)^2} = 1287,44 \text{ Kpa}$$

$$Rn = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_c'}} \right)$$

$$f = \frac{0,85(25 \text{ Mpa})}{500 \text{ Mpa}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,29 \text{ Mpa})}{0,85(25 \text{ Mpa})}} \right) = 0,0027$$

$$A_{sc} = f * b * d = 0,0027(30 \text{ cm})(56,1 \text{ cm}) = 4,54 \text{ cm}^2$$

control de cuantía mínima

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{25}}{4(500)} * 30 * 56,1 = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 4,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req mayor de}} \begin{cases} A_{sc} = 4,54 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} = 4,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sreq} = 4,54 \text{ cm}^2$$

Nº de barras longitudinal $Nb = 2$

$$\text{Diametro de barra } \emptyset = \frac{5''}{8} = 16 \text{ mm}$$

$$A_{sprop1} = Nb \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) = 2 * \left(\frac{\pi * (1,6 \text{ cm})^2}{4} \right) = 4,02 \text{ cm}^2 \leq A_{sreq}$$

se necesita armadura de refuerzo

Armadura de Refeurzo $Nb = 1$

$$\text{Díametro de refuerzo } \emptyset = \frac{3''}{8} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{sprop2} = 1 * \left(\frac{\pi * 1^2}{4} \right) = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_{sTprop} = A_{sprop1} + A_{sprop2} = 4,02 \text{ cm}^2 + 0,785 \text{ cm}^2 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Tprop}} \geq A_{S_{req}}$$

$$4,8\text{cm}^2 \geq 4,54\text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\text{Usar } 2\emptyset\frac{5}{8} + 1\emptyset\frac{3}{8}$$

Cálculo de Acero para el momento Negativo de la viga

$$M_v = 83,9\text{KN} \quad \text{CYPECAD}$$

Cálculo de la cuantía Necesaria

$$R_n = \frac{M_v}{\emptyset b d^2} = \frac{83,9\text{ KN m}}{0,9(0,3\text{m})(0,561\text{m})} = 553,9\text{Kpa} = 0,55\text{Mpa}$$

$$f = \frac{0,85 * (25\text{Mpa})}{500\text{ Mpa}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (0,55\text{Mpa})}{0,85 * (25\text{Mpa})}} \right) = 0,001114$$

$$A_{sc} = f * b * d = 0,001114(30\text{cm})(56,1\text{cm}) = 1,87\text{ cm}^2$$

Control de la cuantía mínima

$$A_{s\text{ req}} \left\{ \begin{array}{l} A_{s\text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{25}}{4 * (500)} * 30\text{cm} * 56,1\text{cm} = 4,21\text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 1,87\text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{sreq} = A_{smin} = 4,21\text{cm}^2$$

Armadura de Refuerzo $N^{\circ}b = 2$

$$\text{Dímetro de barra } \emptyset = \frac{1}{2} = 12\text{mm}$$

$$A_{S_{prop1}} = 2 \left(\frac{\pi * D^2}{4} \right) = 2 \left(\frac{\pi * (1,2)^2}{4} \right) = 2,26\text{cm}^2 < A_{S_{req}}$$

se necesita armadura de refuerzo

$$A_{S_{prop2}} = 2 \left(\frac{\pi * D^2}{4} \right) = 2 \left(\frac{\pi * (1,2)^2}{4} \right) = 2,26\text{cm}^2$$

$$A_{S_{Tprop}} = A_{S_{prop1}} + A_{S_{prop2}} = 2,26\text{ cm}^2 + 2,26\text{ cm}^2 = 4,52\text{cm}^2$$

$$A_{S_{Tprop}} \geq A_{S_{req}}$$

$$4,52\text{cm}^2 \geq 4,21\text{ cm}^2 \quad \text{cumple}$$

Usar $2\emptyset 1/2$ longitudinal + $2\emptyset 1/2$ refuerzo

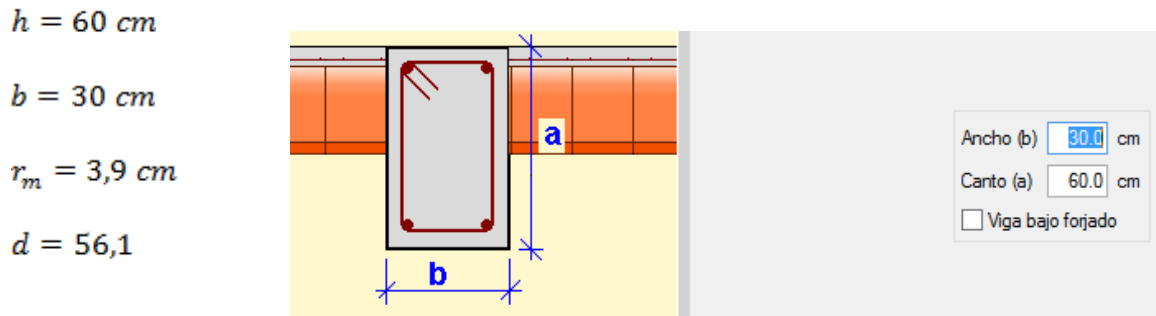
3.6.12. DISEÑO A CORTANTE

Tomando en cuenta el cortante mayor en la viga

$$V_v = 147,7 \text{ KN} \quad \text{CYPECAD}$$

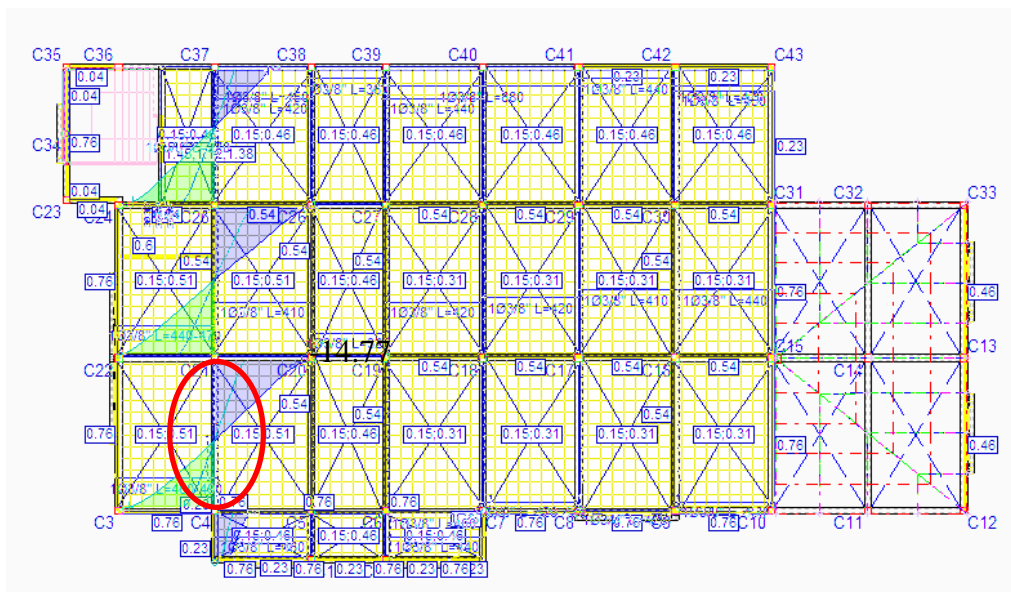
Dimensión de la sección de la viga

FIGURA N° 32 Sección de viga



Fuente: Cypecad

FIGURA N° 33 Cortante máximos y mínimo de la viga “bloque inferior”



Fuente: Cypecad

características de los materiales

$$f_c^l = 25 \text{ Mpa}$$

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

Por Norma los valores de f_y y f_{yt} usados para diseño de la armadura para cortante y torsión es de 420 MPA (NB 1225001) $f_y \text{ y } f_{yt} \leq 420 \text{ Mpa}$

Factor de minoración de resistencia a cortante

$$\phi = 0,75$$

capacidad Nominal del H°

$$\lambda = 1 \quad \text{factor del peso H° normal}$$

Aporte del hormigón a cortante

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f_c'} * b * d}{6} =$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25}}{6} * 300\text{mm} * 561\text{mm} = 140250 \text{ N}$$

$$V_c = 140,25\text{KN}$$

demanda que debe soportar el acero

$$V_s = \frac{V_v}{\phi} - V_c \quad \rightarrow \quad \text{Por Norma NB 1225001}$$

$$V_s = \frac{147,7\text{KN}}{0,75} - 140,25 \text{ KN} =$$

$$V_s = 56,68 \text{ KN}$$

separación de estribo en el elemento estructural

Diámetro de estribo a utilizar $\phi = 6 \text{ mm}$

Área total de acero

$$A_{s_{est}} = 2 \left(\frac{\pi * D^2}{4} \right) = 2 \left(\frac{\pi * (0,6)^2}{4} \right) = 0,565 \text{ cm}^2$$

Separación de estribos en la viga

$$S_1 = \frac{A_{s_{est}} * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{0,565(420)(0,561)}{56,68(10)} = 0,23\text{m}$$

se adopta $S_1 = 20 \text{ cm}$

resultados

capacidad nominal $V_n = V_c + V_s$

$$V_n = 140,25 \text{ KN} + 56,68 \text{ KN}$$

$$V_n = 196,93\text{KN}$$

Cortante que resiste el Hormigón y el acero

$$V_v' = \phi V_n$$

$$V_v' = 0,75 * (196,93\text{KN})$$

$$V_v' = 147,70 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{V_u'} * 100 = \frac{147,7}{147,7} * 100 = 100\% \quad \text{EL Hº y el Acero trabajan al 100\%}$$

7) Área de Acero mínimo

$$A_{Vmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sqrt{f_c}}{16} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{\sqrt{25}}{16} * \frac{300}{420} = 0,22 \text{cm}^2 \\ 0,35 * \frac{b_w}{f_{yt}} = 0,35 * \frac{300}{420} = 0,25 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{sv} = 0,25 \text{cm}^2 * 2 = 0,50 \text{cm}^2 \leq 0,565 \text{cm}^2 \text{ As calculado}$$

Separación máxima permitida

$$V_s = 56,68 \text{KN}$$

TABLA N° 31 Espaciamiento para la armadura a cortante

V_s	s máximo, mm	
	Viga no pretensada	Viga pretensada
$\leq \frac{\sqrt{f_c} b_w d}{3}$	El menor de: $d/2$	$3h/4$
	600 mm	
$> \frac{\sqrt{f_c} b_w d}{3}$	El menor de: $d/4$	$3h/8$
	300 mm	

Fuente: NB 1225001

$$V_s \leq \frac{\sqrt{f_c} b_w d}{3} \rightarrow \text{el menor de } \left\{ \begin{array}{l} d \\ 600 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$V_s \leq \frac{\sqrt{25}(300)(561)}{3(1000)}$$

$$56,68 \text{KN} \leq 280,5 \text{KN}$$

Entonces el espaciamento S

$$S \text{ el menor de } \left\{ \begin{array}{l} \frac{51,6}{2} = 28,05 \text{ cm} \\ 600 \text{mm} = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$S_{max} = 28,05 \text{ cm} \Rightarrow$ se asume un $S = 25 \text{ cm}$ en el centro de la viga

$S = 15 \text{ cm}$ en los extremos de la viga

La norma NB 1225001 (22,5.10.5.3) el V_s para armadura a cortante

Se calcula

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{S} = \frac{0,565 * (420) * (56,1)}{15 * (10)} = 88,75 \text{KN}$$

Capacidad Nominal

$$V_n = V_c + V_s = 140,25 \text{ KN} + 8875 \text{ KN}$$

$$V_n = 229 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el H° y el acero

$$V_v' = \phi V_n$$

$$V_v' = 0,75 * (229 \text{ KN}) = 171,75 \text{ KN}$$

$$\frac{V_v}{V_v'} * 100 = \frac{147,75 \text{ KN}}{171,75 \text{ KN}} * 100\% = 86,03\%$$

El Hormigón y el acero trabajan a un 86,03% de eficiencia

3.6.13. CÁLCULO LOSA RETICULAR

Espesor mínimo de losa (Ver ANEXO E)

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 6,2 \text{ m}$$

$$h = \frac{L_n}{31} = \frac{6,2}{31} = 0,2 \text{ m} \quad (\text{NB1225001})$$

Jimenes montoya

La Norma CBH – 87

$$h \geq \frac{L}{25} = \frac{6,2 \text{ m}}{25} = 0,248 \text{ m}$$

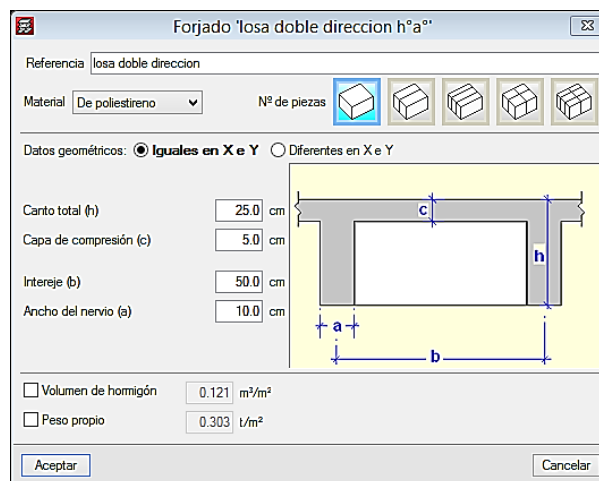
$$h = \frac{L}{28} = \frac{6,2 \text{ m}}{28} = 0,22 \text{ m}$$

Se asume $h = 0,25 \text{ m}$

$$\text{base } b \geq \frac{h}{3,5} = \frac{25 \text{ cm}}{3,5} = 7,14 \text{ cm} \quad (\text{ACI})$$

Se asume $b = 10 \text{ cm}$

FIGURA N° 34 Sección de losa reticular



Fuente: Cypecad

Armadura mínima para la losa de 2 direcciones parrilla

$$\text{para } f_y \geq 420 \text{ Mpa mayor de } \begin{cases} 0,0018 * \frac{420}{f_y} * A_g \\ 0,0014 A_g \end{cases}$$

$$A_g = 50 * 25 - 40 * 20 = 450 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,0018 * 420 * 450 \text{ cm}^2}{500(10)} = 0,0804 \text{ mm} = 0,68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$0,0014 * (450) = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para } \emptyset 6 \quad \text{Area Barra} = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * (0,6)^2}{4} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$Nb = \frac{0,68 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 2,4 \approx 3 \text{ barras}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm}^2}{Nb+1} = \frac{100}{3+1} = 25 \text{ cm}$$

Se empleará $\emptyset 6$ C/25cm para el emparrillado superior e ambas direcciones para retracción y temperatura cumpliendo para el diseño de losas de la NB 1225001

$$\text{Máximo esfuerzo en losa } M_{vy}^+ = 6,8 \text{ KNm}$$

$$r_m = 3,5 \text{ cm}$$

Cuantía mínima

$$f = \frac{3}{1000} * b * h = \frac{3}{1000} * 10 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Para losas reticulares

$$M_v = N_c * Z$$

$$N_c = 0,85(\emptyset)(f_c^l)(b)(y)$$

$$M_v = 0,85 * \emptyset * f_c * b * y * \left(d - r - \frac{y}{2}\right)$$

$$\frac{6,8 \text{ KN}}{1000} = 0,85 * 0,9(25) * (1)(y) \left(0,25 - 0,035 - \frac{y}{2}\right)$$

$$y = 0,00166 \text{ m}$$

$$N_c = 0,85(0,9)(25)(1)(0,00166) = 0,0317 \text{ MN}$$

$$A = \frac{N_c}{\emptyset f_y} = \frac{0,0317}{0,9(500)} * 10000 = 0,704 \text{ cm}^2$$

Como la cuantía mínima es mayor a la calculada se usará la mínima

$$A_{smin} = 0,75cm^2$$

$$\emptyset \frac{3}{8} = 10mm$$

$$A_s = \frac{\pi * (1cm)^2}{4} = 0,785cm^2 > A_{smin}$$

Se usara 1 $\emptyset 3/8''$ en cada vena de la losa en la dirección e inferior

Para momento Negativo en losa Armadura superior

$$M_v = 231 KN.m$$

$$M_v = 0,85 * \emptyset * f'c * b * y * \left(d - r_{mec} - \frac{y}{2} \right)$$

$$\frac{23,1}{1000} = 0,85 * 0,9(25) * (1)(y) \left(0,25 - 0,035 - \frac{y}{2} \right)$$

$$y = 0,00386m$$

$$N_c = 0,85(0,9)(25)(1)(0,00386) = 0,0738$$

$$A_{sc} = \frac{0,0738}{0,9(500)} * 1000 = 1,64cm^2 > A_{smi} = 0,75cm^2$$

$$si \ \emptyset = \frac{3}{8} = 10mm \rightarrow A_{sb1} = \frac{\pi}{4}(1)^2 = 0,785cm^2 < A_{sr}$$

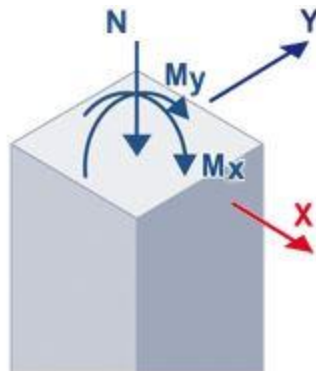
$$si \ \emptyset = \frac{1}{2} = 12mm \rightarrow A_{sb2} = \left(\frac{\pi}{4}(1,2)^2 \right) = 1,13cm^2$$

Usar 1 $\emptyset 3/8'' + 1 \emptyset 1/2''$ en cada vena de la losa en dirección superior de refuerzo

3.6.14. DISEÑO DE COLUMNA DE H° A°

(Ver ANEXO E) LIMITES DE DISEÑO

FIGURA N° 35 Esfuerzos en una columna



Fuente: Elaboración propia

Datos

Sección de columna = (30 *30) cm

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$N_{max} = 580,84 \text{ KN}$$

$$M_x = -3,48 \text{ KNm}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$M_y = -5,52 \text{ KNm}$$

$$r \text{ libre} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 8$$

$$\emptyset \text{ barras} = \frac{1''}{2} = 1,2 \text{ cm}$$

$$A_{Tbarras} = 8 * \frac{\pi}{4} (1,2 \text{ cm})^2 = 9,05 \text{ cm}^2$$

Area de la seccion de la columna

$$A_g = 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$$

Calculo de inercias

Para la viga de 30 * 60 cm primera planta

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \text{ cm} (60 \text{ cm})^3}{12} = 540000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b^3h}{12} = \frac{(30 \text{ cm})^3 * 60 \text{ cm}}{12} = 135000 \text{ cm}^4$$

Para sobrecimiento 20 * 40 cm

$$\frac{bh^3}{12} = \frac{20 \text{ cm} * (40 \text{ cm})^3}{12} = 106666,67 \text{ cm}^4$$

$$\frac{b^3h}{12} = \frac{(20 \text{ cm})^3 * 40 \text{ cm}}{12} = 26666,67 \text{ cm}^4$$

Para columna de 30 * 30 cm

$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{(30 \text{ cm})^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Determinacion de Pandeo } \Psi = \frac{\frac{\Sigma I}{L_{col}}}{\frac{\Sigma I}{vigas}}$$

$$\Psi_{Ax} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{L_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{L_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{L_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}}}{\frac{540000 \text{ cm}^4}{650 \text{ cm}} + \frac{540000 \text{ cm}^4}{578 \text{ cm}} + \frac{135000 \text{ cm}^4}{410 \text{ cm}} + \frac{135000 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}}}$$

$$\Psi_{Ax} = 0,179$$

$$\Psi_{Bx} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vx5}}{L_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{L_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{L_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{67500 \text{ cm}^4}{500 \text{ cm}} + \frac{7500 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}}}{\frac{106666,67 \text{ cm}^4}{650 \text{ cm}} + \frac{106666,67 \text{ cm}^4}{578 \text{ cm}} + \frac{26666,67 \text{ cm}^4}{410 \text{ cm}} + \frac{26666,67 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}}}$$

$$\Psi_{Bx} = 0,905$$

$$\Psi_{Ay} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vy1}}{L_{v1}} + \frac{I_{vy2}}{L_{v2}} + \frac{I_{vy3}}{L_{v3}} + \frac{I_{vy4}}{L_{v4}}} = \frac{\frac{675000 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}}}{\frac{135000 \text{ cm}^4}{650 \text{ cm}} + \frac{135000 \text{ cm}^4}{578 \text{ cm}} + \frac{540000 \text{ cm}^4}{410 \text{ cm}} + \frac{540000 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}}}$$

$$\Psi_{Ay} = 0,131$$

$$\Psi_{By} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vy5}}{L_{v5}} + \frac{I_{vy6}}{L_{v6}} + \frac{I_{vy7}}{L_{v7}} + \frac{I_{vy8}}{L_{v8}}} = \frac{\frac{675000 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}} + \frac{67500 \text{ cm}^4}{300 \text{ cm}}}{\frac{26666,67 \text{ cm}^4}{650 \text{ cm}} + \frac{26666,67 \text{ cm}^4}{578 \text{ cm}} + \frac{106666,67 \text{ cm}^4}{410 \text{ cm}} + \frac{106666,67 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}}}$$

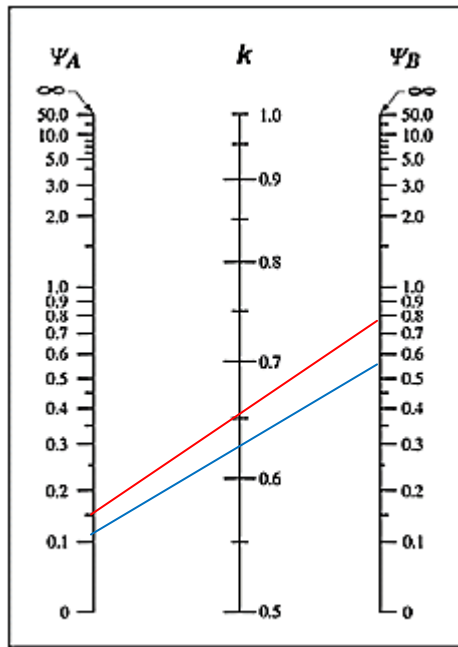
$$\Psi_{By} = 0,661$$

Con los valores de Ψ utilizamos el monograma para hallar los valores de factor de longitud efectiva K

$$K_x = 0,66$$

$$K_y = 0,64$$

FIGURA N° 36 Factores de longitud efectiva k



(a)
Estructuras empujadas contra desplazamiento lateral
Siendo:

Fuente: NB 1225001

fórmula de Brester

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{Ro}}}$$

Armadura longitudinal mínima y máxima

$$0,006 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g$$

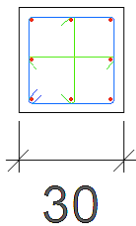
$$0,006 (900\text{cm}^2) \leq 9,05\text{cm}^2 \leq 0,08 (900\text{cm}^2)$$

$$5,4\text{cm}^2 \leq 9,05\text{cm}^2 \leq 72\text{cm}^2 \text{ cumple}$$

recubrimiento mecánico

$$r_m = r_1 + \phi_{est} + \frac{\phi b}{2} = 2,5 + 0,8 + \frac{1,2}{2} = 3,9\text{cm}$$

sección de columna



$$S_Y = S_X = \frac{30\text{cm} - 2(2,5) - 2(0,8) - 3(1,2)}{2} = 9,9\text{ cm} \geq S_{min}$$

$$S_{min} \left\{ \begin{array}{l} 40\text{ mm} = 4\text{ cm} \\ 1,5\text{ db} = 1,5 (1,2\text{ cm}) = 1,8\text{ cm} \\ \frac{4}{3} dagg = \frac{4}{3} (1,5\text{cm}) = 2\text{ cm} \end{array} \right\}$$

Resistencia Nominal del Concreto a compresión

$$f^*c = 0,8f_c = 0,8 * 25Mpa = 20Mpa$$

Magnitud del bloque equivalente del esfuerzo del concreto a compresión

$$f^*c = 0,85f^*c = 0,85 * (20Mpa) = 17Mpa$$

$$\delta = \frac{A_s}{A_g} = \frac{9,05cm^2}{900cm^2} = 0,01006$$

$$q = \delta * \frac{f_y}{f^*_c} = 0,01006 * \frac{500Mpa}{17Mpa} = 0,296$$

Carga axial Resistente de diseño

$$P_{ro} = F_r(f'_c * A_c) + A_s * f_y$$

$$F_r = 0,7$$

$$P_{ro} = 0,7 * (170 * 900) + 9,05 * 5000 = 1.523,5KN$$

Carga Axil Resistente de diseño (aplicado con una excentricidad e_x)

$$r_m = 3,9 cm$$

$$d = 30 - 3,9 = 26,1 cm$$

$$\frac{d}{h} = \frac{26,1cm}{30} = 0,87$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{max}} = \frac{3,48 KNm}{580,84KN} * 100 = 0,599 cm$$

$$\frac{ex}{h} = \frac{0,599cm}{30cm} = 0,02$$

$$k_x = 0,66$$

$$P_{Rx} = k_x * F_R * b * h * f^*_c$$

$$P_{Rx} = 0,66 * 0,7 * 30 * 30 * 250 = 1.039,5KN$$

Carga Axial resistente de diseño (aplicado con una excentricidad e_y)

$$r = 3,9cm$$

$$d = 30cm - 3,9cm = 26,1 cm$$

$$\frac{d}{h} = \frac{26,1}{30} = 0,87$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{max}} = \frac{5,52KNm}{580,84KN} * 100 = 0,95 cm$$

$$K_y = 0,64$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{0,95\text{cm}}{30\text{cm}} = 0,032$$

$$P_{Rx} = k_y * F_R * b * h * f^1 c$$

$$P_{Rx} = 0,64 * 0,7 * 30 * 30 * 250 = 1.008\text{KN}$$

Carga Axial Resistente de diseño (aplicando con excentricidad e_x y e_y)

$$P_{Ro} = 1.523,50 \text{ KN}$$

$$P_{Rx} = 1.039,50 \text{ KN}$$

$$P_{Ry} = 1.008,00 \text{ KN}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{1039,5} + \frac{1}{1008} - \frac{1}{1523,5}} = 770,6 > N_{max}$$

$$P_R = 770,6 \text{ KN} > 580,84 \text{ KN cumple}$$

Determinacion de refuerzo transversal

$$N_v = 580,84\text{KN} \quad \text{estribo } \emptyset = 6\text{mm} \geq 6\text{mm}$$

$$V_{vy} = 3,28 \text{ KN} \quad A_{est} = 0,283\text{cm}^2$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{barras } \emptyset = \frac{1}{2} = 12\text{mm}$$

$$f_c = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad r_{libre} = 2,5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{col}} = 9,05 \text{ cm}^2 \quad r_m = 3,7 \text{ cm}$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2 \quad \text{Altura de Columna } H = 3\text{m}$$

cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\emptyset = 0,75$$

Límite de la dimensión de la seccion transversal para minizar la posibilidad de una falla por comprensión diagonal en el Hormigón y limitar su fisuración

$$\lambda = 1 \quad V_v \leq \emptyset (V_c + 0,66\sqrt{25} bwd)$$

$$V_c = \frac{\lambda\sqrt{f_c}}{6} \left(1 + \frac{N_v}{14A_g} \right) = \frac{1\sqrt{25}}{6} \left(1 + \frac{580840\text{N}}{14(900 * 10^2)} \right) = 1,22\text{N}$$

$$V_v \leq 0,75 (1,22N + 0,66\sqrt{25} \cdot 300 \cdot 263)$$

$$3,28 \text{ KN} \leq 195278,42 \text{ N}$$

$$3,28 \text{ KN} \leq 195,28 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_v}{\phi} - V_c = \frac{3,28}{0,75} - 0,00122 = 4,37 \text{ KN}$$

separación de estribos

$$S = \frac{A_{est} \cdot f_y \cdot t \cdot d}{V_s} =$$

$$A_{est} = 2 \left(\frac{\pi}{4} (0,6^2) \right) = 0,565 \text{ cm}^2 = 0,0000565 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{0,0000565 \text{ m}^2 (420000 \text{ KN}) (0,263 \text{ m})}{437 \text{ KN}} = 1,42 \text{ m}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 1,22 \text{ N} + 4370 \text{ N} = 4371,22 \text{ N} = 4,37 \text{ KN}$$

Cortante que resiste el H^o y el Acero $V_{V'} = \phi V_n$

$$\frac{V_v}{V_{V'}} \cdot 100 = \frac{3,28}{3,28} \cdot 100 = 100\%$$

Como $V_v = V_{V'}$ se esta trabajando al 100% H^o + Acero

Área de Acero mínimo A_{vmin} (NB1225001)

$$A_{smin} \begin{cases} \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \cdot \frac{bw}{f_{yt}} = \frac{\sqrt{25}}{16} \cdot \frac{300}{420} = 0,223 \text{ cm}^2 \\ 0,35 \frac{bw}{f_{yt}} = 0,35 \cdot \frac{300}{420} = 0,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{sumin} = 0,223 \text{ cm}^2 \cdot 2 = 0,446 \text{ cm}^2 \leq 0,565 \text{ cm}^2$$

del Cap.25.7.2 NB 1225001

$$\text{Espaciamiento mínimo} \longrightarrow \frac{4}{3} d_{agg} = \frac{4}{3} (1,5 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento máximo menor de} \begin{cases} 12d_b = 12(1,2 \text{ cm}) = 14,4 \text{ cm} \\ 36d_{best} = 36(0,6 \text{ cm}) = 21,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{se asume } \phi 6 \frac{c}{12,5 \text{ cm}}$$

3.6.15. DISEÑO DE ZAPATA H° A°

Datos

$$P = 640,7 \text{ KN}$$

$$M_x = 1,56 \text{ KNm}$$

$$M_y = 4,88 \text{ KNm}$$

$$adm = 1,20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 0,12 \text{ MPa} = 120 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$bc = 0,3\text{m}$$

$$\text{Altura de zapata } h = 0,7\text{m}$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$T = \frac{P}{ab} = \frac{6M_x}{ab^2} * \frac{6M_y}{a^2b}$$

si la sección es cuadrada

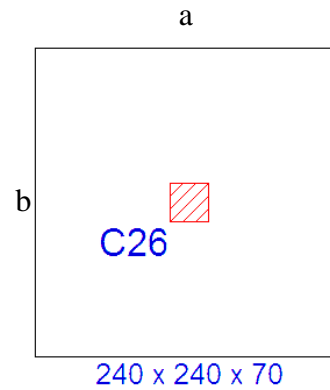
$$T = \frac{P}{a^2} = \frac{6M_x}{a^3} * \frac{6M_y}{a^3} = \frac{1}{a^2} \left(p + \frac{6}{a} (M_x + M_y) \right)$$

$$120 = \frac{1}{a^2} \left(640,7 + \frac{6}{a} (1,56 + 4,88) \right) \Rightarrow a = 2,34\text{m}$$

$$\text{Se asumió un } a = 2,40\text{m} \quad h_c = 0,3\text{m}$$

$$b = 2,40\text{m} \quad b_c = 0,3\text{m}$$

$$h = 0,70\text{m}$$



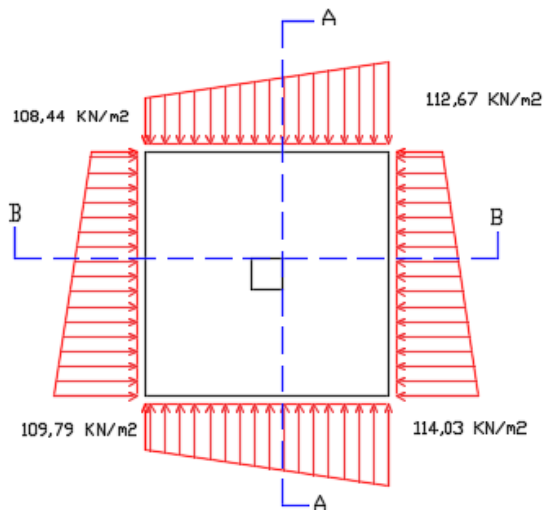
$$\sigma_{+,+} = \frac{640,7\text{KN}}{(2,40\text{m})^2} + \frac{6(1,56\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} + \frac{6(4,88\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} = 114,03 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{+,-} = \frac{640,7\text{KN}}{(2,4\text{m})^2} + \frac{6(1,56\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} - \frac{6(4,88\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} = 109,79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{-,+} = \frac{640,7\text{KN}}{(2,4\text{m})^2} - \frac{6(1,56\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} + \frac{6(4,88\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} = 112,67 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{-,-} = \frac{640,7\text{KN}}{(2,4\text{m})^2} - \frac{6(1,56\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} - \frac{6(4,88\text{KN}_m)}{(2,4\text{m})^3} = 108,44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

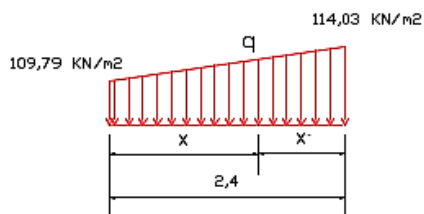
FIGURA N° 37 Ubicación de secciones críticas para momentos



Fuente: Elaboración propia

(Ver ANEXO E) ubicación de zona crítica

Corte A – A

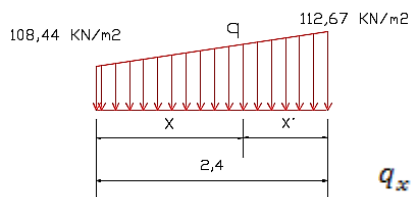


$$X = \frac{a}{2} + \frac{hc}{2} = \frac{2,4}{2} + \frac{0,3}{2} = 1,35m$$

$$x' = a - x = 2,4 - 1,35 = 1,05m$$

$$q_x = \frac{(114,03 - 109,79) \cdot 1,35}{2,4} + 109,79 = 112,18 \frac{KN}{m^2}$$

Corte B – B

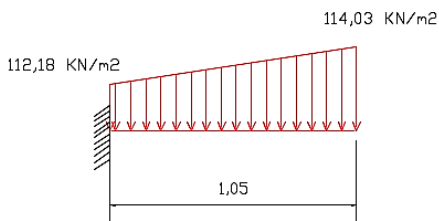


$$X = \frac{2,4}{2} + \frac{0,3}{2} = 1,35m$$

$$x' = a - x = 2,4 - 1,35 = 1,05m$$

$$q_x = \frac{(112,67 - 108,44) \cdot 1,35}{2,4} + 108,44 = 113,44 \frac{KN}{m^2}$$

Sección A – A



$$R_1 = 112,18 \cdot 1,05 = 117,79KN$$

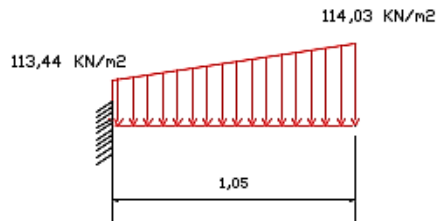
$$R_2 = \frac{(114,03 - 112,18) \cdot 1,05}{2} = 0,97KN$$

$$V_V = R_1 + R_2 = 117,79 + 0,97 = 118,76KN$$

$$M_v = R_1 \left(\frac{X^I}{2} \right) + R_2 \left(\frac{X^I}{2} \right)$$

$$M_v = 117,79 * \left(\frac{1,05}{2} \right) + 0,97 * \left(\frac{2}{3} (1,05) \right) = 62,405 \text{KNm}$$

Sección B - B



$$R_1 = 119,112 \text{KN}$$

$$R_2 = 0,309 \text{KN}$$

$$V_v = R_1 + R_2 = 119,112 + 0,309 = 119,421 \text{KN}$$

$$M_v = R_1 \left(\frac{X^I}{2} \right) + R_2 \left(\frac{2X^I}{3} \right)$$

$$M_v = 119,112 \left(\frac{1,05}{2} \right) + 0,309 \left(\frac{2}{3} (1,05) \right) = 62,75 \text{KNm}$$

Cálculo de armadura Sección A - A

$$d = h - dc = 0,7 - 0,05 = 0,65 \text{m}$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{Mv}{\phi}}{0,425(f_c)(b)(d^2)}} \right]$$

$$a = 0,65 \text{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{62,52}{0,9}}{0,425(25000)(1)(0,65)^2}} \right] = 0,00505 \text{m}$$

$$A_s = \frac{0,85b * a * f_c}{f_y} = \frac{0,85(1)(0,00505)(25)}{500} = 0,000215 \text{m}^2 = 2,15 \text{cm}^2$$

$$A_{smin} \text{ mayor de } \begin{cases} A_{smin} = \frac{0,0018(420)}{f_y} * A_g = \frac{0,0018(420)(70 \text{cm} * 100 \text{cm})}{500} = 10,6 \text{cm}^2 \\ A_{smin} = 0,0014 (A_g) = 0,0014(70 * 100) = 9,8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{smin} = 10,6cm^2 > A_{s calculado} = 2,14cm^2$$

como el A_s calculada es menor que el A_s min

se trabajara con el A_s min

$$A_{smin} = 10,6cm^2 \rightarrow 1m$$

$$\emptyset = \frac{5}{8} = 16 \text{ mm}$$

$$N_b = \frac{10,6cm^2}{2,01cm^2} = 5,27 \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} (1,6)^2 = 2,01cm^2$$

$$S = \frac{1m}{N_b+1} = \frac{1m}{6+1} = \frac{1}{7} = 0,14m$$

$$S = 12,5cm$$

usar $\emptyset \frac{5}{8}$ c/12,5cm

Cálculo de armadura Seccion B - B

$$d = 0,65m$$

$$a = 0,65m \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{62,75}{0,9}}{0,425(25000)(1)(0,65)^2}} \right] = 0,00507m$$

$$A_{sc} = \frac{0,85(1)(0,00507)(25)}{500} = 0,00022m^2 = 2,15cm^2$$

$$A_{smin} \text{ mayor de } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,0018(420)(7000)}{500} = 10,6cm^2 \\ 0,0014(7000) = 9,8cm^2 \end{array} \right.$$

$$A_{smin} > A_{sc}$$

$$10,6cm^2 > 2,15 cm^2 \quad \text{se trabajará con } A_s = 10,6cm^2$$

$$\text{Para } \emptyset \frac{5}{8} = 16mm$$

$$A_{sb} = \frac{\pi}{4} (1,6)^2 = 2,01cm$$

$$N_b = \frac{10,6cm^2}{2,01cm^2} = 5,27 \approx 6$$

$$S = \frac{1m}{N_b+1} = \frac{1m}{6+1} = 0,14m$$

$$S = 12,5cm \text{ asumido}$$

usar $\emptyset \frac{5}{8}$ c/12,5cm

verificación a cortante

Cortante sección A – A $V_v = 118,44KN$

Cortante sección B – B $V_v = 119,42KN$

$$\beta = 2$$

$$dv = bc - dc - \frac{\emptyset}{2} = 0,3 - 0,05 - \frac{0,016}{2} = 0,242m$$

$$b = 1m$$

$$h = 0,7m$$

$$\emptyset = 0,9$$

$$V_c = 83\beta\sqrt{f_c}bdv$$

$$V_c = 83(2)\sqrt{25}(1)(0,242)$$

$$V_c = 200,86KN$$

$$V_r = V_c\emptyset = 200,86(0,9) = 180,774KN$$

$$V_r > V_{VA-A} \Rightarrow 180,774KN > 118,44KN \quad \text{Cumple}$$

$$V_r > V_{VB-B} \Rightarrow 180,774KN > 119,42KN \quad \text{Cumple}$$

Verificación de Punzonamiento

$$\emptyset V_c = 0,75 * \frac{\sqrt{f_c}}{3} = 0,75 * \frac{\sqrt{25}}{3} = 1,25 MPa$$

$$P_{zh=70cm} = \emptyset V_c * b_0 * d$$

Donde:

$P_{zh=70cm}$ = El punzonamiento en una altura de zapata definida

$\emptyset V_c$ = Resistencia del concreto

b_0 = Perímetro Crítico

d = Peralte de la zapata

$$P_{zh=70cm} = 1,25 * 4 * (300 + 700) * 700 = 3500000 KN$$

$$P_{zh=70cm} = 3500 KN$$

$$P_{zh=70cm} \geq 640,7 KN$$

$$640,7 KN < 3500KN \quad \text{OK}$$

La zapata resiste a Punzonamiento con $h = 70 cm$

3.6.16. DISEÑO DE ESCALERA DE H°A°

Datos

huellas $h = 0,3 \text{ m}$

contra huellas $ch = 0,18 \text{ m}$

N_T^0 de escalones = 20

desniveles a salvar = $3,60 \text{ m}$

$L_1 = 3,6 \text{ m}$

$L_2 = 2 \text{ m}$

$a = 2 \text{ m}$

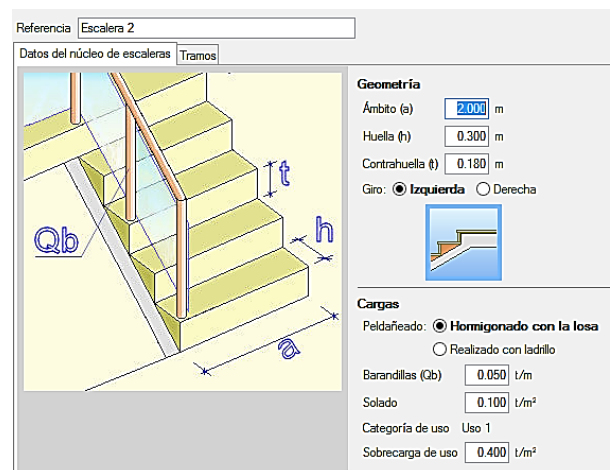
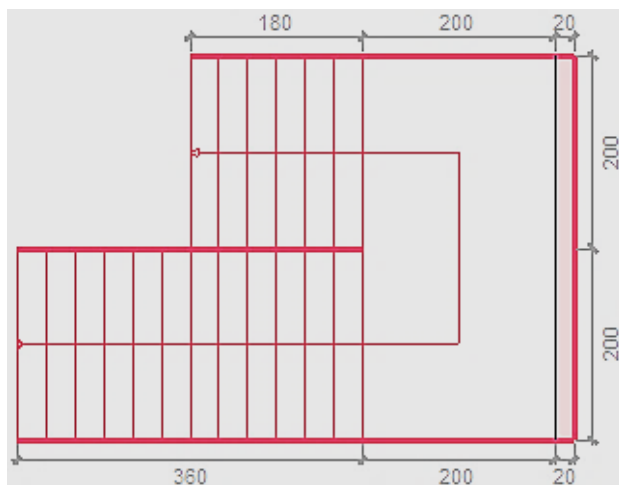
$t = 0,15 \text{ m}$

$Z = 2,2, \text{ m}$

$B = 4 \text{ m}$

$$\gamma H^0 = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

FIGURA N° 38 Escalera de H°A°



Fuente: CYPECAD

Carga Actuales

carga muerta

Carga muerta en rampa de escalera

$$A_{rampa} = 3,6 \text{ m} * 2\text{m} = 7,2\text{m}^2$$

$$q_{rampa} = \left(t + \frac{ch}{2} \right) * \gamma h * a = \left(0,15 \text{ m} + \frac{0,18}{2} \text{ m} \right) * 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2\text{m} =$$

$$q_{rampa} = 1200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 12 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{acabados} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2\text{m} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{barandilla} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 0,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{total de carga muerta} = q_{rampa} + q_{acabado} + q_{barandilla}$$

$$q_{TR} = 12 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 0,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}} =$$

$$q_{TR} = 13,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga sobre la losa de descanso

$$q_{descanso} = t * \gamma_{H^2A} = 0,15 \text{ M} * 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2\text{m} = 750 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{acabado} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2\text{m} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{total de carga sobre el descanso} = q_{descanso} + q_{acabados}$$

$$q_{Td} = 7,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 8,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{sobre carga por norma Nb1225002} = 4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$SC = q_{sc} * a = 4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2\text{m} = 8 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Combinación de carga

$$U = 1,2 CM + 1,6 CV$$

Carga Muerta

$$q_{TR} = 13,5 \frac{KN}{m} * 1,2 = 16,2 \frac{KN}{m}$$

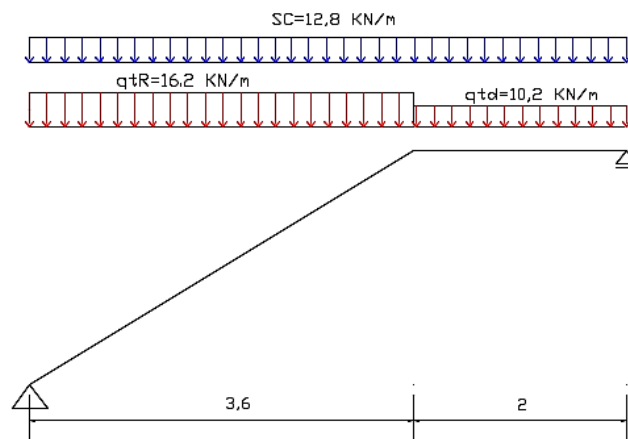
$$q_{Td} = 8,5 \frac{tn}{m} * 1,2 = 10,2 \frac{KN}{m}$$

Carga Viva

$$SC = 8 \frac{KN}{m} * 1,6 = 12,8 \frac{KN}{m}$$

Para la armadura en el vano se la considera con apoyo simple

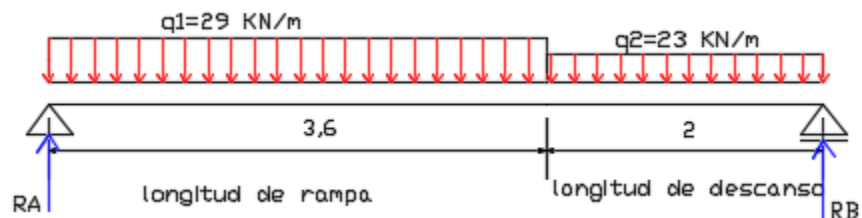
FIGURA N° 39 Distribución de carga en escalera



Fuente: elaboración propia

Se considera como losa plana

FIGURA N° 40 Distribución de carga en escalera idealizada



Fuente: elaboración propia

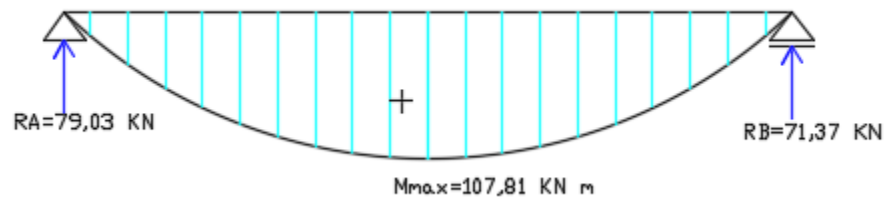
resolviendo se tiene:

$$RA = 79,03 \text{ KN}$$

$$RB = 71,37 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 107,81 \text{ KN m}$$

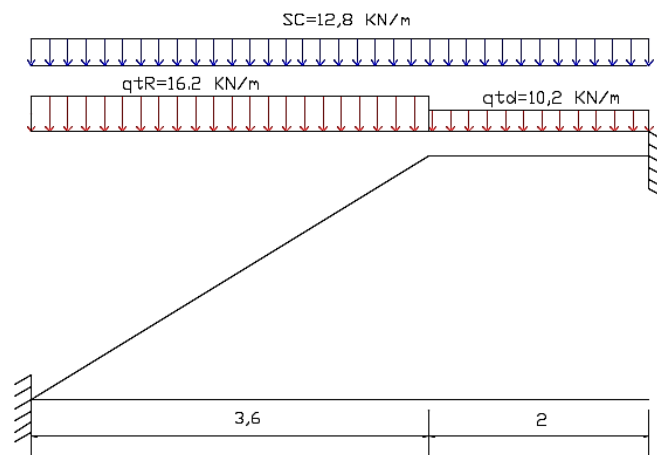
FIGURA N° 41 momento máximo de escalera



Fuente: elaboración propia

Para armadura negativa se considera apoyos empotrados

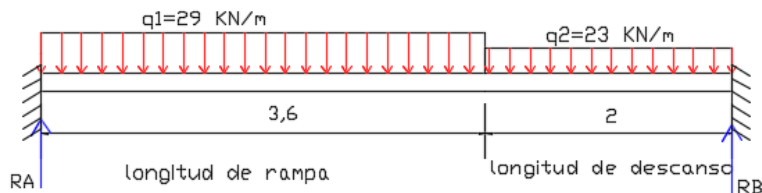
FIGURA N° 42 Carga en escalera ideal empotrada



Fuente: Elaboración propia

y como losa plana

FIGURA N° 43 Carga en escalera idealizada empotrada



Fuente: Elaboración propia

Resolviendo

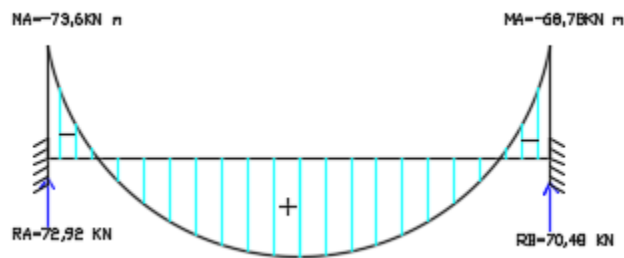
$$R_A = 72,92 \frac{KN}{m}$$

$$R_B = 70,48 \frac{KN}{m}$$

$$M_A = -73,60 \frac{KN}{m}$$

$$M_B = -68,78 KN*m$$

FIGURA N° 44 momento negativo en escalera



Fuente: elaboración propia

Determinación de la Armadura longitudinal positiva

$$M_d = 107,81 \text{ KN m}$$

se asume

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\varnothing \text{ de parilla} = 3/8" = 10 \text{ mm}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$\varnothing \text{ de barra} = 3/8" = 10 \text{ mm}$$

$$h = 0,15 \text{ m}$$

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte } d = h - r - \frac{\varnothing_b}{2}$$

$$d = 15\text{cm} - 2,5\text{cm} - 1\text{cm} - \frac{1\text{cm}}{2} =$$

$$d = 11\text{cm}$$

Geometría de la sección

$$b = 2\text{m}$$

$$h = 0,15\text{m}$$

Cuantía mínima

$$\delta_{min} = \frac{0,0018 * 420}{f_y} = \frac{0,0018 * 420}{500} = 0,0015$$

$$A_{smin} = 0,0015 * 200\text{cm} * 15\text{cm} = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_{sr} = \frac{0,85 f_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 f_c b d^2}} \right)$$

$$A_{sr} = \frac{0,85 * 25 * 2000\text{mm} * 110\text{mm}}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(107810000)}{0,85 * 0,9 * 25 * 2000 * 110^2}} \right)$$

$$A_{sr} = 2516,68\text{mm}^2 = 25,17\text{cm}^2 \geq A_{smin}$$

$$\rightarrow \text{si } \emptyset 1/2'' = 12\text{mm} \quad \rightarrow A_b = \frac{\pi}{4} (D^2) = \frac{\pi}{4} (1,2\text{cm})^2 = 1,13\text{cm}^2$$

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{25,17\text{cm}^2}{1,13\text{cm}^2} = 22,27 \approx 23\text{barras}$$

$$S = \frac{b}{N_{barras}} = \frac{2\text{m}}{23} = 0,087\text{cm} = 8,7\text{cm} \approx 8\text{cm}$$

R = se usará 23 $\emptyset 1/2''$ c/8cm

Para armadura Negativa

$$Md = 73,60 \text{ KNm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 25 * 2000 * 110}{500} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 73600000}{0,85(0,9)(2000)(110^2)}} \right) =$$

$$A_{s,r} = 1628,73 \text{ mm}^2 = 16,29 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min}$$

$$\text{si } \emptyset 3/8'' = 10 \text{ mm} \rightarrow A_b = \frac{\pi}{4} (1 \text{ cm})^2 = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barra} = \frac{16,29 \text{ cm}^2}{0,785 \text{ cm}^2} = 20,75 \approx 21$$

$$S = \frac{b}{N^{\circ} b} = \frac{2 \text{ m}}{21} = 0,095 \text{ m} = 9,5 \text{ cm}$$

Se dispone armadura Negativa 21 \emptyset 3/8" c/9cm

3.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Dentro de un proyecto de construcción tanto las especificaciones técnicas y los planos son documentos fundamentales dentro del contrato. Los planos son la representación gráfica de un proyecto, donde se muestra con precisión el diseño, la ubicación, las dimensiones y sus demás relaciones con otros elementos del proyecto. Las especificaciones, por otro lado, establecen las exigencias de calidad en dicha construcción, ya que definen lo que el propietario desea. Ambos, planos y especificaciones, se complementan mutuamente y son empleados de manera conjunta proporcionando una completa y verdadera descripción acerca de lo que se va a construir. (Ver ANEXO F)

3.8. CÓMPUTOS MÉTRICOS

En los cálculos métricos se especifican los nombres de los ítems, la unidad que se efectuara el cálculo, las dimensiones de la pieza, largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de los módulos que comprenden el proyecto.

Para calcular los volúmenes o áreas de cada ítem, es mejor si se lo realiza en una planilla Excel y con ayuda del programa de dibujo AutoCAD.

Los cálculos métricos se encuentran desarrollados sección de anexos.

(Ver ANEXO G)

3.9. PRECIOS UNITARIOS

Los análisis de precios unitarios, que se calculan para cada uno de los ítems de una obra en base a las especificaciones técnicas y planos, juntamente con los correspondientes volúmenes de obra, sirven para determinar el presupuesto de una obra.

Los elementos que componen un Precio Unitario son:

- Materiales
- Mano de obra
- Esquipo, maquinaria y herramientas
- Gastos generales y administrativos
- Utilidad
- Impuestos

(Ver ANEXO H 1, H 2, H 3, H 4).

3.10. PRESUPUESTO GENERAL

El presupuesto se elabora en base a los cálculos métricos y a los análisis de precios unitarios de cada una de las partidas que componen el proyecto. Los precios unitarios de las partidas se fundamentan en la certeza del cálculo de los costos de materiales, equipos y mano de obra, directa e indirecta requeridos para la construcción de cada ítems.

El costo de la obra alcanza un monto de: **11.453.163,14 bs. Once Millon(es) Cuatrocientos Cincuenta y Tres Mil Ciento Sesenta y Tres con 14/100 Bolivianos.**

(Ver ANEXO I).

3.11. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

Se realizó un cronograma de ejecución del proyecto que se recomienda seguir en la construcción de la “Unidad Educativa Prof. Rebeca Aguirre”, según el cronograma presente en el (ANEXO J), se tiene planificado la construcción del Edificio en un plazo de 450 días calendarios.

(Ver ANEXO J).

CAPÍTULO IV

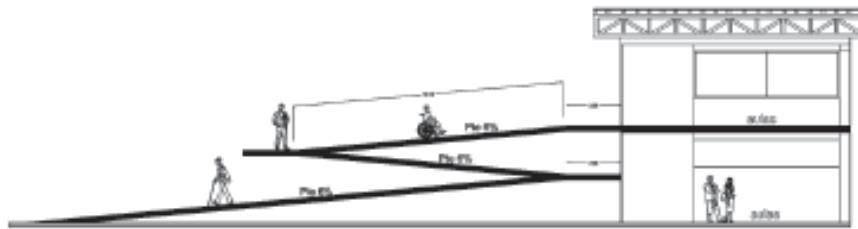
4. APOORTE ACADÉMICO

4.1. INTRODUCCIÓN

Una rampa es un elemento de la arquitectura o de la ingeniería que permite vincular dos lugares que se encuentran a diferentes alturas. Lo que permite la rampa es un camino descendente o ascendente para trasladarse de un espacio a otro a través de su superficie. Las rampas son sumamente necesarias cuando hablamos de accesibilidad, puesto que permite que cualquier tipo de individuo pueda acceder al medio que lo desee sin restricciones y con normalidad. Puesto que es necesario para las personas discapacitadas.

4.2. DATOS TÉCNICOS DE RAMPAS DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE ACCESIBILIDAD EN INSTITUCIONES EDUCATIVAS DEL SISTEMA EDUCATIVO PLURINACIONAL

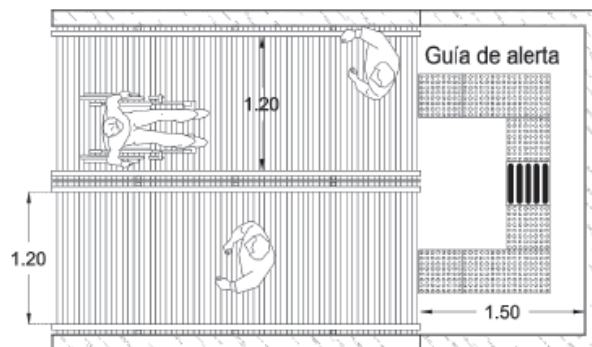
FIGURA N° 45 Rampa exterior en una estructura



Fuente: Reglamento de accesibilidad en instituciones educativas

- Ancho mínimo de rampa 1,20 m en áreas de poca circulación. (Figura 40).

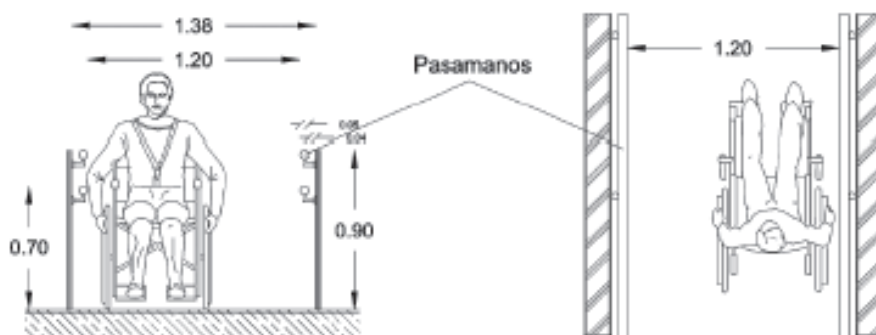
FIGURA N° 46 Ancho mínimo de rampa



Fuente: Reglamento de accesibilidad en instituciones educativas

- No se deberá disponer ningún objeto en todo el recorrido de la rampa y sus descansos.
- La disposición de cambio de dirección debe estar claramente señalizada en el piso mediante guías poco táctiles con textura en altorrelieve. (Figura 40).
- Cualquier disposición de elementos colgantes o sobresalientes, debe estar por encima de los 2,20 m del piso terminado.
- La superficie de los pisos deben ser uniformes y de material antideslizante.
- Los vanos y puertas deben estar dispuestos a una distancia de 2,00 m mínimo de los arranques de la rampa.
- La longitud máxima de la rampa entre descansos será de 20 m
- Se debe considerar barandas a ambos lados de la rampa,

FIGURA N° 47 Medidas de barandas en una rampa



Fuente: Reglamento de accesibilidad en instituciones educativas

- Cuando se disponga rampas del doble del ancho mínimo (2,00 m), se deberá colocar pasamanos centrales
- Los pasillos longitudinales y las rampas deben tener diferentes colores de piso para diferenciar el cambio de nivel.
- Las pendientes máximas a utilizar para salvar desniveles entre 0,31 y 1,00 m estará entre 9% y 10%.

4.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA RAMPA

La rampa se comporta como una losa en una dirección que se diseña igual que una viga de hormigón armado la cual se diseñará por la norma A.C.I. 318-14

4.4. MÉTODO DE CÁLCULO DE ESFUERZOS MÁXIMOS EN LA RAMPA

El método que se empleara para determinar los esfuerzos máximos a flexión como cortante será el método de análisis simplificado para vigas continuas no pretensadas y losas en una dirección

Se permite calcular el M_u y V_u para cargas gravitacionales para losas en una dirección si cumplen lo siguiente:

- Los elementos son prismáticos
- Las cargas están uniformemente distribuidas
- Haya dos o más vanos
- La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20% la luz del menor

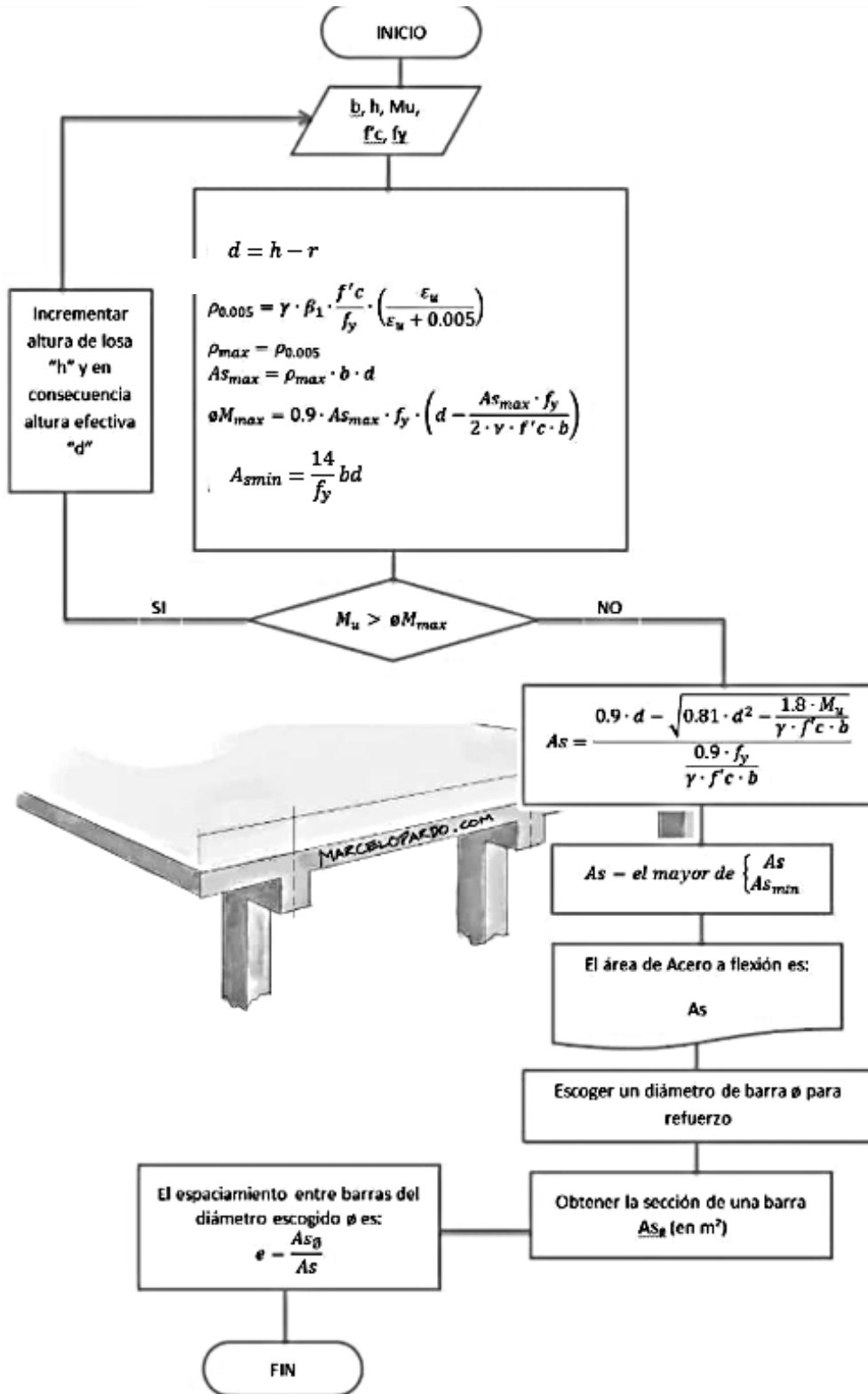
FIGURA N° 48 Momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

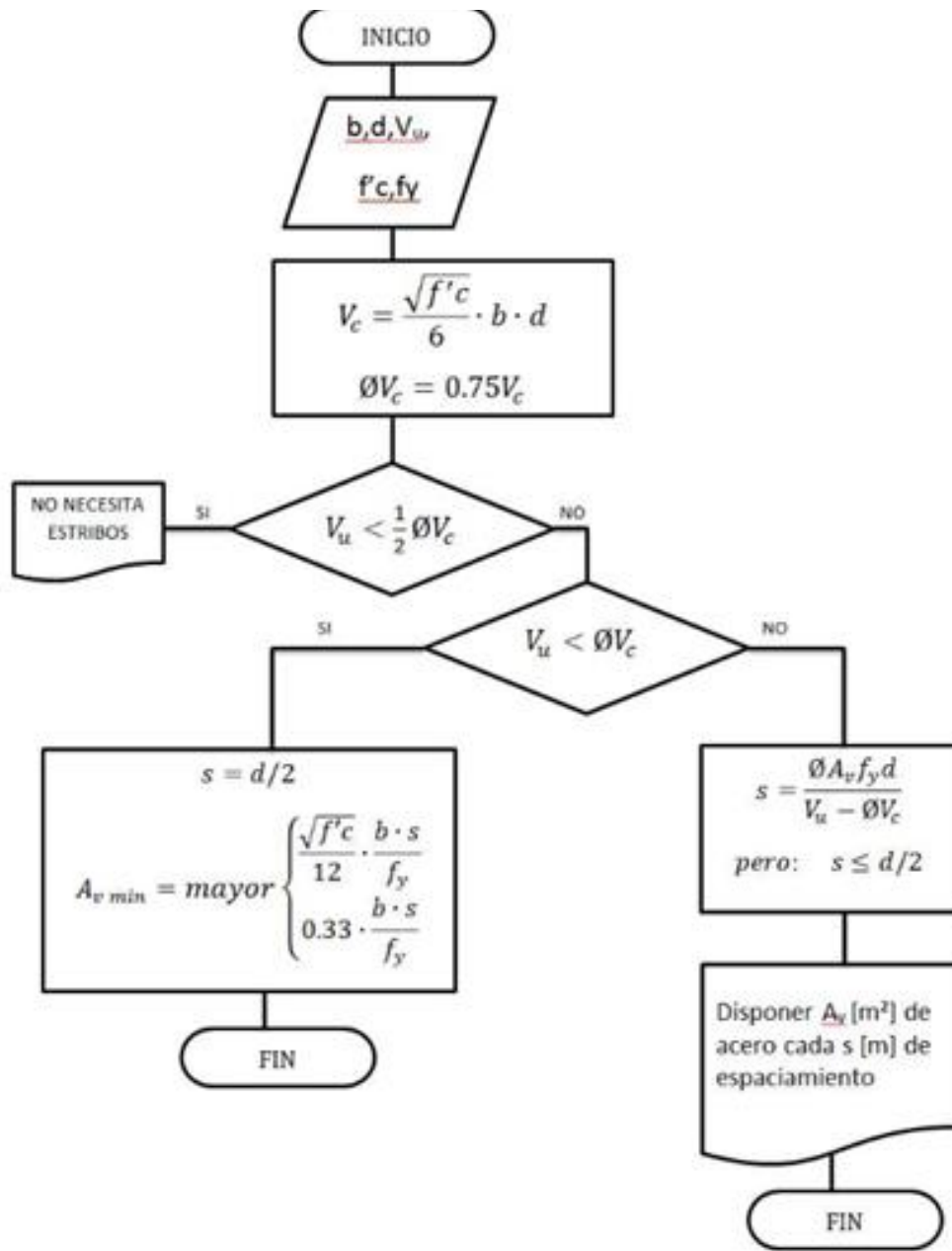
⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Fuente: Norma A.C.I. 318S-14

Diagrama de flujo para el cálculo a flexión de una losa en una dirección
 Norma ACI 318-14



**Diagrama de flujo para el cálculo a cortante de una losa en una dirección normal
A.C.I. 318-14**



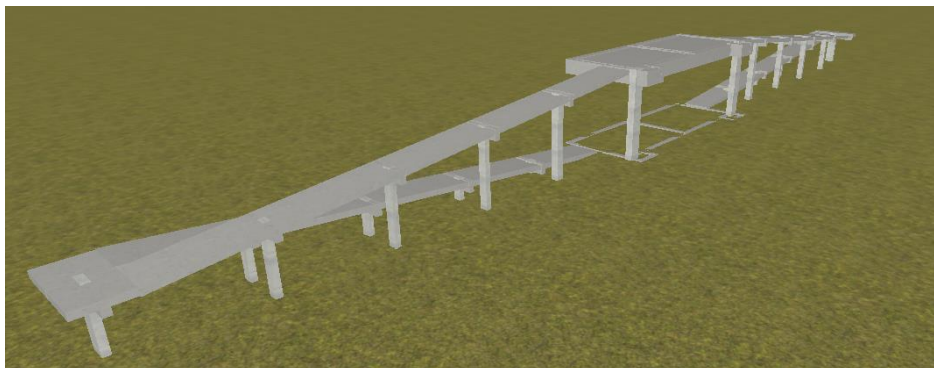
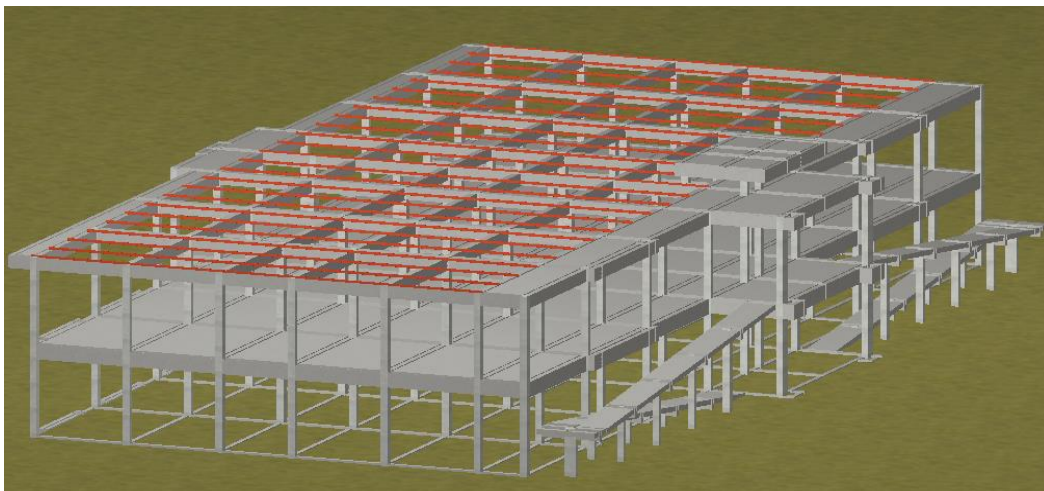
4.5. DIFERENCIAS ENTRE DISEÑO A FLEXIÓN DE LOSAS RESPECTO A VIGAS

El procedimiento en ambos casos es prácticamente el mismo. Sin embargo existen tres principales diferencias.

- En losas no suele colocarse refuerzo de acero a compresión. Cuando el momento flector sea muy grande en la losa, deberás optar por incrementar la altura de la losa.
- El requerimiento de acero mínimo en losas es menor que en vigas.
- Una vez obtenido el acero A_s necesario para refuerzo de la losa, en vez de escoger el número de aceros a colocar en la cara de tracción, es más conveniente escoger un espaciamiento «e» entre barras del mismo diámetro entre ellas, como se muestra en el diagrama de flujo

4.6. DISEÑO DE RAMPA (LOSA EN UNA DIRECCIÓN)

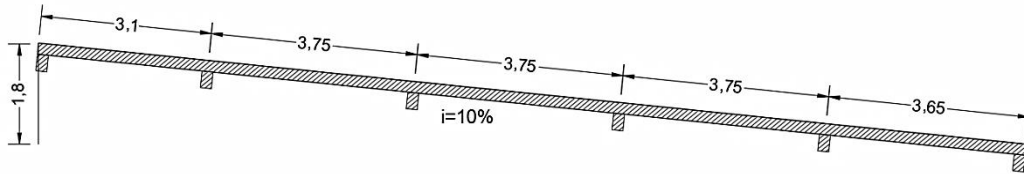
FIGURA N° 49 Rampa de hormigón armado bloque central



Fuente: Cypecad

4.6.1. PREDIMENSIONAMIENTO

FIGURA N° 50 Medidas de rampa en estudio



Fuente: Elaboración propia

Para losas macizas no preesforzadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa h no debe ser menor que los límites de la Tabla 24.

TABLA N° 32 Espesor de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

⁽¹⁾ Relaciones aplicables para concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Fuente: Norma A.C.I. 318S-14

Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla 4.1 deben multiplicarse por $(0,4 + f_y/700)$

$$h_{min} = \frac{L}{24} * \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = 0,17 \text{ m}$$

Por lo consiguiente se adoptara una altura de $h=20.00$ cm

$b= 130$ cm

$\gamma_H = 2500$ kg/m³

4.6.2. CARGAS ACTUANTES EN LA RAMPA

Carga de uso (L)

Carga de uso para rampa $L= 4,00$ KN/m²

$$Q_L = 4,00 * 1,3 \text{ m} = 5,20 \text{ KN/m}$$

Carga muerta (D)

Peso propio

$$P_p = \gamma_H * h * b = 6,50 \text{ KN/m}$$

Donde

h=altura de losa de rampa

b=base de rampa

γ_H =Peso específico del hormigón

Peso de baranda

$$P_{\text{baranda}} = 1,30 \text{ KN/m}$$

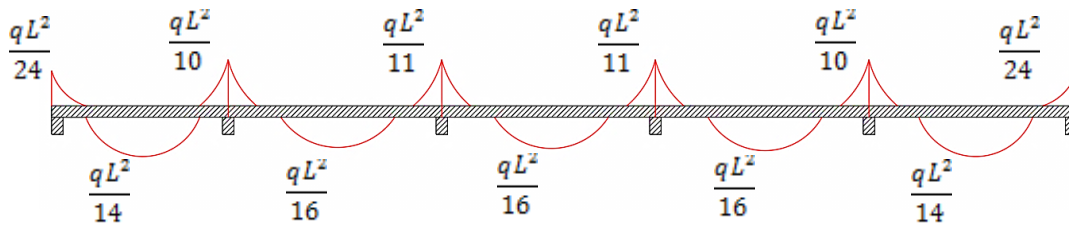
$$Q_D = P_p + P_b = 7,80 \text{ KN/m}$$

4.6.3. COMBINACIÓN DE CARGA

$$q = 1,2 * Q_D + 1,6 * Q_L = 17,68 \text{ KN/m}$$

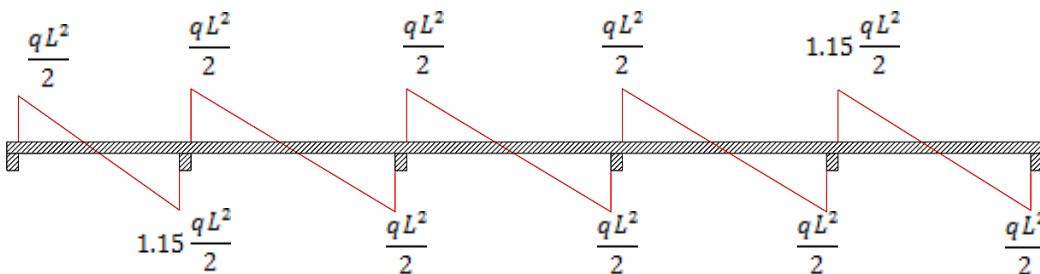
4.6.4. CÁLCULO DE ESFUERZOS DE LA RAMPA

FIGURA N° 51 Diagrama de momento



Fuente: Elaboración propia

FIGURA N° 52 Diagrama de cortante



Fuente: Elaboración propia

- **Momento máximo negativo**

$$M_U = \frac{q * L^2}{10} = 24,86 \text{ KN.m}$$

- **Momento máximo positivo**

$$M_U = \frac{q * L^2}{14} = 16,82 \text{ KN.m}$$

- **Cortante máximo**

$$V_U = 1.15 \frac{q * L}{2} = 37,11 \text{ KN}$$

Se usará el momento máximo para el cálculo de cuantía de hierro

4.6.5. DISEÑO A FLEXIÓN

Datos

$$M_u = 24.86 \text{ KN.m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

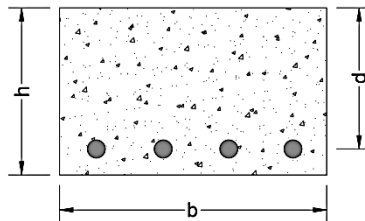
$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$b = 1.30 \text{ m}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ Para flexión}$$



- **Cálculo de la cuantía máxima**

$$\rho_{max} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c^l}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + 0.005} \right) = 0,013$$

- **Armadura máxima**

$$A_{max} = \rho_{max} b d = 29.575 \text{ cm}^2$$

$$\Phi M_{max} = 0.9 A_{max} f_y \left(d - \frac{A_{max} f_y}{2 * 0.85 f_c^l b} \right) = 0.197 \text{ MN.m} = 197,28 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_{max} \geq M_U$$

- **Armadura necesaria**

$$A_s = \frac{0,90d - \sqrt{0,81d^2 - \frac{1,80M_u}{0,85f_c' b}}}{\frac{0,90f_y}{0,85f_c' b}} = 0,000321 \text{ m}^2 = 3,21 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima**

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd = 6,37 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la armadura será el mayor de A_s y A_{smin} $A=6,37 \text{ cm}^2$

- **Numero de Fierros**

$$N = \frac{A_s}{A_{\theta 10}} = 8,39 \cong 9$$

- **Separación entre barras**

$$S = \frac{B - 2r}{N - 1} = 15,75 \text{ cm}$$

- **Área de acero real**

$$A_{sr} = NA_{\theta 10} = 7,02 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se dispondrá

$$\mathbf{\emptyset 3/8" c/15 \text{ cm}}$$

Verificación

$$A_{sr} = 7.02 \text{ cm}^2$$

$$d = h - r - \frac{\theta_8}{2} = 17,50 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = 1,27 \text{ cm}$$

Como el hormigón usado es menor a 30 MPa $\beta_1 = 0,85$

$$c = a\beta_1 = 1,08 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0,003(d - c)}{c} = 0,045 \geq 0,004 \text{ cumple}$$

Cálculo del momento nominal

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5327,65 \text{ KN.m} \geq M_u = 24,86 \text{ KN.m} \quad \text{cumple}$$

4.6.6. DISEÑO A CORTANTE

Datos

$$V_u = 37110,00 \text{ kg} = 37,11 \text{ KN}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,75 \text{ Para cortante}$$

- **Cortante que resiste el hormigón**

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c} b d}{6} = 184,16 \text{ KN}$$

$$V_u = 37,10 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} \phi V_c = 69,06 \text{ KN}$$

Como $V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c$ cumple, esto significa que no se necesita estribos

4.6.7. ACERO TRANSVERSAL A LA FLEXIÓN

En la dirección transversal que no resiste momento flector, la losa deberá armarse con acero mínimo para que no se abran grietas por retracción y fraguado. Eso significa armar la losa con acero de 3/8"=10 mm cada 15 cm en una de las caras de la losa. En este caso y casi siempre, en la cara inferior.

4.7. ANÁLISIS ECONÓMICO

4.7.1. CÓMPUTOS MÉTRICOS

ÍTEM	RAMPA DE HORMIGÓN ARMADO					20,072	UNIDAD	
	DESCRIPCIÓN	Nº VECES	DIMENSIONES			CANTIDAD		
			LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL		TOTAL
	RAMPA	4	18	1,3	0,2	4,68	18,72	
	DESCANSO	2	2,6	1,3	0,2	0,676	1,352	
							20,072	

4.7.2. ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

DATOS GENERALES				
Proyecto:		DISEÑO ESTRUCTURAL "UNIDAD EDUCATIVA PROF. REBECA AGUIRRE" COMUNIDAD TIGUIPA – VILLA MONTES – GRAN CHACO - TARIJA		
Actividad:		LOSA MACIZA DE H°A° DE RAMPA		
Cantidad:		20,07		
Unidad:		m³		
Moneda:		Bolivianos		
1.- MATERIALES	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1 Fierro corrugado	kg	85,0000	8,250	701,2500
2 Arena común	m³	0,5500	150,000	82,5000
3 Grava común	m³	0,7500	150,000	112,5000
4 Alambre de amarre	kg	1,6000	13,000	20,8000
5 Clavos	kg	1,6000	13,000	20,8000
6 Madera de construcción	pie²	50,0000	7,000	350,0000
7 Cemento portland	kg	350,0000	1,100	385,0000
8 Agua	l	200,0000	0,060	12,0000
TOTAL MATERIALES:				1.684,8500
2.- MANO DE OBRA	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1 Armador	hr	10,0000	18,750	187,5000
2 Ayudante	hr	18,0000	12,500	225,0000
3 Encofrador	hr	18,0000	18,750	337,5000
4 Albañil	hr	10,0000	18,750	187,5000
SUBTOTAL MANO DE OBRA:				937,5000
CARGAS SOCIALES (55,00% de SUBTOTAL MANO DE OBRA)				515,6250
IMPUESTOS IVA (14,94% de SUBTOTAL MANO DE OBRA+CARGAS SOCIALES)				217,0969
TOTAL MANO DE OBRA:				1.670,2219
3.- EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	Unid.	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1 Mezclador de hormigón 280 lt	hr	1,0000	25,000	25,0000
2 Vibradora de hormigón	hr	0,8000	15,000	12,0000
HERRAMIENTAS (5,00% de TOTAL MANO DE OBRA)				83,5111
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS:				120,5111
4.- GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	GASTOS GENERALES (10,00% de 1 + 2 + 3)			347,5583
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS:				347,5583
5.- UTILIDAD	UTILIDAD (10,00% de 1 + 2 + 3 + 4)			382,3141
TOTAL UTILIDAD:				382,3141
6.- IMPUESTOS	IMPUESTOS IT (3,09% de 1 + 2 + 3 + 4 + 5)			129,9486
TOTAL IMPUESTOS:				129,9486
TOTAL PRECIO UNITARIO (1+2+3+4+5+6):				4.335,4040

4.7.3. COSTO TOTAL DE RAMPA DE HORMIGÓN ARMADO

Costo=4335.4040*20.07=87011.56 Bs

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIÓN

1) CONCLUSIONES

- Como se planteó en el objetivo general, se llegó a cumplir de manera satisfactoria la realización del proyecto **DISEÑO ESTRUCTURAL “UNIDAD EDUCATIVA PROF. REBECA AGUIRRE” COMUNIDAD TIGUIPA – VILLA MONTES – GRAN CHACO – TARIJA**, aplicando la norma Boliviana NB 1225001-1 Y 1225001-2.
- Con el estudio topográfico que nos proporcionó el municipio de Villa Montes se analizó y se concluye que si cuenta con área adecuada para emplazar la infraestructura.
- Para la fundación de los bloques de la infraestructura se realizó la verificación del estudio de suelo y también se analizó la posibilidad de hacer un mejoramiento de suelo en el bloque central y pues se concluyó que no se realizará el mejoramiento de suelo ya que es un método antieconómico para el proyecto y se optó por fundar cada bloque con su respectiva capacidad portante verificada del estudio de suelo.
- En el diseño de la estructura, se utilizó el paquete CYPECAD versión 2017, donde se calculó la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, de donde se concluyó que los resultados tienen una mínima variación debiéndose al complejo análisis finito que realiza el software.
- Para el diseño estructural de columnas se verificó el pandeo, teniendo en cuenta las dimensiones mínimas que se establece en la norma NB 1225001 y todas recomendaciones de armado de los pilares.
- Se optó por emplazar una losa reticular con casetones para garantizar el confort y estética de la estructura. Siendo este un ambiente de demasiada concurrencia, pensando siempre en la seguridad de los estudiantes como el plantel educativo.
- Se realizó losa reticular con casetones de 40x40x20 cm en todos los ambientes, debido a que estos ambientes cuentan con luces grandes y amplias, y una losa reticular es más rígida y económica.
- En el diseño de viga se tiene dimensiones adecuadas, mayores a la mínima en primera planta y segunda planta como recomienda la norma NB1225001 y no

variando mucho con el diseño arquitectónico, en el sobrecimiento se mantuvo las dimensiones de la arquitectura debido a que no soportan muchas cargas.

- En las fundaciones se estudió y se hizo la verificación de una zapatas aisladas, donde se demuestra que cumple con la tensión admisible del suelo y cumple a Punzonamiento con los datos obtenidos del programa Cypecad.
- Se realizó el cálculo de asentamiento por bloques donde se muestra que son asentamientos mínimos y aceptables.
- Se hizo la verificación de los diferentes perfiles metálicos que se utilizarán en la cubierta metálica así obteniendo eficiencia óptima.
- El costo total del proyecto **DISEÑO ESTRUCTURAL “UNIDAD EDUCATIVA PROF. REBECA AGUIRRE” COMUNIDAD TIGUIPA – VILLA MONTES – GRAN CHACO – TARIJA**, como establece las limitaciones es de **11.453.163,14 bs. Once Millon(es) Cuatrocientos Cincuenta y Tres Mil Ciento Sesenta y Tres con 14/100 Bolivianos**.
- Se determinó el tiempo de construcción del proyecto, todos estos referidos únicamente al ámbito de soporte estructural, obteniendo un tiempo de 450 días calendario.
- Se aclarará que el costo obtenido solo contempla los Módulos de Obras Preliminares y complementaria, Obra Gruesa bloque superior, Obra Gruesa bloque central y Obra Gruesa bloque inferior.

2) RECOMENDACIONES

- En el momento de la ejecución del proyecto se debe seguir a detalles con los planos establecidos y las especificaciones técnicas, para evitar fallas en el futuro.
- No realizar modificaciones de ambiente debido a que la estructura fue diseñada a unas cargas establecidas y si se quiere modificar, consultar con el ingeniero encargado.
- Se recomienda hormigonera en horas de la tarde debido a que en el día el clima es caliente y el hormigón siempre sube su temperatura al momento del mezclado.
- Para el armado de la losa reticular se recomienda contar con personal con experiencia, dado que esto será de gran ayuda para su puesta en obra y seguir con

las normativas correspondientes de diseño y seguridad vigentes, optimizando así su tiempo de ejecución como se haya propuesto.

- Para el montaje de la cubierta se recomienda realizarlo en horas de la mañana ya que a esa hora no hace mucho viento y no están calor.
- Se recomienda tomar en cuenta los recubrimientos mínimos de todos los elementos estructurales ya que es estos recubrimiento protegen las armaduras de fierro.