

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema.-

La educación es un derecho humano fundamental y una herramienta decisiva para el desarrollo de las personas y las sociedades.

El Núcleo Naranjos perteneciente al Distrito N° 1 del Municipio de Entre Ríos carece de infraestructura educativa adecuada para la enseñanza, debido a que algunos de estos ambientes son inadecuados, bajo cualquier punto de vista para la enseñanza.

Es importante considerar el incremento de la población estudiantil, que va creciendo conforme pasan los años y tomar en cuenta de que no existe una adecuada infraestructura para albergar a los estudiantes del nivel secundario.

1.1.1.-Planteamiento.-

La tasa de escolaridad en las unidades educativas es uno de los problemas más preocupantes para la educación lo cual trae como consecuencia la dificultad en el proceso de aprendizaje, además genera problemas de atención y como consecuencia se distraen con facilidad.

Las principales causas de aglomeración se deben a:

- Elevada matriculación estudiantil.
- Falta de infraestructura.
- Falta de recursos económicos.

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se prevén son:

- Deserción escolar.
- Educación deficiente.
- Incomodidad por parte de los alumnos.

Para lo cual se busca alternativas técnicas, las cuales son planteadas en base a un diseño arquitectónico, el cual está ligado a varios aspectos como ser: la superficie disponible, la topografía, la tecnología el aspecto cultural del lugar.

Dentro de este marco se plantean la construcción de una nueva infraestructura en el terreno dispuesto por la unidad educativa de manera que cumpla con los requerimientos mínimos para una buena educación y de calidad.

Para que de esta manera la educación pueda mejorar la vida y pueda acabar con el círculo de la pobreza que amenaza a la sociedad.

1.1.2. Formulación.-

Con el objeto de poder cubrir la tasa de crecimiento estudiantil y brindar a los estudiantes una infraestructura eficiente, factible y calidad para una educación acorde a las nuevas tendencias educativas.

Es por lo cual con la elaboración del proyecto de un bloque de aulas completo, en el que se incluye un auditorio, sala de computación, biblioteca, dirección y otros, para beneficio de la comunidad de Naranjos se incrementará la calidad de vida y el desarrollo al asegurar a la juventud la educación y además mejorar la cobertura del servicio educativo alrededor de la comunidad que aumentará en un 40%.

1.1.3. Sistematización.-

La falta de la construcción de una nueva infraestructura en el terreno del área de educación correspondiente al Núcleo Naranjos, que cumpla con los requerimientos mínimos para una buena educación que consta de una cercha metálica tipo Pratt, cubierta de calamina, losa de entre piso alivianada con viguetas prefabricadas, pórtico de H^oA^o conformado por vigas y columnas, escalera de H^oA^o, muros de ladrillos, cimientos de H^oC^o, zapatas.

Con todo esto se pretende beneficiar a todos los estudiantes del Distrito, para que todos cuenten con una mejor educación de calidad.

1.2. Objetivos.-

1.2.1. General.-

- Realizar el diseño estructural del bloque I “Núcleo Escolar Naranjos”, realizando comparaciones entre dos tipos de losas de entre pisos para definir la más adecuada.

1.2.2. Específicos.-

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Analizar el suelo de fundación y de este determinar el tipo de cimentación a utilizar.
- Realizar el diseño estructural de los elementos de sustentación (estructura a porticada de H^oA^o).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de cubierta (Cerchas metálica).
- Realizar el diseño estructural de los elementos de entrepiso (Losas alivianadas con viguetas prefabricadas y losas reticulares con complementos de poliestireno).
- Comparar técnica y económicamente las alternativas analizadas de losas.
- Aplicar el software CYPECAD para el cálculo estructura.
- Verificar los resultados de la estructura a porticada con la aplicación de ACI 318s-08.
- Plantear una estrategia para la ejecución del proyecto.

1.3. Justificación.-

Unas de las aspiraciones de la población en si es poder contar con una infraestructura adecuada que cuente con ambientes cómodos de acuerdo a la necesidades actuales de la educación, considerando que esta beneficie en si a todo el distrito en general donde se encuentra. Para de esta manera poder incentivar a la educación a todos los niños y jóvenes, para mejorar su calidad de vida.

1.3.1. Académico.-

Se profundizarán y desarrollarán todos los conocimientos adquiridos, para poder llevar a cabo en el campo práctico la aplicación de la teoría con la construcción de una nueva infraestructura en el terreno dispuesto por la unidad educativa.

1.3.2. Técnico.-

Las condiciones de infraestructura serán de calidad y suficientemente útiles para sus funciones, cubriendo la demanda actual de del servicio educativo y cumpliendo con las siguientes necesidades pedagógicas y antropométricas reales, aumentando conocimientos prácticos y desarrollando actividades culturales que refuercen la educación.

1.3.3. Institucional y social.-

Considerando que la educación es una necesidad primordial para el desarrollo de la sociedad, que toda persona necesita para poder desarrollar su conocimientos y habilidades por esto se pretende realizar el diseño estructural del bloque I núcleo escolar Naranjos tratando de logrando llegar a toda la comunidad estudiantil de la comunidad y comunidades aledañas de esta manera apoyar al municipio de Entre Ríos que tiene la capacidad técnica-administrativa legal.

Con el diseño estructural del bloque I núcleo escolar Naranjos ayudando al desarrollo y la economía de los padres de familia ya que con nuevas aulas no tendrán que acudir a unidades educativas aledañas, así también disminuirá el índice de personas sin educación logrando un gran paso para la comunidad de naranjos.

1.4. Alcance del proyecto.-

De acuerdo al análisis de alternativas desarrollado en el perfil se eligió la segunda alternativa de acuerdo a esta alternativa se definirá el alcance del proyecto a continuación.

1.4.1. Resultados a lograr.-

Los resultados a lograr serán desarrollados en el transcurso del desarrollo del proyecto de grado que abarcará:

- Verificación del estudio de suelos realizado, se desarrollara para el diseño estructural, realizando un estudio de suelos (ensayo de penetración estándar) así determinar la capacidad portante del suelo, la cual debe ser suficiente para soportar el peso propio de la estructura.

Además con la capacidad portante, diseñar las fundaciones, la profundidad a la cual van a estar ubicadas, este estudio será realizado en el laboratorio de suelos de la U.A.J.M.S.

a base de muestras tomadas en el lugar de emplazamiento, “Núcleo Escolar Naranjos”.

- Comparación técnica y costo de losa alivianada con viguetas prefabricadas y una losa reticular con casetones de poliestireno.
- Diseño cálculo de los elementos estructurales con secciones que cumplan con los esfuerzos establecidos en los “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” (ACI 318s-08) y diseño

estructural de la cubierta que cumpla con las especificaciones de la AISC (360-10 para construcciones de acero).

- Métodos constructivos aplicables y especificaciones técnicas de los ítems necesarios para el aporte académico.
- Planos estructurales del diseño.
- Realización del presupuesto de la obra con cálculos métricos y precios unitarios de los ítems necesarios para el aporte académico.

1.4.2. Restricciones y limitaciones.-

Estas restricciones fueron planteadas analizando el desarrollo del proyecto tomando en cuenta el tiempo de ejecución de la misma los cuales se indican a continuación:

- Sólo se realizará el diseño estructural del Núcleo Escolar Naranjos.
- Se recabarán los datos de ingeniería básica para elaboración del proyecto de la entidad promotora Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos.
- El diseño de instalaciones (eléctricas, sanitarias, potables) no se lo realizara.
- No se realizará especificaciones técnicas de obra fina.
- No se realizará el presupuesto general de la obra solo de las partes que se necesiten en el aporte académico.

1.4.3. Aporte del estudiante.-

Comparación técnica y costo de una losa alivianada con viguetas pre-fabricadas y una losa reticular con casetones de poliestireno.

1.5. Marco de referencia.-

1.5.1. Espacial.-

El presente proyecto, se realizará en la comunidad de Naranjos, perteneciente al Municipio de Entre ríos, Provincia O'Connor del Departamento de Tarija.

La comunidad de Naranjos, pertenece al cantón Moreta, que a su vez pertenece al Distrito N° 1 del Municipio de Entre Ríos, Provincia O'Connor, se encuentra aproximadamente a 8

Km de la capital del Municipio, Entre Ríos, una altitud de 1,219 m.s.m. y sus coordenadas son 21°31'60" N y 64°7'60" E en formato DMS (grados, minutos, segundos) o -21.5333 y 64.1333 (en grados decimales). Su posición UTM es LB81 y su referencia Joint Operation Graphics es SF20-06.

El Municipio de Entre Ríos, Primera y Única Sección de la Provincia O'Connor, se encuentra ubicado en la parte central del Departamento de Tarija, en la zona denominada Subandino, a 108 km de la ciudad capital. Limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con las Provincias Arce (municipio de Padcaya) y Gran Chaco (municipio de Caraparí), al este con la Provincia Gran Chaco (municipios de Caraparí y Villa Montes) y al oeste con la Provincia Cercado. La extensión territorial del municipio de Entre Ríos es de 6.406 km², representando el 17,2% de la superficie departamental y el 0,5% del territorio nacional.

Ubicación geográfica del proyecto

Figura 1.1



Fuente: Mapas geográficos google

Ubicación de departamental

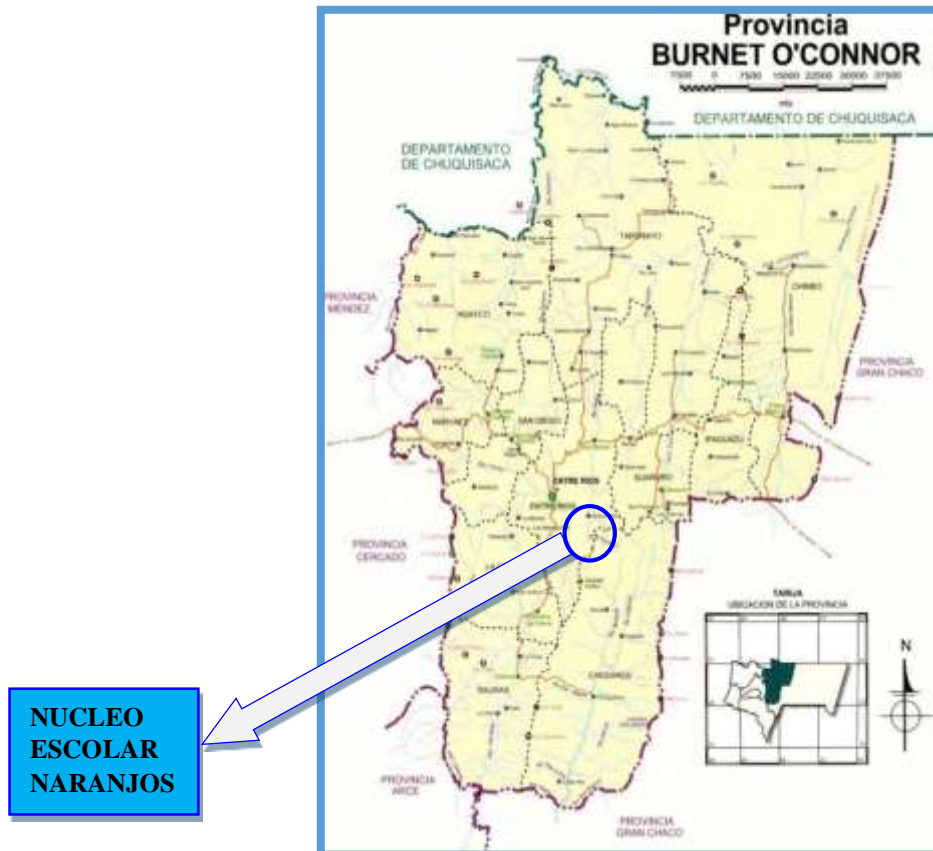
Figura 1.2



Fuente: Mapas geográficos google

Ubicación de Municipal

Figura 1.3



Fuente: Mapas geográficos google

1.5.2. Temporal.-

En el diseño final del proyecto se considerará 30 años como vida útil del proyecto.

1.6. Información socio económica del área del proyecto.-

1.6.1. Población del área de influencia.-

El proyecto “Diseño estructural bloque I núcleo escolar Naranjos”, comprende la comunidad de Naranjos, comunidad que será beneficiada de manera directa, con la ejecución del presente proyecto, por lo que es importante el análisis de todas las características tanto demográficas, socioculturales y productivas de la zona.

La población estudiantil de la zona se resume en la siguiente tabla:

Población estudiantil de la zona.
Tabla 1.1

NIVEL INICIAL	Nº ALUMNOS
1era Sección	8
2da Sección	7
NIVEL PRIMARIO	Nº ALUMNOS
1ero	6
2do	7
3ero	9
4to	10
5to	9
6to	10
NIVEL SECUNDARIO	Nº ALUMNOS
1ero	15
2do	13
3ero	13
4to	12
5to	11
6to	14
Varones	78
Mujeres	66
TOTAL Nº ALUMNOS GESTION 2016	144

Fuente: Elaboración CCEDSE con datos Dir. Dist. Entre Ríos 2016.

1.6.2. Lenguajes que habla la población.-

Mediante la encuesta Comunal, se constata que el 100% de la población actual es de habla española.

Idiomas que hablan las familias de las comunidades beneficiarias con el proyecto

Tabla 1.2

COMUNIDAD	IDIOMAS QUE HABLAN			
	ESPAÑOL	QUECHUA	AYMARÁ	GUARANÍ
Área de influencia del proyecto	1	--	--	--

Ref. 1= Toda la Población, 2= La mitad de la población y 3= La Minoría de la población.

Fuente: Diagnostico realizada en el Municipio de Entre Ríos.

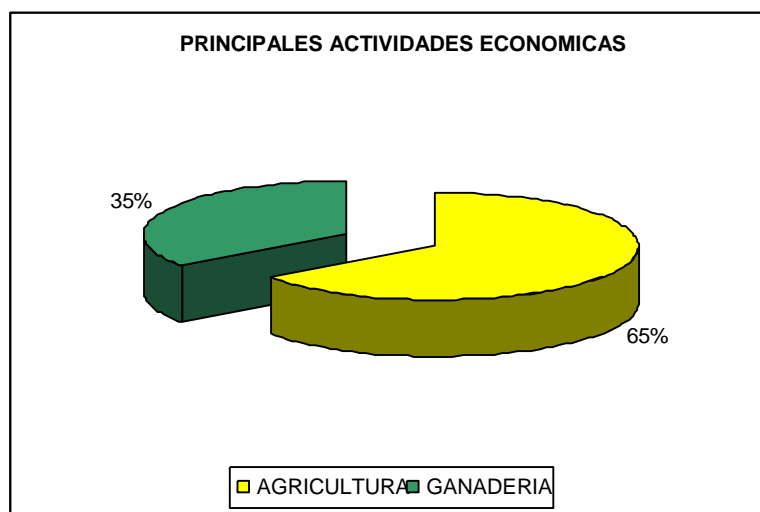
1.6.3. Principales actividades económicas.-

Las principales actividades que se desarrollan y de las cuales dependen las familias de las comunidades beneficiarias con el Proyecto, son la agricultura y la ganadería.

En el siguiente gráfico se observa que la actividades más importantes de sobre vivencia son la agricultura y la ganadera, ya que el 55% de las familias se dedica a la actividad agrícola y el 45% a la ganadería.

Principales Actividades Económicas

Figura 1.4



Fuente: Elaboración diagnóstico municipal Entre Ríos.

1.6.4. Servicios de educación.-

De manera general, el Distrito Escolar de Entre Ríos cuenta con 10 núcleos o establecimientos centrales, conformados por 79 establecimientos o unidades educativas, 77 fiscales y 2 de convenio. Existen 7 unidades que brindan servicios educativos hasta el nivel secundario, ubicadas en el centro poblado de Entre Ríos y en las comunidades de Potrerillos, Ñaurenda, Chiquiacá, Salinas y Narvárez. Aproximadamente 14 comunidades todavía no cuentan con

servicio educativo, entre las que se pueden citar: San Josecito Sud, Fuerte Santiago, Huayco El Tigre, Santa Clara, Los Campos, Vallecito Marqués y Supitin.

La comunidad de Naranjos cuenta con una unidad educativa, ubicada dentro de la comunidad, donde se imparte educación desde pre-básico hasta sexto grado de secundaria, son 144 alumnos inscritos y que asisten al Núcleo en esta gestión 2016.

1.6.5. Acceso.-

La comunidad de Naranjos, pertenece al cantón Moreta, que a su vez pertenece al Distrito N° 1 del Municipio de Entre Ríos, Provincia O'Connor, se encuentra aproximadamente a 8 km de la capital del Municipio, Entre Ríos:

Distancia de los caminos a diferentes poblaciones

Tabla 1.3

Tramo	Distancia (km)	Tiempo de Viaje Min.	Estado de conservación
Entre Ríos – Naranjos	8	10	Bueno
Tarija - Entre Ríos	108	120	Bueno

Fuente: Diagnostico realizada en el Municipio de Entre Ríos.

1.6.6. Servicios básicos existentes.-

Contar con los servicios básicos en cualquier comunidad, es de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el gobierno central y/o municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros, descuido de las autoridades centrales, entre otros factores. En este apartado se analiza si las comunidades del área de influencia del proyecto cuentan con los servicios anteriormente citados.

1.6.6.1. Servicios agua potable.-

En la actualidad la comunidad cuenta con un sistema de Agua Potable por cañería, el cual el 95% cuentan con este servicio y el restante 5% no cuenta con este servicio, debido a diferentes motivos, pero esto mejorará en gran medida, con las acciones del Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos.

1.6.6.2. Servicio de alcantarillado.-

En ninguna de las Comunidades del área rural se cuenta con sistemas de alcantarillado sanitario, sin embargo, algunas familias cuentan con pozos ciegos o cámaras sépticas, que son los medios más usados para eliminar excretas.

Todas estas familias que no tienen la oportunidad de contar con un sistema de eliminación de excretas, se ven obligadas a hacer sus necesidades en campo abierto, lo que se convierte en un foco de contaminación y por tanto a una mayor exposición de enfermedades y parásitos, poniendo en riesgo la sanidad de las mismas familias, de los animales domésticos y el medio ambiente (agua de los ríos y aire).

1.6.6.3. Servicios de electricidad.-

Actualmente la comunidad cuenta con este servicio.

1.6.6.4. Servicios de salud.-

El municipio de Entre ríos cuenta con 25 establecimientos de salud, 1 hospital de segundo nivel ubicado en la capital del municipio, 2 centros de salud localizados en Potrerillos y Palos Blancos y 22 puestos sanitarios en diferentes comunidades, (ver tabla 1.4).

El personal de salud consta de 55 miembros: 5 doctores, 1 odontólogo, 6 enfermeras titulares y 26 auxiliares, 6 personeros de malaria y otros 5 trabajadores (choferes, etc.) Falta indicar, infraestructuras, equipamientos y calidad.

Municipio de Entre Ríos: servicio de salud

Tabla 1.4

Comunidad	Tipo de Establecimiento	Distrito al que Pertenece
Entre Ríos	Hospital Segundo Nivel	1
Potrerillos	Centro de Salud	5
Palos Blancos	Centro de Salud	6
Suaruro	Puesto Sanitario	1
Tarupayo	Puesto Sanitario	6
San Josecito	Puesto Sanitario	2
Narvárez	Puesto Sanitario	2
Valle del Medio	Puesto Sanitario	1

Salinas	Puesto Sanitario	3
La Cueva	Puesto Sanitario	3
Saladito	Puesto Sanitario	5
Timboy	Puesto Sanitario	5
Ñaurenda	Puesto Sanitario	5
Puerto Margarita	Puesto Sanitario	6
Lagunitas	Puesto Sanitario	6
Narvaez Norte	Puesto Sanitario	2
Yukimbía	Puesto Sanitario	6
Chiquiacá	Puesto Sanitario	4
Tentapiau	Puesto Sanitario	6
Yuati	Puesto Sanitario	6

Fuente: Gerencia de Salud Entre Ríos

Finalmente, cabe citar algunos indicadores de salud del municipio de Entre Ríos:

- La esperanza de vida al nacer es de 59 años, menor al promedio departamental que es de 62 años.
- La tasa global de fecundidad es de 4.7%, mayor a la del departamento que es de 4.14%.
- La Tasa de mortalidad infantil es de 68 ‰, superior a la tasa promedio departamental que es de 49 ‰.
- La atención del último parto en un establecimiento de salud es de aproximadamente el 30%, menor al promedio departamental que es de 64%.

La comunidad de Naranjos no cuenta con un centro de salud o posta sanitaria, los habitantes deben recurrir al centro de salud de Entre Ríos donde se cuenta con un hospital de Segundo Nivel.

1.6.6.5. Recolección y disposición de residuos sólidos.-

Los sistemas de recolección y tratamiento de basuras y residuos sólidos, no existen en ninguna de las Comunidades de área Rural, por lo que en la mayoría de los casos la basura es quemada, enterrada en los terrenos, sirve alimentación a los animales o lo tiran al aire libre.

1.6.7. Aspectos sociales.-

1.6.7.1. Composición étnica de la población.-

“Históricamente y desde tiempos anteriores a la conquista Española, el pueblo Guaraní ha existido en gran parte de lo que actualmente es la Provincia O’connor, a partir de este momento y durante el proceso colonizador, su territorio se ha caracterizado por una constante disminución hasta llegar al área que actualmente se denomina Itikaguazu. Esta intervención ha provocado cambios traumáticos en la Cultura Guaraní derivando en la reducción de sus habitantes y la transformación de hábitos, costumbres y creencias.

No obstante los embates de la conquista, el sometimiento de las misiones religiosas, la tenacidad y persistencia de este pueblo les ha permitido sobrevivir preservando aún gran parte de su bagaje cultural; actualmente otros factores como la reforma agraria, diversas leyes del estado y tendencias como la globalización continúan afectando su entorno, forma de vida y estructura comunitaria.

El pueblo Guaraní se encuentra actualmente ubicado en dos de las seis Provincias del Departamento de Tarija, la mayor concentración humana se encuentra en la Provincia O’connor que alberga a 18 comunidades, las restantes que son en menor número se asientan en la Provincia Gran Chaco. La división política originaria correspondiente a la zona del Itikaguazu comprende tres capitanías sectoriales: Ñaurenda, Tentaguazu y Puerto Margarita, el espacio territorial ocupado se acerca al 50% del total de la Provincia.

La población Guaraní total en la Provincia O’connor alcanza a 2.398 habitantes de las cuales el 49,87% son varones y el 50,13% son mujeres. Las familias en promedio están conformadas por 6,2 miembros y viven agrupadas en pequeñas comunidades bastantes dispersas perteneciendo generalmente a la rama de una misma familia.

Los habitantes de las Comunidades campesinas son descendientes de blancos criollos y mestizos provenientes principalmente de diversas zonas del Valle Central de Tarija que en tiempos posteriores a la colonización comenzaron a emigrar hacia la Provincia en busca de espacios donde desarrollar actividades agropecuarias. Actualmente en diversas comunidades principalmente las que se encuentran próximas a la zona de Itikaguazu se ha comenzado a establecer un mestizaje entre criollos denominados en la zona “Carays” con los aborígenes Guaraníes relación que viabilizará nuevas formas de convivencia.

En cuanto al área de influencia del proyecto, se puede decir que actualmente toda la población es de origen Mestizo/Criollo.

Población según etnias

Tabla 1.5

Comunidad	Número de familias	Población según etnias (%)		
		Mestizo/criollo	Guarani	Quechua/Aymara
Área de influencia del proyecto	90	100%	0%	0%
Total	90			
Promedio		100%	0%	0%

Fuente: Elaboración diagnostico municipal Entre Ríos.

1.6.7.2. Costumbres.-

En cada región y en cada lugar se tienen sus propias costumbres y tradiciones que lo identifican culturalmente a la población y por ende a la persona. Entre las costumbres más sobresalientes de las comunidades beneficiadas con el proyecto se tiene Año Nuevo, Navidad, Carnaval, San Santiago, Fiesta de la Virgen de Guadalupe y Todos Santos, en el cuadro siguiente se detallan estas costumbres.

Costumbres y calendario festivo

Tabla 1.6

Comunidad	Calendario festivo	Tipo de fiesta
Área de influencia del proyecto	Enero, Febrero, Mayo, Julio, Octubre, Noviembre, Diciembre	Año Nuevo, Carnaval, Fiesta de la Cruz, San Santiago, Fiesta de la Virgen de Guadalupe, Todos Santos, y Navidad

Fuente: Elaboración diagnostico municipal Entre Ríos.

2. MARCO TEÓRICO.-

2.1. Levantamiento topográfico.-

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra. En un levantamiento topográfico, con la estación total, se toman los datos necesarios, para su posterior representación gráfica del área en estudio.

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

2.2. Estudio del suelo.-

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico.

El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586.

Este equipo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir limos y arcillas, en cambio, para suelos arcillosos, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas deberá de tenerse cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo. Se inspeccionara el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes.
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. Aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

2.3. Diseño arquitectónico.-

El diseño arquitectónico tiene como objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto estético, como tecnológico, además presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos. Sin embargo el diseño arquitectónico influye en el planteo estructural. Es por ello que para su diseño arquitectónico debe ser definido para de esta manera realizar el cálculo de la infraestructura.

El diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de los espacios habitables para el ser humano, tanto en lo estético como en el tecnológico. Entendiendo al diseño como un proceso creativo encausado hacia una meta, existen ciertas bases que apoyen su desarrollo y su creatividad.

2.4. Idealización estructural.-

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. Las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a las componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada se llama diagrama de líneas.

2.5. Sustentación de Cubiertas.-

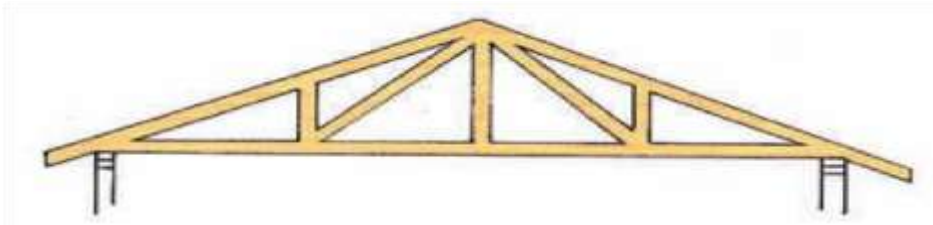
La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, nieve, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

2.5.1. Cubierta Metálica

Dentro del análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

Cercha T ipo Pratt

Figura 2.1



Fuente: Diseño de cerchas Synergy.

La cercha Pratt consta de montantes verticales que trabajan a la compresión y diagonales a la tracción. Los elementos diagonales encargados de resistir el esfuerzo de tracción son más largos que los sometidos a la compresión. Se recomienda su uso para pendientes entre 25° y 45° y luces de hasta 30 m. Alguna opción para poder determinar el material puede ser de calamina zincalum siguiendo la norma Astm-A-792-M para su producción. Como así también existen otras especificaciones de empresas que realizan las cubiertas metálicas como la empresa Becam de procedencia uruguaya, adecuando a los productos existentes en nuestro país, dicho esto la empresa importadora Campero fabrica una calamina con las mismas especificaciones de la empresa Becam tomando los datos que se necesitan para el diseño de la cubierta que se desarrollarán a continuación.

2.5.1.1. Materiales y recubrimientos acero revestido.-

El acero base utilizado para cubiertas metálicas, es un acero estructural de bajo contenido de carbono, de alta resistencia y ductilidad. Este acero es fabricado cumpliendo normas internacionalmente reconocidas conforme al país de procedencia del acero (Australia, Brasil, etc.).

Las características del material son las mostradas en la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2.

Propiedades físicas

Tabla 2.1

Densidad (g/cm ³)	7.8
Coefficiente de dilatación térmica (mm/m/°C)	50.0

Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam

1

Debido a las propiedades físicas del acero, debe tenerse en cuenta la variación de longitud de las chapas por efecto de las variaciones de temperatura.

Si bien depende de diversos factores, es usual adoptar para el diseño de los elementos de cubierta una diferencia térmica de 50°C.

Propiedades mecánicas

Tabla 2.2

Valores de calculo	Resistencia a la fluencia (Mpa)	275
	Resistencia a la rotura (Mpa)	380
Módulo de elasticidad (Mpa)		210000

Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam.

Dimensiones, peso y propiedades de sección

Sinusoidal BC 18

También llamado “acanalado común”, es el más antiguo de los perfiles en el mercado. Es utilizado para cubiertas con separaciones entre apoyos entre 1.10/1.30m.

Dimensiones Sinusoidal BC 18

Tabla 2.4

	0.41 mm	0.50 mm	0.70 mm
BC-18	1.10 m.	1.20 m.	1.30 m.

Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam.

Dimensiones Sinusoidal BC 18

Figura 2.2



Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam.

Los anchos útiles para el caso de la chapa BC 18, están establecidos asumiendo un solape de 1½ onda.

Información técnica de chapa de acero BC18

Tabla 2.5

Espesor (mm)	0.41	0.45	0.50	0.70
Peso (kg/m ² útil)	3.65	4.31	4.52	6.70
Peso (kg/m lineal)	3.65	4.31	4.52	5.70
Momento de inercia (cm ⁴ /m útil)	1.84	2.07	2.30	3.22
Módulo de resistencia (cm ³ /m útil)	2.04	2.30	2.56	3.58

Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam.

Tablas de distancias admisibles entre apoyos

Las tablas presentadas más adelante suministran la distancia entre apoyos máxima admisible sólo para el caso de carga uniforme. Las cargas uniformes surgen de integrar las cargas de viento y el peso propio de la chapa. Para cada modelo de chapa se presentan 2 tablas, una para el caso de la chapa en 2 apoyos y otra para el caso en que la chapa se disponga sobre más de 2 apoyos con separación entre apoyos uniforme. Para el cálculo presentado en las tablas se toman las siguientes restricciones:

Flecha máxima $\leq 1/200$

Luz para BC18, BC35, BC30 y BK 460

Flecha máxima $\leq 1/150$

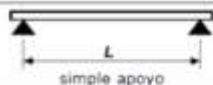

Luz para BC700 y BC800

Tensión máxima $\leq 1750 \text{ kg/cm}^2$ para las chapas de acero revestido.

Las tensiones máximas tienen en cuenta que la carga uniforme la conforma prácticamente en su totalidad el viento, por lo que se mayoraron las tensiones admisibles en un 25%.

Distancias admisibles entre apoyos

Tabla 2.6

		 simple apoyo Vano máximo para 2 apoyos				 con continuidad Vano máximo para 3 o más apoyos			
		Espesor (mm)				Espesor (mm)			
		0.41	0.45	0.50	0.70	0.41	0.45	0.50	0.70
CARGA UNIFORME (Kg/m ²)	40	1.55	1.61	1.67	1.87	1.91	1.99	2.06	2.31
	50	1.44	1.49	1.55	1.73	1.78	1.85	1.91	2.14
	60	1.35	1.41	1.46	1.63	1.67	1.74	1.80	2.01
	75	1.26	1.31	1.35	1.51	1.55	1.61	1.67	1.87
	90	1.18	1.23	1.27	1.42	1.46	1.52	1.57	1.76
	100	1.12	1.17	1.21	1.35	1.39	1.44	1.49	1.67
	120	1.07	1.12	1.16	1.29	1.33	1.38	1.43	1.60
	140	1.02	1.06	1.10	1.23	1.26	1.31	1.36	1.52
	160	0.98	1.01	1.05	1.18	1.21	1.25	1.30	1.45
	180	0.94	0.98	1.01	1.13	1.16	1.21	1.25	1.40
	200	0.91	0.94	0.98	1.09	1.12	1.16	1.21	1.35
Luz límite para que el vano máximo este dado por la limitación de la flecha, a partir de la cual la condicionante a tensión					0.52	0.98			

Fuente: Diseño de cubiertas metálicas Becam.

En general existen dos aspectos a considerar en el dimensionamiento inicial de una cercha o armadura:

Las deformaciones deben limitarse para que la estructura o elemento cumpla con su función adecuadamente.

Pendiente.- La pendiente de una armadura se define como la inclinación de sus aguas, es decir el ángulo que hace la cobertura con la horizontal.

$$\text{Pendiente} = h/L$$

h = altura de la armadura

L = longitud del tramo horizontal considerado

Espaciamiento.- Es conveniente usar el mayor espaciamiento entre armaduras porque en el diseño resulta más económico, generalmente, se debe utilizar aquel espaciamiento igual a la máxima luz que cubran las correas más económicas.

2.5.1.2. Diseño de miembros en Tensión

El diseño de un miembro a tensión implica encontrar un miembro con áreas total y neta adecuadas. Si el miembro tiene una conexión atornillada, la selección de una sección transversal adecuada

requiere tomar en cuenta el área perdida debido a los agujeros. Para un miembro con una sección transversal rectangular, los cálculos son relativamente directos.

Una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud del miembro y r es el radio de giro mínimo del área de la sección transversal.

El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro; es decir,

$$\sum Q_i \leq R_n$$

Para miembros en tensión, esta expresión toma la forma

$$P_u \leq P_n \text{ o } P_n \leq P_u$$

Donde P_u es la suma de las cargas factorizadas. Para prevenir fluencia,

$$P_u \leq \frac{P_u}{A} \leq 0.90F_y \text{ o } \frac{P_u}{A} \leq 0.90F_y$$

Para evitar la fractura,

$$P_u \leq \frac{P_u}{A_e} \leq 0.75F_u \text{ o } \frac{P_u}{A_e} \leq 0.90F_u$$

La limitación de la relación de esbeltez será satisfecha si

$$r \geq \frac{L}{300}$$

Donde r es el radio de giro mínimo de la sección transversal y L es la longitud del miembro.

2.5.1.3. Miembros a Compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. La flexión no puede despreciarse donde si existe un momento flexionante calculable.

Requisitos del AISC

La relación entre cargas y resistencia toma la forma.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde

P_u Suma de las cargas factorizadas.

P_n Resistencia nominal por compresión = $A_g F_{cr}$

Esfuerzo crítico de pandeo.

ϕ_c Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Parámetro de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre columnas elásticas e inelásticas se

toma como $\lambda_c \leq 1.5$, las ecuaciones AISC para el esfuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue.

Para $\lambda_c \leq 1.5$ [Columnas Inelásticas]

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para $\lambda_c > 1.5$ [Columnas Elásticas]

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

Se recomienda la relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para miembros en compresión. Aunque se trata de un límite sugerido, este límite superior práctico porque las columnas con mayor esbeltez tendrán poca resistencia y no serán económicas.

2.5.1.4. Miembros sometidos a Flexión

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan por lo tanto sometidas principalmente a flexión. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero no es necesario siempre el caso. Se considera que un miembro estructural es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.

Clasificación de perfiles

“El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas, o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho – espesor. Para los perfiles I y H, la razón $b^f/2t^f$

para el patín proyectante (un elemento atiesado) es y la razón para el alma (un elemento

h/t^w . La clasificación de los perfiles se encuentra en norma AISC, llamada “pandeo atiesado) es local”.

Parámetros Ancho – Espesor **Tabla**

2.7

Sección	Elemento	λ	λ_p	λ_r
I y H	Patín	b_f	65	141
		$2t_f$	$\sqrt{F_y}$	$\sqrt{F_y} \cdot 10$
	Alma	h	640	970
		t_w	$\sqrt{F_y}$	$\sqrt{F_y}$
Canales	Patín	$b_f t_f$	65	141
			$\sqrt{F_y}$	$\sqrt{F_y} \cdot 10$
	Alma	h	640	970
		t_w	$\sqrt{F_y}$	$\sqrt{F_y}$

Fuente: William T. Segun “Diseño de Estructuras de acero con L R F D

Ésta puede resumirse como sigue. Sea:

λ Razón ancho – espesor.

λ_p Límite superior para la categoría de compactas.

λ_r Límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces,

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta;

Si $\lambda > \lambda_r$, la sección es no compacta.

Si $\lambda_{cr} > \lambda_{p}$, la sección es esbelta.

La categoría se basa en la peor razón ancho – espesor de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

2.5.1.5. Diseño de apoyos

Dependiendo del tipo de apoyo su diseño está basado en las solicitaciones a cortante o a tracción en este caso los pernos solicitados a compresión no es necesario calcularlos, calculando los pernos por tracción y corte en los apoyos.

Diseño de la placa de asiento para el apoyo

En los extremos de la cercha se apoya directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las cerchas por medio de placa de asiento o apoyo.

Se supone que la reacción se disminuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizadas R_u dividida entre el área de A de la placa.

Diseño de los pernos de anclaje

El diseño del perno de anclaje se lo hace considerando algunas precauciones propuestas por la AISC quien sugiere, una tabla según el tipo de acero utilizado, las longitudes mínimas a las que se deben embeber o anclar los pernos, según la siguiente tabla:

Longitud de pernos de anclajes

Tabla 2.8

Tipo de material	Mínima longitud embebida	Mínima distancia al borde embebido
A-36	12 d	5d > 10cm
A-449	17d	7d > 10cm

Fuente: Especificación ANSI-AISC360-10

Diseño de los pernos a cortante para los apoyos

La condición que se debe cumplir es que la solicitación $F_v \leq F_v R_d$ que es la resistencia a cortante de un perno siendo:

$$F_{vRd} = n * 0,5 * f_{ub} * \frac{A}{\gamma_{M2}}$$

Donde:

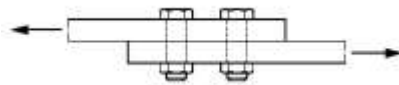


Figura 1. Simple cortadura

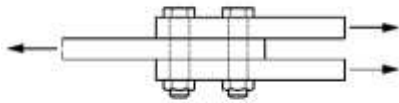


Figura 2. Doble cortadura

Fuente: Especificación ANSI-AISC360-10

$F_v R_d =$ Fuerza de corte que resiste el perno
 $n =$ Numero de planos de corte
 $F_{ub} =$ tensión ultima de los pernos
 $A =$ area del perno

1,25 Coeficientes de minoración del acero para

$\gamma_M2 =$ uniones

2.6. Sustentación de la edificación

2.6.1. Hormigón y hormigón armado.-

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción; por lo que resulta inadecuado en piezas que sea solicitada a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa, disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones. El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, $f_{c'}$, y debe satisfacer los criterios de durabilidad del Capítulo 4. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a $f_{c'}$. Para el concreto diseñado y construido de acuerdo con el reglamento, $f_{c'}$ no puede ser inferior a 17.5 MPa. Los requisitos para $f_{c'}$ deben basarse en ensayos de cilindros, hechos y ensayados. A menos que se especifique lo contrario $f_{c'}$ debe basarse en ensayos a los 28 días. Si el ensayo no es a los 28 días, la edad de ensayo para obtener $f_{c'}$ debe indicarse en los planos o especificaciones de diseño.

Dosificación del concreto

La dosificación de los materiales para el concreto debe establecerse para lograr:

- (a) Trabajabilidad y consistencia que permitan colocar fácilmente el concreto dentro del encofrado y alrededor del refuerzo bajo las condiciones de colocación que vayan a emplearse, sin segregación ni exudación excesiva.
- (b) Resistencia a exposiciones especiales, según lo requerido en Aci 318-05.
- (c) Conformidad con los requisitos del ensayo de resistencia.

Cuando se empleen materiales diferentes para distintas partes de la obra propuesta, debe evaluarse cada una de las combinaciones.

La dosificación del concreto debe establecerse de acuerdo con las alternativas cumpliendo las exigencias correspondientes.

2.6.2. Losas.-

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña, comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión. Las losas alivianadas son las más populares en nuestro país pero a pesar de que los códigos de diseño prácticamente no las toman en consideración. Los alivianamientos, se pueden conseguir mediante mampuestos aligerados de hormigón (son los de mayor uso en nuestro medio), cerámica aligerada, formaletas plásticas recuperables o formaletas de madera.

Las losas alivianadas están compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, hormigón y como complemento, plastoforno. No se realiza el cálculo de la losa alivianada, porque en nuestro medio existen viguetas pretensadas, el proveedor será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura.

Sistemas de losa en dos direcciones

En un sistema de losas apoyado en columnas o muros, las dimensiones c_1 , c_2 y c_n deben basarse en un área de apoyo efectiva definida por la intersección de la superficie inferior de la losa, o del ábaco si lo hubiera, con el mayor cono circular recto, pirámide recta, o cuña, cuyas superficies estén localizadas dentro de la columna y el capitel o ménsula, y que estén orientadas a un ángulo no mayor de 45° con respecto al eje de la columna.

El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervadas o celulares.

Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de losa que está situada a cada lado de la viga, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, la que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el espesor de la losa.

Refuerzo de la losa

El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de losas en dos direcciones debe determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida. El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.

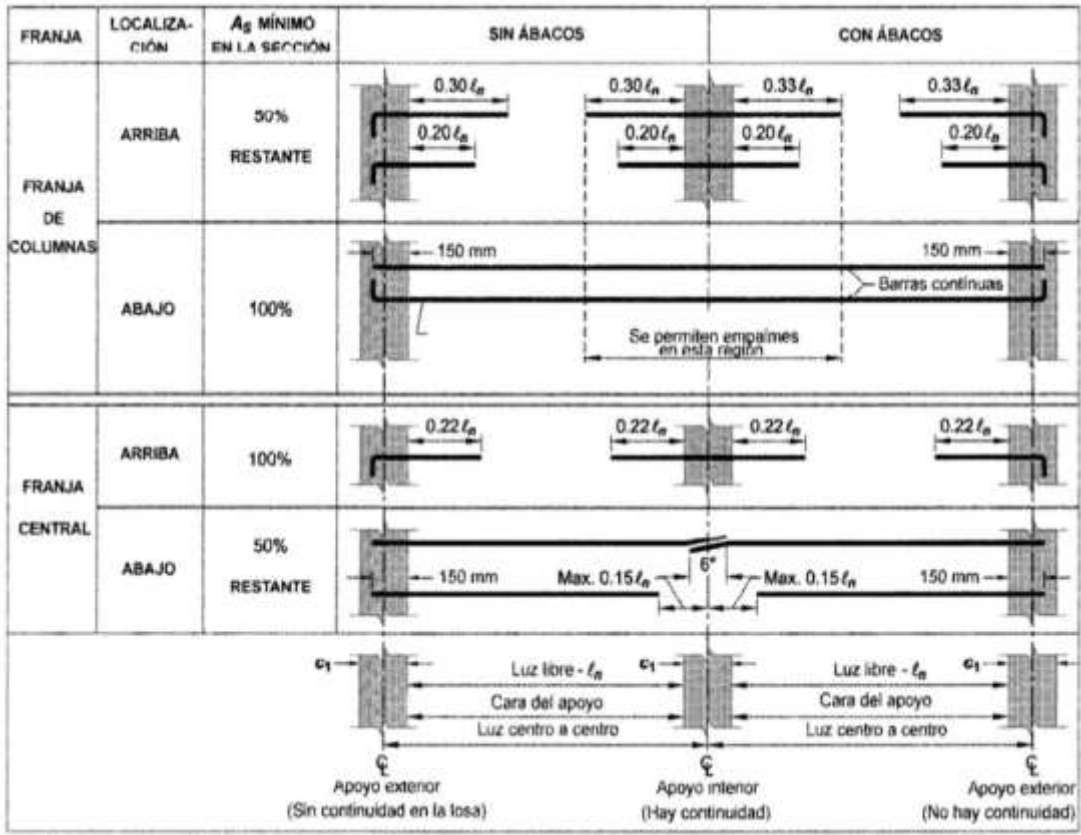
El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tracción en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones.

Detalles del refuerzo en las losas sin vigas

El refuerzo en las losas sin vigas debe tener las extensiones mínimas prescritas en la Fig. 9

Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se describe en la Fig. 2.3, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

Extensiones mínimas del refuerzo en losas sin viga



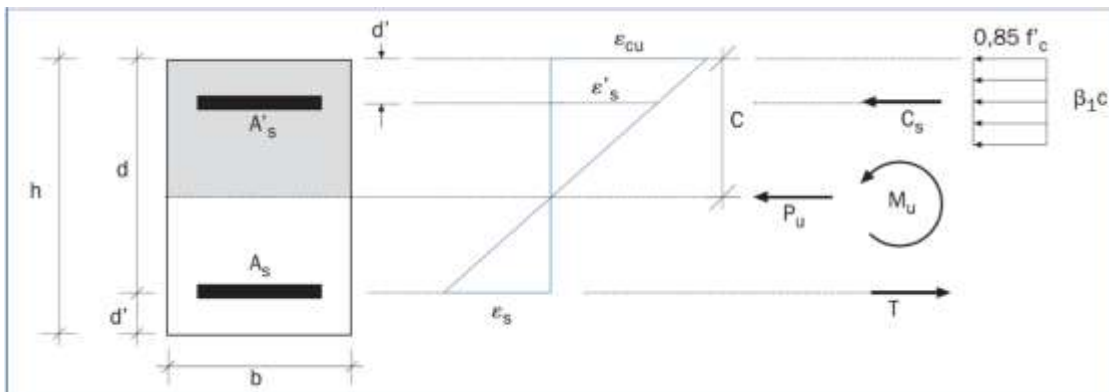
Fuente: Aci 318-05 diseño de losas bidireccionales **Figura 2.3**

2.6.3. Vigas.-

Generalmente las vigas están sometidas a flexión simple, no obstante, las ecuaciones en esta sección apuntan al caso de flexo compresión que es más general.

Para el caso de flexión simple, basta con reemplazar $P_u=0$.

Flexión en vigas rectangulares



Fuente: Aci 318-08 diseño de vigas **Figura 2.4**

h: altura total de la sección d:

altura útil de la sección d':

recubrimiento de la armadura b:

ancho de la sección c:

profundidad de la línea neutra

ϵ_s : deformación unitaria al nivel del centroide de la armadura traccionada

ϵ'_s : deformación unitaria al nivel del centroide de la armadura comprimida

ϵ_{cu} : deformación unitaria de la fibra extrema en compresión, en estado último

A_s : área de armadura longitudinal traccionada A'_s : área

de armadura longitudinal comprimida f'_c : resistencia

especificada a la compresión del hormigón

M_u : momento solicitante mayorado

ΦM_n : momento nominal resistente

M_{eu} : momento equivalente mayorado con respecto al centroide de armaduras traccionada

P_u : esfuerzo axial solicitante mayorado (compresión)

ΦP_n : resistencia nominal a la compresión

$T = A_s \cdot f_y$: tracción que resiste el acero

$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c$: compresión que resiste el hormigón

$C_s = A'_s \cdot f'_s$: compresión que resiste el acero

Condiciones de diseño

$$M_{eu} \leq \Phi M_n$$

$$P_u \leq \Phi P_n$$

Dónde: $M_{eu} = M_u + P_u (d \cdot h/2)$: es el momento equivalente con respecto al centroide de la armadura traccionada

Equilibrio de cargas axiales.-

$$P_u = \Phi(C_c + C_s - T) / \Phi$$

$$\frac{P_u}{\Phi} = 0.85 f'_c b \beta_1 c + A'_s f'_s - A_s f_y / \Phi(0.85 f'_c b d)$$

Suponiendo $f'_s = f_y$. Lo cual ocurre la mayoría de los casos la ecuación queda:

$$v = \beta 1 \xi + \omega' - \omega$$

Equilibrio de Momentos (respecto al centroide de la armadura traccionada)

$$Meu = \Phi \left\{ Cc \left(d - \frac{\beta 1 c}{2} \right) + Cs(d - d') \right\}$$

$$Meu = \Phi \left\{ 0,85 f'c b \beta 1 c \left(d - \frac{\beta 1 c}{2} \right) + A's f's(d - d') \right\} /: (\Phi Ucd)$$

Manteniendo el supuesto que $f's=fy$:

$$\frac{Meu}{\Phi Ucd} = \beta 1 \frac{c}{d} \left(1 - \frac{\beta 1 c}{2d} \right) + \frac{A's fy}{Uc} * \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

Definiendo además:

$$\delta' = \frac{d'}{d}; \mu = \frac{Meu}{\Phi Ucd}$$

(Reemplazando Meu por Mu en el caso de flexión simple) La

ecuación queda:

$$\mu = \beta 1 \xi \left(1 - \frac{\beta 1 \xi}{2} \right) + \omega' (1 - \delta')$$

Deformaciones Unitarias

Del diagrama de deformaciones (ver figura 3-1) y considerando $\epsilon_c = 0,003$ (en estado último), se puede establecer que:

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d} / * \frac{1}{d}$$

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{1 - \xi} = \frac{\epsilon'_s}{\xi - \delta'}$$

De donde sacamos las siguientes relaciones:

$$\xi = \frac{0,003}{0,003 + \epsilon_s}$$

$$\epsilon'_s = \frac{0,003(\xi - \delta')}{\xi}$$

$$\epsilon_s = \frac{0,003(1 - \xi)}{\xi}$$

Para verificar si la armadura a compresión está fluyendo o no, usamos la ley de Hooke:

$$f's = Es \varepsilon's \leq fy \text{ (Mpa) Donde:}$$

Es: es la elasticidad del acero; = 200.000 MPa.

Armadura mínima para vigas sometidas a flexión.- En cualquier sección sometida a flexión, el área de acero a tracción proporcionada A_s no debe ser menor a:

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} bw d \geq \frac{1,4}{fy} bw d$$

Si se trata de un elemento en voladizo con sección **T** y momento negativo (ala traccionada), A_s debe ser igual o mayor al menor de los valores dados por:

$$A_{smin} = \min \begin{cases} \frac{\sqrt{f'c}}{2fy} bw d \geq \frac{1,4}{fy} bw d \\ \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} b d \geq \frac{1,4}{fy} bw d \end{cases}$$

Donde b es el ancho del ala.

En las expresiones anteriores, f' e fy deben estar expresados en MPa. Además, las disposiciones anteriores no necesitan ser aplicadas si:

A_s proporcionada = 1,33 A_s requerida

Diseño a cortante.-

$$Vu \leq \Phi Vn \text{ Donde:}$$

V_u : es el esfuerzo de corte solicitante mayorado en la sección.

V_n : es la resistencia nominal al corte.

Componente de la resistencia nominal.-

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : es la resistencia al corte proporcionado por el hormigón.

V_s : es la resistencia al corte proporcionando por el acero.

Reducción de V_u cerca de los apoyos.-

Se permite diseñar las secciones con un corte V_u , calculado a una distancia "d" desde la cara del apoyo, siempre y cuando se cumpla las siguientes condiciones de apoyo (ver figura 12).

- (1) Elementos apoyados sobre soportes en la base del elemento.
- (2) Elementos enmarcados monolíticamente con otro elemento.

Figura 2.5

Resistencia al corte proporcionado por el hormigón

(1) Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} bw * d$$

(2) Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} bw * d$$

(3) Para elementos sometidos a tracción axial simplificada:

$$V_c = \left(1 + \frac{0,3Nu}{Ag}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} bw * d$$

También es permitido despreciar V_e , cuando existe un esfuerzo axial de tracción en la sección. En las tres ecuaciones anteriores, $\sqrt{f'_c}$ va expresado en Mpa al igual que la razón Nu/Ag . En el caso de tracción axial, Nu/Ag es negativo, además el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe ser mayor a 8,3 Mpa. **Resistencia al corte proporcionado por el acero.**- Consideraremos el caso de armaduras perpendiculares al eje del elemento, en este caso:

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_y * d \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} bw d$$

A_v : área de la armadura por corte

S : espaciamiento de la armadura por corte, medida en dirección paralela a la armadura longitudinal

Límites para espaciamientos.- Considerando la armadura por corte, perpendicular al eje del elemento y este de hormigón no pretensado:

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}; 60cm\right)$$

Si $V_s > \frac{\sqrt{f'_c}}{3} bw d$; entonces: $s \leq \min\left(\frac{d}{4}; 30cm\right)$

Armadura mínima para corte.- Cuando el esfuerzo de corte mayorado V_u excede la mitad de la resistencia al corte proporcionado por el hormigón ϕV_c ; se debe disponer de las siguientes armaduras mínimas:

$$A_{vmin} = 0.0625 \sqrt{f'_c} \frac{bw S}{f_y} \geq 0.35 \frac{bw S}{f_y} (cm^2)$$

Según ACI 318s-08

$$A_{vmin} = \frac{bw S}{3f_y} \text{ (cm}^2\text{)}$$

2.6.4. Columnas.-

Los efectos de esbeltez hacen que el momento M_u sea amplificado, con lo cual al diseñar una columna sometida a flexocompresión debe hacerse para:

- Un esfuerzo axial P_u
- Un esfuerzo de momento M_u amplificado por efectos de esbeltez

Análisis de segundo orden

Para el diseño de elementos en compresión, este debe estar basado en las fuerzas y momentos mayorados obtenidos a partir de un análisis de segundo orden. En tal análisis se debe considerar:

- La no-linealidad del material.
- El agrietamiento del hormigón.
- La curvatura del elemento.
- El desplazamiento lateral.
- La duración de las cargas.
- La retracción y la fluencia lenta.
- La interacción con las fundaciones.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento, usadas en éste análisis, no deben diferir en más del 10% de las dimensiones definitivas.

Análisis aproximado.- Al hacer un análisis elástico de primer orden, un piso de una estructura de hormigón armado se considera sin desplazamiento lateral si:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0.05$$

Donde:

$\sum P_u$: carga vertical mayorada en el piso

V_u : corte en el piso

Δ_0 : desplazamiento relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso
 l_e : longitud del elemento vertical medida entre los nudos del marco Se define la esbeltez como:

$$\lambda = \frac{K l_e}{r}$$

Donde:

k : factor de longitud efectiva para elementos en compresión

l_e : longitud del elemento vertical, sin apoyo lateral, de un elemento en compresión

r : radio de giro de la sección, dependiendo del eje al cual se analiza Dependiendo del valor de Q de determinará si el marco está:

- ✓ Sin desplazamiento lateral
- ✓ Con desplazamiento lateral

Si para un elemento individual $\lambda > 100$, se debe usar el método de la sección 6.1. para determinar fuerzas y momentos en el elemento.

Para determinar el factor k en marcos, contamos con los ábacos de alineamiento de Jackson y Moreland.

$$\psi = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l_c} \right) \text{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{vigas}}$$

ψ debe ser calculado para un nudo, considerando las columnas y vigas que concurran en el. Las vigas consideradas deben estar dentro del plano donde se realiza el pandeo.

Si el nudo está unido a un apoyo empotrado $\psi = 0$

Para una columna dada, se calculan para cada extremo de ésta sus respectivos valores de ψ_A y ψ_B .

Con los cuales trazamos una recta en el respectivo ábaco de alineamiento, sobre la columna de los valores de k , Así obtenemos una estimación de éste factor.

Figura 2.6

2.7. Fundaciones.-

La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, cimientos que sean más adecuados para la estructura tomando en cuenta si existen colindantes o no.

Cargas y reacciones

Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados y conforme a lo dispuesto en la norma.

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes. El cálculo de los momentos y esfuerzos de cortante para zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el centro del mismo.

Cortante en zapatas

La resistencia al cortante de zapatas apoyadas en suelo o en roca, debe cumplir con lo estipulado en las disposiciones especiales para losas y zapatas según ACI 318s-08. La ubicación de la sección crítica para cortante de acuerdo con la cortante y torsión debe medirse desde la cara de la columna, pedestal o muro. Para zapatas que soporten una columna o un pedestal con platina de acero de base, la sección crítica debe medirse a partir del punto.

Momentos en zapatas

El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical. El momento máximo mayorada, M_u , para una zapata aislada debe calcularse en la forma prescrita en las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

- (a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto.
- (b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.

Altura mínima de las zapatas

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm, para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm. en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

2.8. Diseño estructural

2.8.1. Programas de cálculo estructural.-

CYPECAD es un programa de cálculo de estructuras desarrollado por CYPE ingenieros S.A. Existe un elevado número de aplicaciones adjuntas al programa, que cubren las funciones típicas del diseño de edificios y obra civil, tales como generadores de precios, de presupuestos (programa Arquímedes), programas de ayuda para el cumplimiento de la normativa, cálculo de instalaciones, etc. Pero la función principal del programa CYPECAD es el cálculo de estructuras de hormigón armado mediante método matricial. El programa es capaz de proponer una tabla de armado para las piezas que puede ser editado por el calculista, así como de exportar a planos los resultados.

También es capaz de importar estructuras en formato DWG o DXF.

- **Datos generales**

Se eligen las acciones de viento y sismo (análisis modal espectral), seleccionando las características según lo descrito en las normas. En los dos casos puede realizar la consideración de efectos de segundo orden (P-delta). Dispone de libre definición del número de hipótesis. Cargas lineales, superficiales y puntuales, en cualquier posición. Genera automáticamente el peso propio de todos los elementos. El programa genera automáticamente cualquier combinación de hipótesis definida por el usuario de acuerdo con las premisas que indique (compatibles, incompatibles o simultáneas). Por ejemplo, se genera automáticamente la combinación de hipótesis correspondiente a una situación de cargas compuesta por una sobrecarga genérica y la actuación de un carro de cargas con distintas posiciones.

- **Entrada de datos. (Geometría de la estructura)**

La introducción geométrica de una obra en CYPECAD se realiza en las vistas en planta de los diferentes niveles de la estructura, del mismo modo que se visualizan los planos en obra evitando de esta manera la introducción de datos en tres dimensiones que resulta más compleja.

Con CYPECAD puede introducir los datos de una estructura de tres modos diferentes:

- Introducción automática de obras. Esta modalidad está disponible en un módulo de CYPECAD que se adquiere por separado. Dicho módulo ha sido concebido para la generación automática de la estructura (pilares, distribución de plantas, cargas generales, vigas de contorno y vigas de huecos interiores). Todo esto es posible tras la solicitud al usuario de los datos generales que definen la estructura y la interpretación por parte del programa de los planos de arquitectura en formato DXF o DWG.
- Con ayuda de DXF o DWG usados como plantillas. Puede introducir los soportes y las vigas de la estructura ayudándose de un dibujo en formato DXF o DWG. En esta modalidad es posible utilizar las capturas a los elementos del dibujo en formato DXF.
- DWG de modo que se ajusten a las posiciones que tienen en estos ficheros con una precisión máxima de milímetros.

- **Cálculo**

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas de hormigón armado, muros, vigas y forjados. Al finalizar el cálculo puede consultar los errores de los diferentes elementos. □ **Resultados**

Dispone de numerosas herramientas que permiten comprobar todos los resultados gráficos en pantalla. Tras el cálculo es posible visualizar la deformada de la estructura en 3D (con escala de colores), producida por las hipótesis simples o por combinaciones de hipótesis, incluyendo en estas combinaciones al sismo. También es posible observar una animación del proceso de deformación que produce la combinación de hipótesis seleccionada. Puede modificar los armados de todos los elementos con la consiguiente comprobación en zapatas, encepados, vigas, pilares y forjados de viguetas. Con el editor de armado de vigas obtendrá la visualización completa del pórtico y podrá modificar gráficamente los resultados, añadir, borrar, unir, dividir barras longitudinales y estribos, así como modificar las longitudes y las patillas.

- **Planos**

Los planos de proyecto se pueden configurar en diferentes formatos y tamaños de papel, ya sean estándar o definidos por el usuario. Además, se pueden dibujar por impresora, plotter o exportar a formato DXF y DWG. En los planos de planta es posible incluir los DXF o DWG que se han utilizado

para definir la obra. Se pueden integrar en su totalidad o solamente las capas que se deseen, como por ejemplo las escaleras.

En las plantas de la propia obra dispone de un editor de dibujo, que permite utilizar múltiples recursos: añadir cotas, textos, secciones del edificio, detalles constructivos en formato DXF, secciones de forjado, modificar la situación de textos, etc. Estas modificaciones se graban con el proyecto.

- **Listados**

Obtendrá con gran facilidad los listados de todos los datos introducidos y de los resultados: listado de datos de obra, combinaciones usadas en el cálculo, de cimentación, ménsulas cortas, envolventes, armados y medición de todos los elementos, cuantías de obra, cargas horizontales de viento, coeficientes de participación (sismo), efectos de segundo orden, etc.

Todo ello se obtiene en pantalla o por impresora, pero también puede crear ficheros en formato HTML, DXF, DWG, RTF, PDF.

2.8.2. Cargas.-

Se distinguen dos tipos de fuerzas actuando en un cuerpo: las externas y las internas.

Las externas son las actuantes o aplicadas exteriormente y las reacciones o resistentes que impiden el movimiento.

Las internas son aquellas que mantienen el cuerpo o estructura como un ensamblaje único y corresponden a las fuerzas de unión entre sus partes.

Las actuantes son aquellas cargas a las que se ve sometida la estructura por su propio peso, por la función que cumple y por efectos ambientales. En primera instancia se pueden subdividir en cargas gravitacionales, cargas hidrostáticas y fuerzas ambientales (sismo, viento y temperatura). Las gravitacionales son aquellas generadas por el peso propio y al uso de la estructura y se denominan gravitacionales porque corresponden a pesos. Entre ellas tenemos las cargas muertas y las cargas vivas.

2.8.2.1. Cargas permanentes.-

Para la determinación de las cargas permanentes se usarán los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación. En ausencia de una información más precisa se pueden

adoptar los valores indicados en la tabla. Estos son los valores más probables de los pesos de los materiales de construcción, materiales almacenables y elementos constructivos.

2.8.2.1.1. Pesos de la tabiquería

Cuando el peso de los tabiques que actúa sobre las losas o placas no excede 900 kg/m, puede estimarse su influencia como una carga equivalente, uniformemente distribuida en el área de losa o placa sobre la cual actúa. La carga distribuida equivalente así estimada no ser menor de 150 kg/m² sobre la losa o placa. Cuando los tabiques a usar son del tipo liviano, con un peso unitario menor de 150 kg/m, la carga distribuida equivalente podrá reducirse a 100 kg/m².

Pesos unitarios probables de materiales de construcción

Tabla 2.9

1. Piedras naturales kg/m³	
Arenisca	2600
Basalto	2800
Caliza compacta	2500
Caliza porosa	2000
Granito	2800
Mármol	2800
Piedra pómez	1400
Pizarra	2800
Travertino	2400
2. Piedras artificiales kg/m³	
Adobe.	1800
Baldosas cerámicas de gres	2000
Bloques huecos de concreto ordinario	1400-2000
Bloques huecos de concreto liviano	1400
Bloques multicelulares de arcilla	1250
Ladrillos macizos de arcilla	1800
Ladrillos refractarios	1900
Ladrillos de escoria	1400
3. Morteros kg/m³	
Mortero de cal	1700

Mortero de cal y cemento	1900
Mortero de cemento	2150
Mortero de yeso	1200
4. Concretos kg/m³	
Concreto de agregados livianos	variable
Concreto de agregados ordinarios	2400
Concreto armado de agregados livianos	variable
Concreto armado de agregados ordinarios	2500

Fuente: Covenin (1988). Covenin 2002-88 "Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones".

Pesos unitarios probables de elementos constructivos tabiques y paredes de mampostería

Tabla 2.10

Espesor (cm)		Sin frisar kg/m ²	Frisados por caras kg/m ²
Bloques de arcilla	10	120	180
	15	170	230
	20	220	280
Bloques de concreto	10	150	210
	15	210	270
	20	270	330
Ladrillos macizos	12	220	280
	25	460	520
Bloques de concreto para ventilación			
de varias celdas y tipo persiana		150	
Bloques de ornamentales de arcilla		125	
de concreto		150	
Ladrillos de arcilla obra limpia			
macizos		200	
perforados		150	

Fuente: Covenin (1988). Covenin 2002-88 "Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones".

2.8.2.1.2. Losas para entrepisos y techos

Losas macizas

Las cargas permanentes de los entrepisos formados por losas macizas, armadas en una o dos direcciones, se calcularán multiplicando su espesor por el peso unitario del concreto armado.

Losas reticulares

Las cargas permanentes de los entresijos formados por losas reticulares se calcularán tomando en consideración las separaciones y anchos de los nervios, el espesor de las alas y la altura total de la losa, incluyendo los elementos prefabricados si los hubiere (bloques huecos de arcilla o concreto, formaletas metálicas o plásticas, etc).

Losas nervadas

Los entresijos nervados formados por loseta superior de 5 cm de espesor, nervios de 10 cm de ancho con separación de 50 cm de eje a eje y rellenos de bloques de arcilla o de concreto de agregados livianos que cumplen las normas Covenin, tienen los siguientes pesos:

Losas nervadas

Tabla 2.11

	Esesor total cm	Peso kg/m ²
Armadas en una dirección	20	270
	25	315
	30	360
	35	415
Armadas en dos direcciones	20	315
	25	375
	30	470
	35	510

Fuente: Covenin (1988). Covenin 2002-88 "Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones".

Revestimientos de techos

Tejas:

Peso Kg/m²

Tejas curvas de arcilla (2 kg/pza; 30 pza/m²)

- sin mortero de asiento 50

- con mortero de asiento 100

Tejas de cemento 60

Tejas asfálticas 8

Laminas corrugadas:

Peso Kg/m²

Acero galvanizado (según dimensiones y espesores entre 0,20 y 0,60 mm) 2 – 6

Acero recubierto con asfalto y aluminio en ambas caras 7

Aluminio (según dimensiones y espesores entre 0,3 y 0,7 mm) 1.15 – 2.65

Asbesto – cemento 15 Plástico

2

Impermeabilizaciones:

Peso kg/m²

Acabado de gravilla 60

Acabado de panelas 80

Fieltros de emulsión asfáltica: por cada capa de fieltro 5

Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior:

2 mm de espesor 3; 3mm de espesor 4; 3mm de espesor 5; 3mm de espesor 6.

2.8.2.2. Cargas variables

Las cargas variables se determinarán mediante estudios estadísticos que permitan describirlas probabilísticamente. Cuando no se disponga de estos estudios o de una información más precisa, se podrá usar valores no menores a los indicados en la Tabla 18, la cual está organizada según los usos de la edificación y sus ambientes.

Azoteas o terrazas destinadas a un uso determinado

Las cargas variables verticales serán las que corresponden al uso, pero no menores de 100 kg/m².

Techos inaccesibles salvo con fines de mantenimiento

Techos metálicos livianos con peso propio menor de 50 kg/m² y 40 kg/m².

Los elementos de techos livianos, como las correas, deben verificarse para una carga concentrada de 80 kg ubicada en la posición más desfavorable. Esta carga no debe considerarse actuando simultáneamente con la carga uniforme indicada.

Otros tipos de techos con peso propio igual o mayor de 50 kg/m²:

Pendiente igual o menor del 15% - 100 kg/m².

Pendiente mayor del 15 % - 50 kg/m².

Sobrecarga de uso uniformemente distribuidas para pisos

Tabla 2.12

Tipo de edificación	Descripción de uso	Sobrecarga de uso Kn/m²
Biblioteca	Área de lectura	3
	Área de archivo:	
	a) apilamiento de hasta 1,8 m de altura.	4
	b) Por cada 0,30 m adicionales sobre 1,8 m.	0.5
Bodegas	Área para mercadería liviana	6
	Área para mercadería pesada	12
	Área para frigoríficos (debe estimarse pero no ser inferior a)	15
Cárceles	Áreas de celdas	2.5
Escuelas	Salas de clase con asientos fijos	2.5
	Salas de clases con asientos móviles	3
Estacionamientos	Área para estacionamiento y reparación de vehículos, incluyendo las vías de circulación	5
Fabricas	Áreas con maquinaria liviana	4
	Área con maquinaria pesada	6
Hospitales	Área para internados	2
	Área para quirófanos, laboratorios se debe estimar pero no inferior a	3
Iglesias	Áreas de culto con asientos fijos	3
	Áreas de culto con asientos móviles	5
Oficinas	Áreas privadas sin equipos	2.5
	Áreas públicas y áreas privadas con equipos	5
Teatros	Áreas con asientos fijos	3
	Áreas para escenarios	4.5
	Áreas de uso general	5
Tiendas	Áreas para ventas al por menor	4
	Áreas para ventas al por mayor	5
Viviendas	Buhardillas no habitables	1
	Área de uso general	2
	Balcones terrazas y escaleras	2.5

Fuente: Diseño estructural de edificios cargas y sobrecargas según norma Chilena.

Para cada tipo de edificio, solo se ha incluido las sobrecargas de uso de las áreas que lo caracterizan. En el caso general de un edificio con diferentes áreas de uso, las sobrecargas correspondientes a esas áreas deben obtenerse del tipo de edificios representativo.

Los corredores, escalas y lugares de uso público, deben diseñarse con una sobrecarga de uso de 4 Kn/m², las aceras y accesos para vehículos deben diseñarse con una sobrecarga de uso de 12.5 Kn/m².

En la parte de teatros incluye estadios, salas de conferencias, circos, cines. En la parte de áreas de uso general en teatros incluye foyer, vestíbulos y pasillos.

En viviendas incluye viviendas unifamiliares de uno o más pisos, edificios de departamentos y conjuntos habitacionales.

2.8.2.3. Factores de carga.-

Los principales factores de carga que consideran de la ACI 318s-08 son:

Factores de carga

Tabla 2.13

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.400	1.400	
2	1.200	1.200	
3	1.200	1.200	1.600
4	0.900	0.900	

Fuente: Manual de cálculo de hormigón armado en base al código ACI 318-08.

Donde:

PP Peso propio

CM Cargas muertas

Qa Sobrecarga de uso

2.8.2.4. Factores de reducción de resistencia.-

Los factores de reducción de resistencia son los siguientes:

Factores de reducción de resistencia

Tabla 2.13

	ACI 318s-08
Flexión simple y tracción	0.9
Compresión (con zunchos)	0.75

Compresión (con estribos)	0.70
Corte y torsión	0.85
Corte sísmico	0.60

Fuente: Manual de cálculo de hormigón armado en base al código ACI 318-05.

Flexo compresion

Figura 2.7

Flexo compresion

Figura 2.8

Donde:

$f'c$: resistencia especificada a la compresión del hormigón.

A_g : área gruesa de sección de hormigón.

P_b : resistencia nominal a carga axial, en condiciones de balance.

ϵ_t : deformación unitaria del acero extremo en tracción. C :

distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

d_t : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el acero más traccionado

2.9. Estructura Complementarias

2.9.1. Escaleras.-

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños, que están formados por huellas, contrahuellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera son:

a) Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.

b) Huella: Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.

c) Rellano: Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

d) Línea de huella: Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

e) Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

f) Ámbito: Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

g) Tiro: Es una sucesión continua de peldaños (21 a lo sumo).

h) Calabazada: Es la altura libre comprendida entre la huella de un peldaño y el techo del tiro de encima.

Recomendaciones constructivas.-

Anchura de las escaleras.- La anchura de las escaleras también tiene relación con el nivel de seguridad de la misma. Una escalera demasiado estrecha dificulta el movimiento de la persona, por ello la anchura mínima de una escalera, de uso normal, es de 90 cm.

Barandillas y pasamanos.- Las escaleras de más de cuatro escalones se equiparán con una barandilla en el lado o lados, donde ha de producirse una caída y de un pasamano en el lado cerrado. Se deberá complementar con barras intermedias.

Barras Intermedias

Figura 2.9

La distancia entre las barras no será superior a los 30 cm; pero, si hay posibilidad de que sea utilizada por niños, esta distancia no superará los 10 cm.

Separación Máxima de las Barras de la Barandilla

Figura 2.10

Los pasamanos de madera deben tener un diámetro mínimo de 50 mm y si son de tubo, de 38 mm alternativamente sería recomendable que el extremo final se prolongará al suelo o pared, para evitar enganches accidentales.

Respecto a la huella y contra huella se recomienda que la sumatoria de dos veces la contrahuella más las huellas tenga una variación entre 0,60 m a 0,64 m donde la huella mínima es de 0,25 m y la contrahuella variará según los siguientes parámetros: para escaleras monumentales la contrahuella

deberá variar entre 0,13 m a 0,15 m, para edificios o casas la contrahuella deberá variar entre 0,15 m a 0,175 m, para viviendas el ancho mínimo del sistema sea de 1m, para sistemas caracol o helicoidales 0,60 m y finalmente para sistemas de edificios 1,20 m en el caso de escaleras de uso cotidiano y de emergencia.

Cargas.-se toman tres tipos de cargas que son:

a) Sobrecargas: de acuerdo al uso (R.N.C)

✓ Escalera secundaria	200 Kg/m ²
✓ Viviendas y edificios residenciales	250 Kg/m ² - 300 Kg/m ²
✓ Edificios públicos	400 Kg/m ²
✓ Edificios de oficina	500 Kg/m ²

b) Acabado: se usa 100 Kg/m²

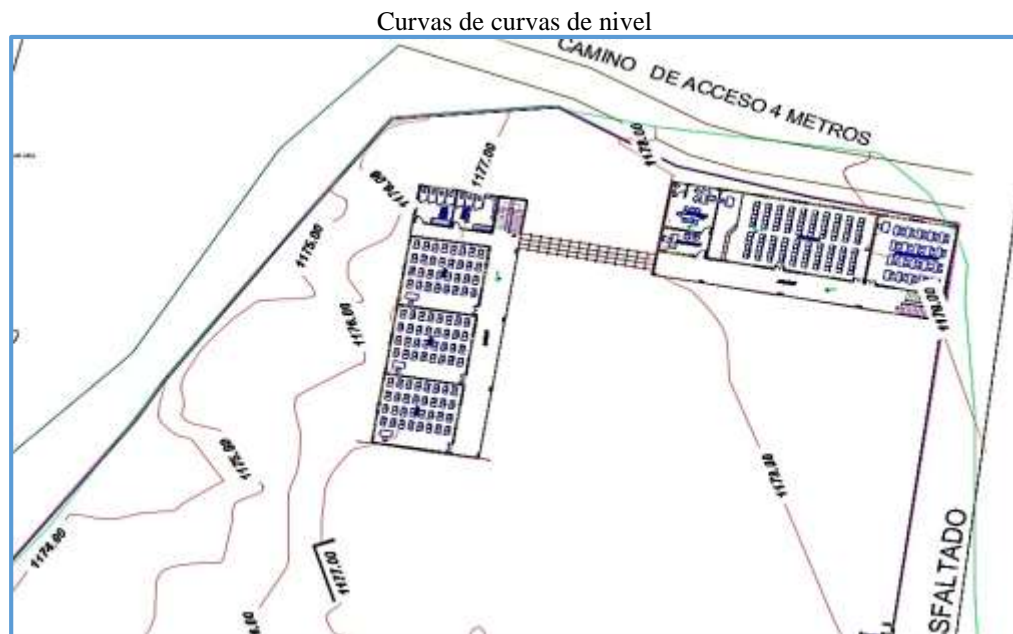
c) Peso propio: es el peso de la estructura.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.-

Los levantamientos topográficos, fueron proporcionados por la Honorable Alcaldía Municipal de Entre Ríos. El levantamiento topográfico se realizó a partir de un BM con coordenadas referenciales conocidas, mencionadas a continuación latitud 21°33'55" y una longitud 64°08'26", punto de partida para el levantamiento topográfico.

En el terreno de emplazamiento se observó una pendiente de aproximadamente unos 0,80%, que permite que el terreno no presente mucho desnivel (ver anexo nro. 10 planos), evitando de esta manera que no exista mucha nivelación del terreno al momento de realizar las fundaciones de la infraestructura.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.1

3.2. Análisis del estudio suelo.-

El estudio de suelos fue proporcionado por la Honorable Alcaldía Municipal de Entre Ríos, pero también se realizó una calicata para verificación del estrato de suelo que presenta el terreno de emplazamiento de la infraestructura.

En el ensayo de SPT que fue proporcionado por la municipalidad se encuentra en el anexo nro. 1, donde se pudo conocer los siguientes resultados del suelo:

A una profundidad de 2m.

Tabla 3.1

Ensayo SPT	1,33 kg/cm ²
Clasificación AASTHO	A-1-B(0)

Clasificación S.U.C.S.	GM
------------------------	----

Fuente: Elaboración propia

En la calita que se realizó para verificación del ensayo se obtuvo un análisis del tipo de suelo que presenta el mismo a diferentes alturas del estrato en las respectivas alturas mencionadas a continuación:

Resumen de estratos del suelo

n°	Profundidad en m.	Clasificación AASHTO	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
1	-0.5	A-3(0)	SW	Arena bien graduada, Arena con grava poco fina o sin finos.
2	-1	A-4 (0)	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
3	-1.5	A-2-4 (0)	GM-SM	Grava limosa, mezclas de grava, arena y limo.
4	-2	A-1-B (0)	GM	Fragmentos de piedra, grava y arena.
5	-2.7	A-1-B (0)	GM	Fragmentos de piedra, grava y arena.

Fuente: Elaboración propia **Tabla 3.2**

De acuerdo a los resultados se pudo verificar que cada estrato consta de una diferente composición granulométrica de acuerdo a su profundidad, pero que a partir del estrato 1.5m presenta el mismo tipo de suelo proporcionado por la municipalidad, por lo consiguiente se decidió realizar la fundación a la profundidad de 2,00m.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

Los planos arquitectónicos diseñados y proporcionados por la Honorable Alcaldía Municipal de Entre Ríos (ver anexo nro. 10 planos).

Los mismos que constan de dos plantas que presentan diferentes ambientes amplios y cómodos que cumplen con la necesidad que presentan actualmente la educación estudiantil, alberga al menos 120 estudiantes en los ambientes los mismos que son mencionados a continuación:

Planta Baja:

- Auditorio.
- Cap. Agropecuario.
- Secretaria. - Dirección.

Primera Planta

- Sala Computación
- Laboratorio Física y Química
- Cap. Alimentaria
- Biblioteca

En el diseño arquitectónico se analizó y se trabajó con todos los ambientes establecidos en los planos arquitectónicos de la edificación y se realizó el respectivo planteamiento estructural, se observó que no existen complicaciones con el diseño arquitectónico.

3.4. Planteamiento estructural

Para el planteamiento estructural del proyecto se pretendió analizar la cubierta de la infraestructura como así también todo la parte estructural de la misma que abarca la fundación, la estructura de edificación y las estructuras complementarias las cuales son descritas a continuación:

3.4.1. Estructura de cubierta

Como material de cubrición se utilizara Calamina plana en forma Sinusoidal de una longitud de 2.4 m y ancho de 1.10 m con un espesor de 0.41mm con un peso lineal de 3.65 kg/m.

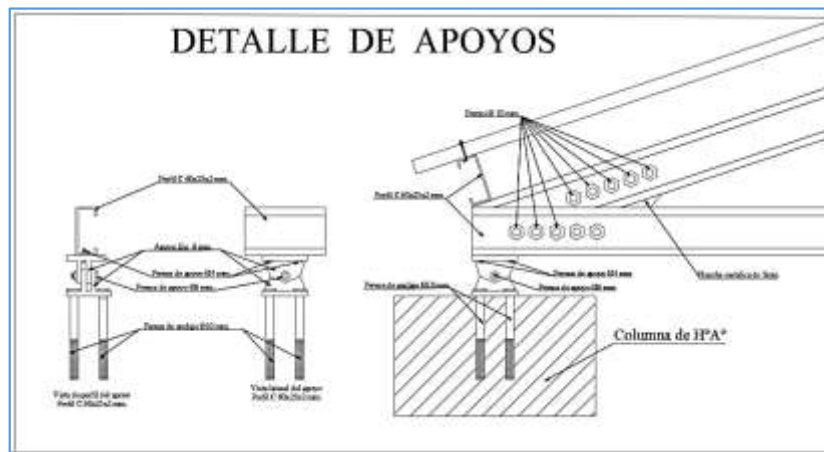
La cubierta ha sido seleccionada para poder adaptarse a la necesidad intrínseca de la construcción, de acuerdo a las condiciones climáticas del lugar ya sea lluvia o intenso sol.

Para la colocación de la estructura también se tomó en cuenta la forma arquitectónica de la estructura, considerando la estética de la infraestructura.

La cubierta tiene dos caídas distribuidas de igual proporción, en toda la estructura de techo.

Para la estructura de sustentación de la cubierta se utilizó una cercha tipo Pratt la misma utilizada para techos con luces grandes lo que al mismo tiempo proporciona trabajar con una cercha muy alta en el centro.

La misma que soporta el cielo raso que cubrirá la parte de debajo de cercha. Estará conformada con perfiles metálicos tipo angular L con uniones empernadas, la pendiente de inclinación de la cercha será de 33,33% con una altura de 1,85 m todas las cerchas estarán apoyadas en sus extremos con apoyos fijos sus dimensiones son de la placa de anclaje de 6 mm de los pernos de anclaje de Φ de 10 mm con una longitud de 11 cm. y el perno en el apoyo es de 6 mm de diámetro.



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2

3.4.2. Estructura de la edificación

Para la estructura de edificación se propuso poder como meta mantener la estructura de los planos de detalle propuestos por el Municipio de Entre Ríos de manera que estos mantengan la visión arquitectónica establecida.

La estructura está formada por elementos sólidos (zapatas, sobrecimientos, vigas y columnas) la acción de las cargas puede comprometer potencialmente la integridad de dichos elementos sólidos. Uno de los propósitos del es estudiar las condiciones que deben cumplirse para que los elementos de la estructura proyectada puedan soportar las cargas de forma segura.

La armadura de acero para los elementos solidos debe ser paralela a la superficie horizontal de hormigón, o al eje longitudinal de un elemento estructural de hormigón, que absorbe los esfuerzos producidos por las cargas y fuerzas aplicadas.

Se mantuvo los criterios de diseño de la estructura de acuerdo a la necesidad requerida para el análisis del aporte académico de manera que nos permita poder comparar los dos diferentes tipos de estructura que se efectuará el diseño estructural.

3.4.3. Estructura Complementarias

Las estructuras complementarias forma parte de apoyo de la infraestructura como ser el diseño de la escalera de H°A° que forma parte del importante del diseño ya que es necesaria para la vinculación de los diferentes habientes. También se realizó el dimensionamiento de los muros de ladrillo que se encuentran en la fachada frontal y posterior de estructura el cual manifiesta una estética notable que la realza.

3.4.4. Fundaciones

Es evidente que para que una estructura ofrezca una seguridad y comportamiento razonable ha de contar con una cimentación adecuada. Aunque la cimentación es algo que no llama la atención y pasa inadvertida por los usuarios de la estructura, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir del ingeniero o proyectista la mayor destreza y el mejor criterio del que normalmente necesita para elaborar el proyecto. La responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el que la estudia y proyecta. Existen varios tipos de cimentaciones, los cuales dependen entre otras cosas de su forma de interactuar con el suelo, esto es, la manera en que transmiten al suelo las cargas que soportan, también dependen de su técnica de construcción y del material con que son fabricadas así como del material, mano de obra y equipo que se requiere para construir las, que puede ser sencillo en algunos casos o muy especializado en otros, lo que se refleja directamente en la dificultad para llevarlas a cabo y en su costo.

Para las fundaciones se realizaran zapatas aisladas centrales en cada fundación las cuales se dimensionara según la carga actuante y con la resistencia del estudio de suelos.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

Se consideraron todos los parámetros expuestos en el 3.4 del proyecto, para poder realizar el dimensionamiento de cada elemento estructural de la construcción que fue adoptado considerando los criterios de diseño de construcción aprendidos hasta ahora. Basándose en la normativa ACI318s-08 referencia adoptada para la realización del presente.

3.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta

Para el cálculo estructural de la se utilizó los parámetros mencionados anteriormente. A continuación se muestra el cálculo de dimensionamiento que fue realizado para las cerchas metálicas:

Calculo de la altura h de cercha tomando una pendiente de 33%.

$$h = 5.55 * \tan \alpha$$

$$= 1.85 \text{ m}$$

Calculo de la longitud inclinada de un lado de la cercha.-

$$l_i = \sqrt{5.55^2 + 1.85^2}$$

$$l_i = 5.85 \text{ m}$$

Diseño de la cercha.-

Longitud de la cumbrera a la correa.-

$$L_{C-C} = L_{EFECTIVA} + L_{CUMBERERA}$$

$$L_{C-C} = 1.45 \text{ m}$$

Espacio disponible.-

$$Espacio_{DISPONIBLE} = l_i - L_{C-C}$$

$$Espacio_{DISPONIBLE} = 4.4 \text{ m}$$

Calculo número de espacios.-

$$N^{\circ} ESPACIOS = \frac{Espacio \text{ disp}}{L_{efectiva}}$$

$$N^{\circ} ESPACIOS = 4.667 \cong 5$$

Acciones del viento.-

La velocidad del viento se considera 10.3 km/hr equivalentes a 2.86 m/s.

$$P = \frac{v^2}{16} = \frac{2.86^2}{16} = 0.512 \text{ kg/m}^2$$

Debido a dos direcciones por sotavento y barlovento se determinan con dos factores de carga:

Sotavento: $c_1=0,7$

Barlovento: $c_2=1,20$

Por lo tanto: $W_1=0,7*0.512=0.358 \text{ kg/m}^2$

$W_2=1,20*0.512=0.614 \text{ kg/m}^2$

Debido a la inclinación de la cercha se desprecia la carga de viento debido a que favorece a la estructura de la cubierta.

Determinación de los esfuerzos internos de la cercha.- Las hipótesis de carga utilizadas son las siguientes:

$$U=1,4*D$$

$$U=1,2*D+0,5*L$$

$$U=1,2*D+1,6*L+0,8*W$$

$$U=1,2*D+0,5*L+1,3*W$$

Para el dimensionamiento total de la cubierta se dividió en tres dimensiones diferentes de cubierta debido al desnivel que presenta cada una, para preservar la estética:

Cubierta 1

Las características de la primera es: ancho de 4,98 m y el largo de 11,10 m el cual cuenta con tres cerchas separadas entre sí a una distancia de 2,49 m.

El desarrollo detallado de la cubierta 1 se mostrara en el Anexo N° 2 donde se obtuvo los siguientes resultados, para el dimensionamiento de los perfiles en L de cada lado de la cercha:

Dimensiones Cubierta 1

Tabla 3.3

	Longitud Barra (m)	Fuerza Sección actuante	
HORIZONT	B A-1 y B 8-B	0,98	5175,722 C60X25X2
	B 1-2 y B 7-8	1,14	4621,111 C60X25X2 B 2-3
	y B 6-7	1,14	4071,228 C60X25X2 B 3-4 y B 5-6
		1,14	3452,756 C60X25X2
D I A	B 4-5	2,31	2868,68 C60X25X2 B 1-16 y B 10-8
		1,34	653,38 C60X25X2
	B 2-15 y B 7-11	1,58	760,642 C60X25X2
	B 3-14 y B 6-12	1,86	1009,217 C60X25X2
	B 4-13 y B 5-13	2,18	1099,471 C60X25X2

Fuente: Elaboración propia

	Compresión (m)	Longitud barra Sección	
INCLINADAS	B A-17 y B 9-B	5461,28	1,03 C60X25X2
	B 17-16 y B 10-9	5455,69	1,2 C60X25X2
	B 16-15 y B 11-10	4862,53	1,2 C60X25X2
	B 15-14 y B 12-11	4302,88	1,2 C60X25X2
	B 14-13 y B 13-12	3633,30	1,22 C60X25X2
VERTICALE	B 1-17 y B 8-9	345,42	0,33 C60X25X2
	B 16-2 y B 7-10	525,55	0,71 C60X25X2
	B 15-3 y B 6-11	797,50	1,08 C60X25X2
	B 14-4 y B 5-12	931,50	1,47 C60X25X2

Fuente: Elaboración propia

Para la sujeción de cada cercha se utilizara 38 pernos de 10mm, 32 pernos de 8mm, los mismos también fueron determinados de acuerdo a las cargas actuantes a las cerchas los mismos también se encuentra en el anexo nro. 2.

Cubierta 2

El dimensionamiento de la cubierta 2 es de un ancho de 16,4m y el largo de 11,1m el cual cuenta con nueve cerchas separadas entre sí a una distancia de 2.05 m.

El desarrollo del cálculo de la cubierta se mostrara en el Anexo N°2:

Dimensiones Cubierta 2

Tabla 3.4

	Barra	Longitud	Fuerza	Sección
		(m)	actuante	
HORIZONTAL	B A-1 y B 8-B	0,98	4223,503	C60X25X2
	B 1-2 y B 7-8	1,14	3770,932	C60X25X2
	B 2-3 y B 6-7	1,14	3322,218	C60X25X2
	B 3-4 y B 5-6	1,14	2817,532	C60X25X2
DIAGONAL	B 4-5	2,31	2340,914	C60X25X2
	B 1-16 y B 10-8	1,34	533,168	C60X25X2
	B 2-15 y B 7-11	1,58	620,698	C60X25X2
	B 3-14 y B 6-12	1,86	823,541	C60X25X2
	B 4-13 y B 5-13	2,18	897,193	C60X25X2

Fuente: Elaboración propia

	Barra	Longitud	Fuerza	Sección
		(m)	actuante	
INCLINADAS	B A-17 y B 9-B	1,03	4456,527	C60X25X2
	B 17-16 y B 10-9	1,2	4451,963	C60X25X2
	B 16-15 y B 11-10	1,2	3967,932	C60X25X2
	B 15-14 y B 12-11	1,2	3511,249	C60X25X2
	B 14-13 y B 13-12	1,22	2964,859	C60X25X2
VERTICALE	B 1-17 y B 8-9	0,33	281,864	C60X25X2
	B 16-2 y B 7-10	0,71	428,86	C60X25X2
	B 15-3 y B 6-11	1,08	650,698	C60X25X2
	B 14-4 y B 5-12	1,47	760,125	C60X25X2

Fuente: Elaboración propia

Para la sujeción de cada cercha se utilizara 38 pernos de 10mm, 32 pernos de 8mm, los mismos también fueron determinados de acuerdo a las cargas actuantes a las cerchas los mismos también se encuentra en el anexo nro. 2.

Cubierta 3

El dimensionamiento de la cubierta 3 es e un ancho de 8,12 m y el largo de 11,1 m el cual cuenta con cinco cerchas separadas entre sí a una distancia de 2.03 m.

El desarrollo del cálculo de la cubierta se mostrara en el anexo nro. 2:

Dimensiones Cubierta 3

Tabla 3.5

		Barra	Longitud (m)	Fuerza actuante	Sección
HORIZONTAL	B A-1 y B 8-B	0,98	4182,343	C60X25X2	
	B 1-2 y B 7-8	1,14	3734,172	C60X25X2	
	B 2-3 y B 6-7	1,14	3289,827	C60X25X2	
	B 3-4 y B 5-6	1,14	2790,059	C60X25X2	
	B 4-5	2,31	2318,087	C60X25X2	
DIAGONA	B 1-16 y B 10-8	1,34	527,985	C60X25X2	
	B 2-15 y B 7-11	1,58	614,653	C60X25X2	
	B 3-14 y B 6-12	1,86	815,516	C60X25X2	
	B 4-13 y B 5-13	2,18	888,447	C60X25X2	
		Barra	Longitud (m)	Fuerza actuante	Sección
INCLINADAS	B A-17 y B 9-B	1,03	4413,096	C60X25X2	
	B 17-16 y B 10-9	1,20	4408,577	C60X25X2	
	B 16-15 y B 11-10	1,20	3929,251	C60X25X2	
	B 15-14 y B 12-11	1,20	3477,016	C60X25X2	
	B 14-13 y B 13-12	1,22	2935,95	C60X25X2	
VERTICALE	B 1-17 y B 8-9	0,33	279,124	C60X25X2	
	B 16-2 y B 7-10	0,71	424,683	C60X25X2	
	B 15-3 y B 6-11	1,08	644,437	C60X25X2	
	B 14-4 y B 5-12	1,47	752,715	C60X25X2	

Fuente: Elaboración propia

Para la sujeción de cada cercha se utilizara 38 pernos de 10mm, 32 pernos de 8mm, los mismos también fueron determinados de acuerdo a las cargas actuantes a las cerchas los mismos también se encuentra en el anexo nro. 2.

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

Para el dimensionamiento de las estructuras de H°A° zapatas, sobrecimientos, columnas, vigas y la losa, se aplicaron los criterios de diseño de la ACI 318s-08 los mismos que son desarrollados a continuación para verificación del dimensionamiento realizado.

3.5.2.1. Columnas.-

El diseño de las columnas se realizó por medio de las fórmulas de diseño de ACI 318s-08. Para de esta manera verificar el dimensionamiento y la cuantía necesaria para la comparación de los tipos de losas (losa alivianada con viguetas pretensadas y losa reticular con casetones de poliestireno).

Diseño de columnas

Columna

Datos

12

$P_n = 25028,54$ kg

Si

$L = 3,1$ m $P_u > 0,1 f'_c A_g$ $h = 40$ cm $\phi = 0,65$

$P_u < 0,1 f'_c A_g$

$b = 30$ cm

Si

$F'_c = 210$ kg/cm²

$F_y = 4200$ kg/cm

$$\phi = 0,9 - \frac{2P_u}{f'_c A_g} \geq 0,65$$

$r = 2,5$ cm

$\phi = 0,85$ coef. $\rho_{max} = 0,08$

$M_1 = 14867,48$ kg*m eje 1 Mu en la parte superior del soporte

$M_2 = -5888,8$ kg*m eje 1 Momento mayorado en la parte inferior del soporte

$M_1 = 1927,625$ kg-m eje 2 Mu en la parte superior del soporte

$M_2 = -735,98$ kg-m eje 2 Momento mayorado en la parte inferior del soporte

Verificación de la esbeltez

Viga que interviene en el punto A cabeza del pilar

Viga	b cm	h cm	I_x cm ⁴	I_y cm ⁴	L m	x	y
V1	25	35	89322,91	45572,91	4,8		
V2	25	35	89322,91	45572,91	4,8	37217,88	18988,7

V3	30	70	857500	157500	8,05		
V4	25	35	89322,91	45572,91	2,84	137973,4	35612,0

Viga que interviene en el punto B base del pilar

Viga	b cm	h cm	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	L m	x	y
V1'	20	30	45000	20000	2,6		
V2'	20	30	45000	20000	3	32307,69	14358,9
V3'	0	0	0	0	0		
V4'	20	30	45000	20000	2,4	18750	8333,33

Columnas que intervienen en el punto A (cabeza de pilar)

Colum.	b cm	h cm	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	L m	x	y
C1	30	40	160000	90000	3,1		
C2	30	40	160000	90000	3,1	103225,8	58064,5
C3	30	40	160000	90000	2	131612,9	74032,2

Radio de giro de la columna de


Seccion Rectangular $r_x = 9$ cm.

estudio $r = 0,3h$
 $r_y = 9$ cm.

Relacion de rigidez de los puntos Ay B extremos de pilar:

$$\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{Col.} \quad \Psi_{ay} = 0,3699 \quad \Psi_m = 1,303 \quad \psi = \frac{L}{EI} \quad \Psi_{by} = 2,2360$$

$$\sum (-L)_{Vig.} \quad \Psi_{ax} = 1,4174 \quad \Psi_m = 2,328$$

$$\Psi_{bx} = 3,2384$$


El valor de K se puede determinar con mas siguientes ecuaciones sugeridos en los comentarios de la Aci.

Miembros a compresión no arriostrados restringidos en cada

si $\Psi_m < 2$ entonces: $\frac{20}{\Psi_m}$ extremo

$$k = * \sqrt{1 + \Psi_m}$$

20 si $\Psi_m > 2$ entonces:

$$k = 0,9 * \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Como Ψ_m es menor a 2 tenemos:

$$K_y = 1,419$$

$$K_x = 1,642$$

Relacion de esbeltes

$$\lambda > 100$$

$\lambda < 22$ Columna corta
 $\lambda > 22$ columna esbelta
 Analisis de segundo orden

$$\lambda_y = 48,866 \text{ columna esbelta}$$

$$\lambda_x = 36,485 \text{ columna esbelta}$$

Diseño como columna esbelta

$$\frac{Pu'(e + \Delta)}{Mc}$$

Factor de magnificación $M_2 > M_1$

$$Mc = \frac{M_2}{1 - \delta}$$

Sólo se considera la magnificación de momentos por cargas de gravedad ya que son las más apreciables que las cargas de

viento

$$Mc = \delta * M_2 = \delta_b * M_2b + \delta_s * M_2s$$

$$\delta_s = 0$$

Excentricidad mínima

$$e_{min} = (1,85 + 0,03 * h)$$

$$3,05 \text{ cm}$$

y $M_1 = 14867,4$ $M_2 = 59,402$ $e_x = \frac{M_2}{M_1} = \frac{59,402}{14867,4} = 0,004$

$M_2 = -5888,8$ $Pu = 14867,48$ $kg-m$ $e_x = \frac{M_2}{M_1} = \frac{-5888,8}{14867,48} = -0,396$

Usar: $M_2 = 14867,48$ $kg-m$ $e_x = \frac{M_2}{M_1} = \frac{14867,48}{14867,48} = 1$

$M_2 = -735,98$ $Pu = 1927,625$ $kg-m$ $e_x = \frac{M_2}{M_1} = \frac{-735,98}{1927,625} = -0,382$

Usar: $M_2 = 1927,625$ $kg-m$ $e_x = \frac{M_2}{M_1} = \frac{1927,625}{1927,625} = 1$

Modulo de elasticidad del hormigón

$$217370,651 \text{ kg/m}^2$$

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 2$$

Valor aproximado de Elc para la columna por la siguiente

expresión:

$$Elc = \frac{EC * Ic}{2,5 * (1 + \beta d)}$$

Ec: Módulo de elasticidad del

hormigón

columna

βd : Es igual a la siguiente expresión

Ic:

1,4 d

Momento de inercia de la

$$\beta d = \frac{\text{Momento factorado de carga muerta}}{\text{momento factorado total}} = \frac{M_{du}}{M_u} \leq 1$$

M_{du}= 1376,88 kg-m

M_u= 1927,625 kg-m

βd = 0,714

I_x= 160000,0 cm⁴

I_y= 90000,0 cm⁴

El_{cx}= 4564783675,05 Kg-cm²

El_{cy}= 4564783675,05 Kg-cm²

Determinación de la carga crítica

P_c

$$P_c = \frac{\pi^2 * Elc}{(k * L)^2}$$

K_y= 1,419
K_x= 1,642 l= 2,75 m

P_{cy}= 295992,488 kg P_{cy}= 295,992 Tn

P_{cx}= 221004,242 kg P_{cx}= 221,004 Tn

Determinación del coeficiente

CM:

$$CM = 0,6 + 0,4 * \frac{M1}{M2} \geq 0,4$$

siendo M2 el momento

numerico mayor

$$CM_y = 1,610$$

$$CM_x = 0,753$$

Factor:

$$\phi = 0,75$$

CM

$$\frac{\delta b}{Pu} =$$

$$1 - \frac{1}{\phi * P_c} \delta b_y = 1,814 \quad \delta b_x = 0,887$$

Momento $M_c = \delta b * M_2$

$$M_{cy} = 26976,30 \text{ Kg-m} \quad e_y = 107,78 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = 1709,03 \text{ Kg-m} \quad e_x = 6,83 \text{ cm}$$

$$P_u = 25028,54 \text{ Kg-m}$$

Se determina de la manera aproximada el área de acero para la sección de la columna con el momento mayor, para luego verificar con la formula de Bresler biaxial

Para entrar a los gráficos de la cuantía necesaria de la ACI se determina:

Figura

$$\frac{M_u}{Ag * h}$$

$$56,201 \text{ kg/cm} \quad 0,799 \text{ klb/pulg}$$

$$Ag * h$$

$$\frac{P_u}{Ag}$$

$$20,857 \text{ kg/cm}^2 \quad 0,297 \text{ klb/pulg}^2$$

$$\gamma = \frac{h - 2 * r - \phi_{long} - 2\phi_{est}}{h}$$

$$\gamma = 0,805 \approx 0,75$$

Datos asumidos:

$$\phi_{long} = 1,2 \text{ mm}$$

$$\phi_{est} = 0,8 \text{ mm}$$

Entrando con los tres parámetros se tiene la cuantía mínima necesaria

$$0,03$$

=

$$\rho_{max} = 0,08$$

$\rho_{min} = 0,01$ $A_s = 36$ cm^2

Tanteo del diametro y el n° de

ϕ Diametro en mm = 25,4 Areal = barras 40,54 cm^2
 8 barras = $\rho = 0,0338$ N°

Verificacion de flexion biaxial

Flexion respecto al

eje

y

$e_x/h = 0,17$

Flexion respecto al

eje

x

$e_y/h = 2,69$

$\frac{\phi P_{ny0}}{A_g} =$ kg
 0,5 klb/pulg² 35,147 \rightarrow kg/cm² $\phi P_{ny0} = 42176,9$

$\frac{\phi P_{nx0}}{A_g} = 0,67$ klb/pulg² \rightarrow 47,098 kg/cm² $\phi P_{ny0} = 56517,1$
 $\frac{\phi P_0}{A_g} =$ \rightarrow

2,8 klb/pulg² 196,826 kg/cm² 236190
 $\phi P_0 =$

De la fórmula de

Bresler

$$\frac{1}{\dots} = \frac{1}{\dots} + \frac{1}{\dots} + \frac{1}{\dots}$$

ϕPn $\phi Pnxo$ $\phi Pnyo$ ϕPo

$\phi Pn = 21911,9 \text{ Kg}$

$\phi Pn = 21911,9 \text{ kg}$ $25028,$

Si las varillas

Armadura de corte $<$ kg
 longitudinales son menores a la nro. 10(32mm) el refuerzo transversal sera como mínimo 10mm.
 Sin embargo se utilizara como mínimo 8mm.
 El espaciamiento vertical mínimo

será:

$$s \leq 16\phi_{long} = 40,64$$

$$s \leq 48\phi_{est} = 38,4$$

$$s \leq 48\phi_{est} = 35 \text{ cm}$$

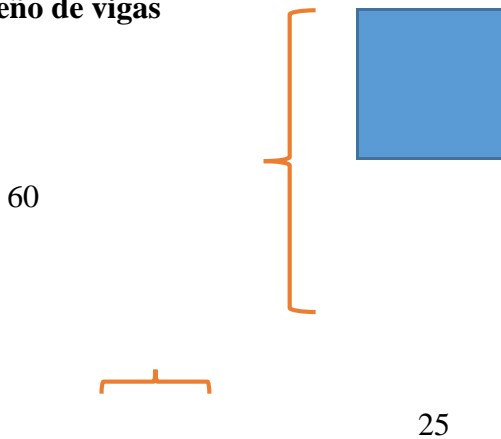
$$s \leq \text{menor dim} - 2r = \text{cm}$$

Se elige: ϕ 8 mm c/ 18 cm

3.5.2.2. Vigas

Considerando los mismos criterios se desarrolló el cálculo de las vigas para su comparación:

Diseño de vigas



A=	600	cm ²		
M=	170	cm		
Yg=	20,00	cm		
Ix=	160000	cm ⁴	Iv T=	160000 cm ⁴
			b=	30 cm
			h=	40 cm

Diseño de la seccion

Datos

Mu=	3960,245	kg-m	$\beta_1 =$	0,85
h=	60	cm	d=	58 cm

b= 25 cm
 bw= 25 cm
 f'c= 210 kgc/cm2
 fy= 4200 kgc/cm2
 r= 2 cm
 φ= 0,9

Coef. Pmax= 0,75

Se supondra que la estructura trabajara como seccion rectangular para luego verificar
 Considerando que actua como seccion rectangular

Bloque de compresion

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} = 1,73$$

As= 1,83 cm2

Diseño como seccion rectangular

Cuantia minima ρmin b

14

fy ρmin= 0,003333 ρmin = —

ρmin= 0,002760 ρ, min = 0,8 * √f'c

fy ρmin= 0,003333 5
 As= cm2

0,0012 < 0,0033

ρ < ρmin

			n°3	n°4	n°5
D pulg.	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
D mm.	6	8	10	12	16
Area mm2	28,3	50,3	78,5	113,1	201,1
Barras n°	18	10	7	5	3
Esp. Cm	1,2	2,1	3,0	4,2	7,0

Definicion de armadura

Estribo $\phi_v = 0,8$ cm
 Long. $\phi_v = 1,6$ cm

2 ϕ_L 16 mm. $A_s = 6,03$ cm² Cuantia balanceada

$$\rho_b = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho'_b = \beta_1 * 0,85 \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho'_b = 0,021$$

$$\rho_f = \frac{0,85 * f'_c * (b - b_w) * h_f}{f_y * b_w * d} = 0,044$$

$$\rho_b = \rho'_b + \rho_f = 0,065$$

Cuantia maxima (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b = 0,049$$

Comparacion de cuantias

$$\rho = 0,0033 < \rho_{max} = 0,049 \text{ cumple}$$

Diseño a cortante

Se diseñara la seccion como rectangular de ancho de alma b_w cortante a d de la cara de apoyo

Datos

$V_u = 15207,95$ kg

$h = 40$ cm

$d = 38$ cm

$b_w = 30$ cm

$f'_c = 210$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

$r = 2$ cm

$D = 0,8$ cm

$0,5$ cm²

$\phi = 0,75$ cortante

Fuerza cortante que resiste el hormigon

$$v_c = 8755,69 \text{ kg}$$

Tres requisitos minimos para el diseño:

- 1.- Si $V_n \leq V_c/2$ no necesita refuerzo transversal
- 2.- Si $V_n > V_c/2$ y $V_n < V_c$ refuerzo transversal minimo
- 3.- Si $V_n > V_c$ tenemos:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

entonces $s \leq d/2$ y $s \leq 60 \text{ cm}$. entonces

$$s \leq d/4 \text{ y } s \leq 30 \text{ cm. } V_s \leq 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$V_s \geq 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$ cambiar seccion

$$V_s > 2,12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Calculo de V_n

$$V_u \quad V_n = 20277,267 \text{ kg}$$

Comparacion

Ø

$$V_n = \frac{V_u}{1,06 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}$$

$$\begin{array}{ccc} V_n & & V_c \\ 20277,267 & > & 8755,69 \end{array}$$

Calculo de V_s

$$V_s = (V_n - V_c)$$

$$11521,58 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{2,12 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{35022,759 \text{ kg}} > 11521,58 \text{ kg}$$

$$17511,38 \text{ kg} > 11521,58 \text{ kg}$$

Entonces:

$$S \leq 19 \text{ cm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Diseño por corte usando Varilla de 8mm minimo según ACI

Separacion	$A_v =$	1,0	cm ²	
	$A_v * f_y * d$	$s =$	13,94	cm
	V_s			$s =$ _____
Separacion maxima	$A_v * f_y$	$s =$	40,24	cm
	$3,5 * b_w$			$s_{max} =$ _____

Usar \emptyset mm c/15 cm

8

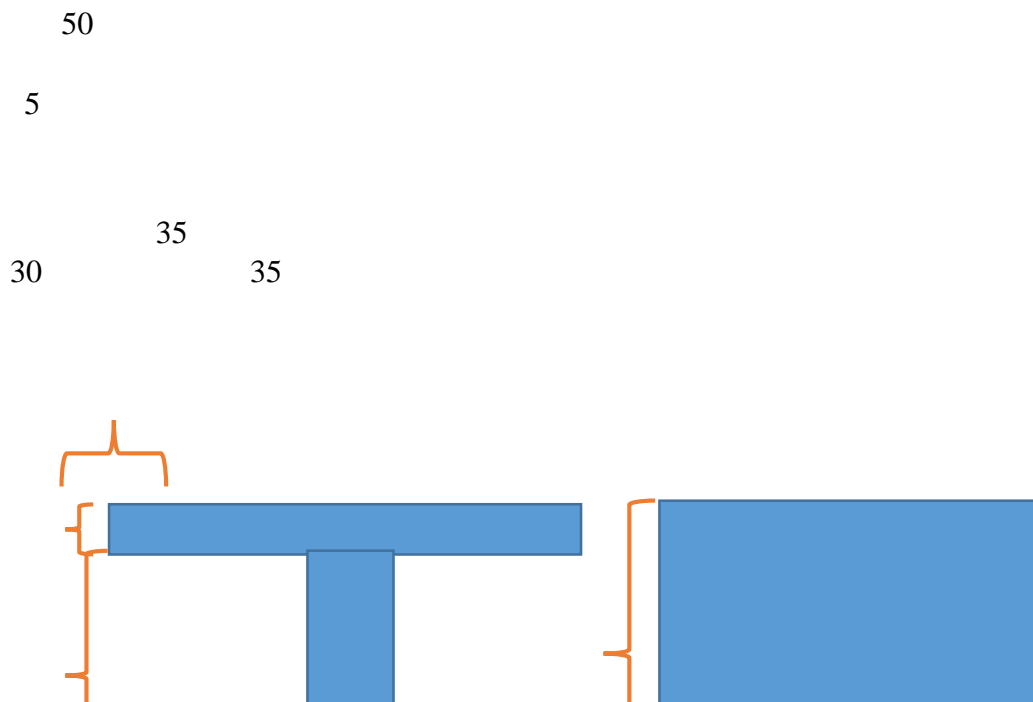
La armadura de corte se colocara a L/3 de la viga en los extremos, siendo menores en centro luz.

3.5.2.3. Losas

Como el propósito de la presente es realizar una comparación de las losas se verificaron el dimensionamiento de ambas para poder proseguir con el objetivo a continuación mostraremos el cálculo de cada una.

3.5.2.3. Losa Reticulada

Losa reticular
 Predimensionamiento estructural
 Verificación de altura mínima de la losa reticular



La inercia de la viga de altura constante debe ser la misma que la inercia de la viga T

$$A = 600 \text{ cm}^2$$

$$M = 170 \text{ cm}$$

$$Y_g = 25,83 \text{ cm}$$

$$I_x = 94583,33 \text{ cm}^4 \quad I_v T = 266666,6 \text{ cm}^4$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Según la norma si $2 > \alpha_m > 0,2$ el espesor mínimo será dado por la siguiente expresión:

$$h = \frac{ln * \left(0,8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 5 * \beta(\alpha_m - 0,2)} \geq 12,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_m = \frac{E_c b * L_b}{E_c s * L_s}$$

Se verificará en un panel de 10 m. x 7.6 m. se utilizará vigas de 30 x 60

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

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

$$L_{nx} = 9,7 \text{ m} \quad h \text{ losa} = 25 \text{ cm}$$

$$L \text{ losa max} = 8,5 \text{ m}$$

$$L_{ny} = 7,3 \text{ m}$$

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

Para diferentes longitudes:

$$E \text{ viga} = 540000,0 \text{ cm}^4$$

$$1106770,$$

$$L1 = 8,5 \text{ m} \quad E \text{ losa1} = 8 \text{ cm}^5$$

$$1061197,$$

$$L2 = 8,15 \text{ m} \quad E \text{ losa2} = 9 \text{ cm}^6$$

$$2148437,$$

$$L3 = 16,5 \text{ m} \quad E \text{ losa3} = 5 \text{ cm}^7$$

$$1076822,$$

$$L4 = 8,27 \text{ m} \quad E \text{ losa4} = 9 \text{ cm}^8$$

$$a_1 = 0,557 \quad a_2 = 0,606 \quad \alpha_m = 0,475 \quad a_3 = 0,148 \quad \beta = 1,33 \quad a_4 = 0,588$$

$$h = 24,718 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

la pre dimensión es razonable considerando que los demás paños son de menores Dimensiones.

El aligeramiento será con encofrado recuperable de plastroformo, separación de ejes es de 50 cm y una altura de nervios de 40 cm. Con una capa de compresión de 5 cm, que trabaja conjuntamente con los nervios los cuales son de 12 cm.

Diseño de la seccion

Datos

Mu=	3960,245 kg-m	β1=	0,85
h=	35 cm	d=	33 cm
b=	50 cm		
bw=	12 cm		
hf=	5 cm		
f'c=	210 kgc/cm2		
fy=	4200 kgc/cm2		
r=	2 cm		
φ=	0,9		
Coef. Pmax=	0,75		

Se supondra que la estructura trabajara como seccion rectangular para luego verificar
Considerando que actua como seccion rectangular

Bloque de compresion

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * fc * b} \quad a = 1,53$$

As= 3,25 cm2

a < hf

1,53 < 5 cm

Cuantia minima ρmin Diseño como seccion rectangular b $\rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0,003333$

ρmin= 3

ρmin= 3 $\rho_{min} = 0,8 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0,002760$ ρ, *

ρmin= 0,003333
As= 3
1,4 cm2

ρ > ρmin > 0,0033

0,0077

			n°3	n°4	n°5
D pulg.	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
D mm.	6	8	10	12	16
Area mm ²	28,3	50,3	78,5	113,1	201,1
Barras n°	12	7	5	3	2
Esp. Cm	0,7	1,1	1,6	2,7	4,0

Definicion de armadura

$$\text{Estribo } \phi_v = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{Long. } \phi_v = 1,6 \text{ cm}$$

$$2 \phi_L 16 \text{ mm. } A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

Cuantia balanceada

$$\rho_b = \frac{A_s}{b w} * d$$

$$\rho'_b = \beta_1 * 0,85 \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho'_b = 0,021 \quad \rho$$

$$\rho_f = \frac{0,85 * f'_c * (b - b_w) * h_f}{f_y * b_w * d} = 0,020$$

$$\rho_b = \rho'_b + \rho_f \quad \rho_b = 0,042 \quad \text{Cuantia maxima } (\rho_{max})$$

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,031$$

Comparacion de cuantias

$$\rho < \rho_{max} \quad 0,0077 < 0,031 \text{ e}$$

cumpl

Diseño a cortante

Se diseñara la seccion como rectangular de ancho de alma b_w
cortante a d de la cara de apoyo

Datos

$$V_u = 15207,95 \text{ kg}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad s = 13,94 \text{ cm}$$

Separacion
maxima

$$A_v * f_y \quad s = 40,24 \text{ cm}$$

$s_{max} =$

$$3,5 * b_w$$

Usar \varnothing 8 mm c/15 cm

La armadura de corte se colocara a L/3 de la viga en los extremos, siendo menores en centro luz.

3.5.2.3. Losa Alivianada con viguetas pre fabricadas complemento de poliestireno

El redimensionamiento de losa alivianada unidireccional, con viguetas semi resistentes, la resistencia y control de deflexiones en tension admisible viene tabulada para momentos nominales para viguetas a utilizar.

Se utilizara una altura de losa de 20 cm, total con una capa de compresion de 5cm y un aligeramiento de plastoformo de 15 cm de espesor. La separacion de eje a eje de las viguetas sera de 50cm.

En lo que se refiere a las vigas este tendra mayor peralte en el sentido de apoyos de las viguetas.

Dimensionamiento del esfuerzo negativo de viguetas

No se garantiza una continuidad del 100% de las viguetas, segun la ACI recomienda como momento minimo de:

$$M(-) = \frac{q * l^2}{12}$$

$$M(+) = \frac{q * l^2}{24}$$

Se observa los valores dentro de los rangos

Momentos en los paños exteriores

Paño $M(-) = 143 \text{ kg-m}$

Paño $M(-) = 281 \text{ kg-m}$

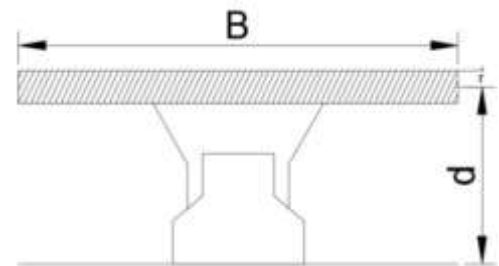
Paño $M(-) = 534 \text{ kg-m}$

Paño $M(-) = 833 \text{ kg-m}$

Momentos en los paños interiores

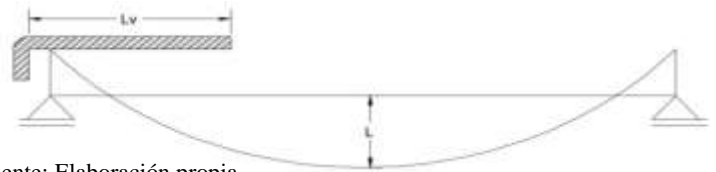
eje $M(-) = 533 \text{ kg-m}$ eje $M(-) = 522 \text{ kg-m}$

$E1 = 217370,65 \text{ kg/cm}^2$ $E2 = 280624,3 \text{ kg/cm}^2$



$\phi = 0,9$ Flexion
Homogeneizar la seccion

E1 FIGURA 3.4



Fuente: Elaboración propia

eje eje M(-)= 531 kg-m kg-
M(-)= 532 m

Fuente: Elaboración propia

FIGURA 3.3

Datos

$f'c =$

$f'c =$ kg/cm²

$f_y =$ 210 kg/cm² Carpeta

$d = B =$ 350 kg/cm² Vigueta

4200 cm cm

13

50 real

$$n = \frac{f'c}{f_y} = 0,775 \quad B = 38,730 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad \text{si } a = d/10$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (0,9 * d)} \quad \text{Aprox.}$$

$$L_v > L/6$$

Calculo de armadura

Area de acero en los paños exteriores

Paño $A_s =$ 0,323

Paño $A_s =$ 0,635

Paño $A_s =$ 1,207

Paño $A_s =$ 1,884

Cantida

$\phi 8\text{mm}$ $\phi 10\text{mm}$ $\phi 12\text{mm}$

0,643 0,412 0,286

1,264 0,809 0,562

2,402 1,537 1,068

3,747 2,398 1,665

Area de acero en los paños interiores

Eje $A_s =$ 1,205

Eje $A_s =$ 1,180

Eje $A_s =$ 1,201

Eje $A_s =$ 1,203

$\phi 8\text{mm}$ $\phi 10\text{mm}$ $\phi 12\text{mm}$

2,398 1,534 1,066

2,348 1,503 1,044

2,389 1,529 1,062

2,393 1,532 1,064

Diámetros de barras a utilizar

Paño	1	∅	8	mm.
Paño	1	∅	10	mm.
Paño	1	∅	10	mm.
Paño	1	∅	12	mm.
Eje	1	∅	10	mm.
Eje	1	∅	10	mm.
Eje	1	∅	10	mm.
Eje	1	∅	10	mm.

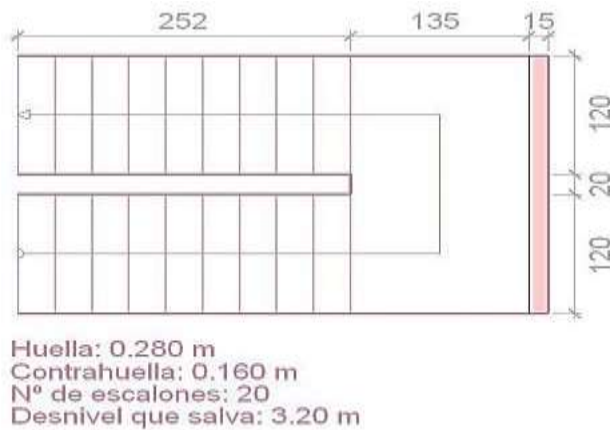
3.5.3. Estructura Complementarias

Las estructuras complementarias fueran diseñadas considerando que las mismas aportan de alguna forma a la estética del diseño como así también a la manera de conexión de la infraestructura.

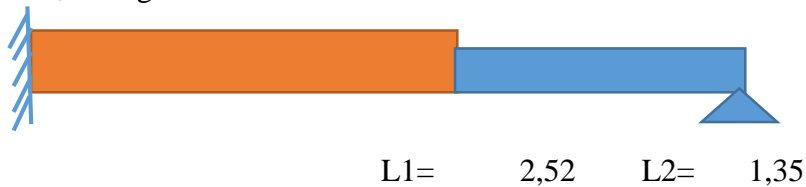
3.5.3.1. Escalera

A continuación se verifica el dimensionamiento de la escalara:

Diseño de escalera



Fuente: Cype cap escaleras diseño del primer tramo **Figura 3.5.** 1173,089 kg/m
929,664 kg/m



R1=	2835,88	kg
R2=	1497,45	kg
Xo=	0	m
Mmax=	2222,22	kg-m

Momento de diseño

$$(+)\text{Mdiseño} = \alpha * (+)\text{Mmax}$$

$$\alpha = 0,9$$

$$(-)\text{Mdiseño} = 1/2 * (+)\text{Mmax} \quad \text{Apoyos monoliticos rigidos}$$

$$(+)\text{Mdiseño} = 2,00 \text{ tn-m}$$

$$(-)\text{Mdiseño} = 1,00 \text{ tn-m}$$

$$As = \frac{Mu}{\alpha} \quad a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$\alpha = \frac{2}{2}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d = 14$$

$$\phi * fy * (d -)$$

Datos	2000,00	
Mu=	16 kg-m	
t= b=	252 cm	cm
f'c=	210 kgc/cm ²	
fy=	4200 kgc/cm ²	
r= φ=	2 cm	
Coef. Pmax=	0,9	
	0,75	

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = 0,36$$

$$As = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$a < hf \quad 0,36 < 16 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{min} = 6,35 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ Adop.} = 6,35 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor de la cuantia minima de losas como valor debido a que es mayor del valor calculado

Cuantia balanceada

$$\rho b = \frac{As}{bw * d}$$

$$\rho = \frac{f'c}{\beta_1} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho = 1 * 0,85 * \frac{6000}{6000 + 6000}$$

$$\rho = 0,021$$

$$\frac{0,85 * f'c * (b - b_w) * h_f}{f_y * b_w * d} = \rho_f = 0,049$$

$$\rho_b = \rho_b + \rho_f$$

$$\rho_b = 0,070$$

Cuantia maxima (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,052$$

Comparacion de cuantias

$$\rho < \rho_{max} \quad 0,0016 < 0,052$$

Armadura

$$\text{barra} = 10 \text{ mm} \quad \text{Area} = 0,712557 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ = 9,0 \text{ barras}$$

Separacion

$$s = 31,00 \text{ cm}$$

$$s \text{ asum.} = 35 \text{ cm}$$

$$9 \text{ } \phi \text{ 10mm. c/25cm}$$

Diseño de armadura por momento negativo

$$(-)A_s = \frac{1}{2} * (+)A_s =$$

$$3,175 \text{ cm}^2$$

Armadura

barra= 8 mm Area= 0,49 cm²

Nº= 7,0 barras

Separacion

s= 34,43 cm

s asum.= 35 cm

7 ø 8 mm. c/35cm

Diseño de armadura transversal por temperatura

$\rho_{min} = 0,0018$

$A_{st} = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$

Barra= 8 mm Area= 0,49 cm²

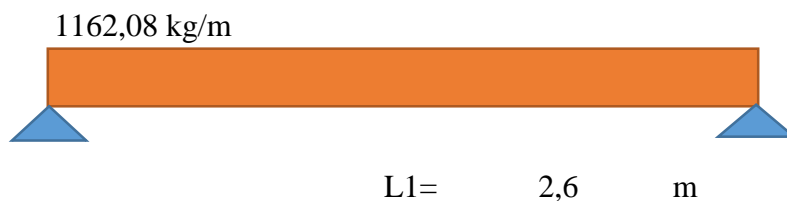
Separacion $s = A\phi / A_{st}$ s= 17,18 cm

dos caras 34,36 cm

Separacion maxima= 32

Usar ø8 mm c/32 cm

Diseño del segundo tramo



R1= 1510,7 kg

R2= 1510,7 kg

Xo= 0 m

Mmax= 654,64 kg-m

Momento de diseño

$(+)M_{diseño} = \alpha * (+)M_{max}$

$\alpha = 0,9$

$(-)M_{diseño} = 1/2 * (+)M_{max}$ Apoyos monoliticos rigidos

(+)Mdiseño=	0,59	tn-m
(-)Mdiseño=	0,29	tn-m

Datos

Mu=	589,18	kg-m		
t=	16	cm	β1=	0,85
b=	135	cm	d=	13
f'c=	210	kgc/cm ²		
fy=	4200	kgc/cm ²		
r=	3	cm		
φ=	0,9			
Coef. Pmax=	0,75			

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

a=	0,21	cm
As=	1,21	cm ²

a	<	hf
0,21	<	16

Amin=0,0018*b*d	
Amin=	3,16 cm ²
As Adop.=	3,16 cm ²

Se toma el valor de la cuantia minima de losas como valor debido a que es mayor del valor calculado Cuantia balanceada

$$\rho b = bw \frac{As}{d} * d$$

$$\rho' b = \beta 1 * 0,85 \frac{f'c}{6000} * (\frac{6000}{f'c})$$

$$f_y = 6000 + f_y \quad \rho' = 0,021$$

$$0,85 * f'c * (b - bw) * hf$$

$$\rho_f =$$

$$f_y * bw * d \quad \rho_f = 0,052$$

$$\rho_b = \rho'b + \rho_f \quad \rho_b = 0,074$$

Cuantia maxima (ρ_{max})

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b \quad \rho_{max} = 0,055$$

Comparacion de cuantias

$$\rho < \rho_{max} \quad 0,0015 < 0,055 \text{ cumple}$$

Armadura

$$\text{barra} = 8 \text{ mm} \quad \text{Area} = 0,495 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ = 7,0 \text{ barras}$$

Separacion

$$s = 21,50 \text{ cm}$$

$$s \text{ asum.} = 25 \text{ cm}$$

$$7 \text{ } \phi \text{ 10mm. c/25cm}$$

Diseño de armadura por momento negativo

$$(-)A_s = \frac{1}{2} * (+)A_s =$$

$$1,580 \text{ cm}$$

Armadura

$$\text{barra} = 6 \text{ mm} \quad \text{Area} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ = 5,0 \text{ barras}$$

Separacion

$$s = 24,80 \text{ cm}$$

$$s \text{ asum.} = 25 \text{ cm}$$

$$5 \text{ } \phi \text{ 6 mm. c/25cm}$$

Diseño de armadura transversal por temperatura

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$A_{st} = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Barra} = 6 \text{ mm} \quad \text{Area} = 0,32 \text{ cm}^2$$

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

qa 1,33 kg/cm²

ZAPATAS AISLADA

ZAPATA 1

Separacion s=Aø/Ast s= 11,00 cm
 dos caras 21,99 cm

Separacion maxima= 25

Usar ø6 mm c/25 cm

3.5.4. Fundaciones

Verificación del dimensionamiento para la fundación de la estructura.

Diseño de fundaciones

Profundidad de desplante Df= 2 m

P= 35,199 Tn

$$A_{req} = \frac{P}{q_a} = 2,646541353 \text{ m}^2$$

A= 1,75 m

B= 1,75 m

$$q = \frac{P}{A \cdot B}$$

q ≤ qa = 1,149 Fuente: Zapatas aisladas **FIGURA 3.6** FIGURA 3.3

ok!!

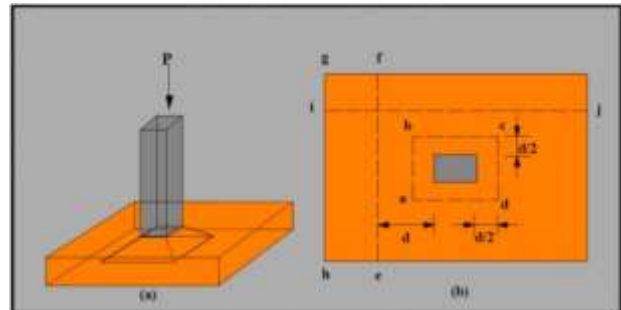
Pmuerta= 24,64 Tn

Pviva= 10,56 Tn

fc' = 210 kg/cm²

fy = 4200 kg/cm²

46,46 Pu= 46 Tn



$$P_u = 1.2 D + 1.6 L = 34,50$$

$$P_u = 1.4 D$$

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}}$$

1,517 kg/cm²

VERIFICACION AL CORTE POR PUNZONAMIENTO

a= 30 cm

b= 40 cm

cm  h= cm

r= 5

d= 30 cm

$$\beta =$$

0,75

$\alpha_s = 40$, para cargas aplicadas al centro de una zapata

$$b_0 = 2 \cdot (a + b + 2d)$$



$$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad v_c = \frac{260 \text{ cm}}{28,16}$$

$$= 25,88$$

$$15,3$$

$$= 15,36$$

4200

6,85 kg/cm²

Ok!!!

$$A_0 = (a+d)(b+d)$$

$$= 7,68$$

$$\phi = 0,75$$

$$v_u = \frac{q_u(AB - A_0)}{\phi b_o d}$$

$$v_u \leq v_c$$

verificacion a corte por flexion

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$m = 72,50$$

$$V_x = 11283,79$$

$$M_y = 697769,89$$

$$V_u = 2,87$$

$$n = 67,50 \quad q_y = 265,50 \quad V_y = 9956,29$$

$$M_x = 604844,53$$

Fuente: Aci 318S-08 diseño de zapatas

$$2,53$$

$$V_u =$$

$$v_u \leq v_c$$

ok!!!

CAILCULO DE REFUERZO DE ACERO POR FLEXION

Para el cálculo de refuerzose

$$\text{toma } \phi = 0,85$$

AS1

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_y}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A}}$$

$$= 0,89 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Tabla [3.1.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Para el eje "x"	Para el eje "y"
$m = \frac{A - a}{2}$	$n = \frac{B - b}{2}$
$q_x = q_u \cdot B \quad ; \quad q_x = \frac{P_u}{A}$	$q_y = q_u \cdot A \quad ; \quad q_y = \frac{P_u}{B}$
$V_x = q_x \cdot (m - d)$	$V_y = q_y \cdot (n - d)$
$M_y = q_x \cdot \frac{m^2}{2}$	$M_x = q_y \cdot \frac{n^2}{2}$
$\Rightarrow v_u = \frac{V_x}{\phi B d}$	$\Rightarrow v_u = \frac{V_y}{\phi A d}$

$$q_x \text{ 265,50}$$

B

= 6,61 cm²

11 cm²

= 11,03 cm²

$$A_{s1} \geq A_{s1min}$$

=

B	As1
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03

Diámetro [mm]	Área [cm ²]	#barras=As1/Ar ea	Espaciament o e=(B2r)/#barras
5	0,196	56,3 = 57	3,0
6	0,283	39,0 = 39	4,0
8	0,503	21,9 = 22	7,5
10	0,785	14,0 = 15	11,0
12	1,131	9,7 = 10	16,5
16	2,011	5,5 = 6	27,5
20	3,142	3,5 = 4	41,5
22	3,801	2,9 = 3	55,0
25	4,909	2,2 = 3	55,0
32	8,042	1,4 = 2	82,5

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_x}{0,85 \times \phi \times f_c' \times B}}$$

Acero
asumido:

10 ø 12mm c/16,5 cm

AS2

= 0,77 cm

A

$$A_{s2} = \frac{M_x}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{2}{\beta + 1} A_{s1}$$

$$= 12,60$$

$$A_{s2} \geq A_{s2 \text{ min}}$$

$$= 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2 \text{ min}} = 0.0018 \cdot B \cdot h = 11,03 \text{ cm}^2$$

B	As2
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03
1,75	11,03

Acero

asumido:
c/30cm

6 \emptyset

Diámetro [mm]	Área [cm ²]	#barras=As1/Ar	Espaciament o (cada) e=(B)/#barra
5	0,196	56,3 = 57	3,0
6	0,283	39,0 = 39	4,5
8	0,503	21,9 = 22	8,0
10	0,785	14,0 = 15	11,5
12	1,131	9,7 = 10	17,5
16	2,011	5,5 = 6	29,0
20	3,142	3,5 = 4	44,0
22	3,801	2,9 = 3	58,5
25	4,909	2,2 = 3	58,5
32	8,042	1,4 = 2	87,5

16mm

3.6. Desarrollo de la estrategia ejecución de la obra

para la

3.6.1. Especificaciones técnicas

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

Las Especificaciones Técnicas pueden dividirse en Generales y Específicas. Las especificaciones técnicas generales definen los grandes rubros de la obra, detallando la forma como se ha previsto su ejecución las cuales serán efectuadas en el anexo nro. 7.

Es por ello que cada especificación técnica presenta un proceso constructivo que garantice el orden en el diseño, la puesta en marcha, el material que será necesario y el equipo o maquinaria necesario para que los cuales permitan garantizar la calidad de la obra y su cumplimiento con las necesidades por las cuales se construye.

3.6.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos dentro de la obra, establecen el costo, determinando la cantidad de material necesario para la ejecutar, estableciendo los volúmenes de obra.

Para realizar en marcha los cómputos métricos se tuvieron que estudiar los resultados del cálculo para poder determinar las mediciones necesarias, como así también desarrollar la idea del conjunto de la obra, respetando las instrucciones de los planos estructurales, con la mayor exactitud posible.

Los cómputos métricos se realizaron obteniendo las mediciones de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas. Con mucha responsabilidad, precisión considerando la importancia de los mismos, debido a que este trabajo puede representar el coste final del proyecto los mismos que son adjuntados en el Anexo N° 4.

3.6.3. Precios unitarios

El análisis de precio unitario es un documento de suma importancia en una obra, puesto que brinda una garantía presupuestaria al momento de ejecución. Las unidades de medición del ítem, fueron extraídas directamente del cómputo métrico, para medición de cada ítem.

Se elaboraron los precios unitarios con base a la necesidad de costos por diseños y verificaciones del pre dimensionamiento de los diferentes componentes de cada sistema. Los precios unitarios obtenidos se encuentran en bolivianos, y pueden convertirse a dólares Americanos, utilizando el tipo de cambio oficial de 6.96 Bs. por cada 1.00 \$US.

Todos los precios de materiales, mano de obra, equipo y herramientas y el precio final de las partidas son precios que contemplan los respectivos impuestos de ley.

Para la estimación de los precios unitarios, de empresas proveedoras de materiales de construcción y equipos, de empresas constructoras. El precio unitario de cada ítem será adjuntado en el Anexo N° 5.

Se calcula los precios unitarios de cada uno de los ítems que forman parte de la obra. Estableciéndose en definitiva cantidades matemáticas parciales las que se englobarán en un total.

Un precio unitario se halla formado por los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra (incluyendo beneficios sociales)
- c) Desgaste de herramientas y/o reposición de equipos

- d) Gastos generales
- e) Utilidad o beneficio industrial

Costo de Materiales.- Este rubro nos proporciona el primer elemento del precio unitario y es la cantidad de materiales que forman parte de una obra. El costo de materiales se calcula basándose en precios vigentes en el mercado a fecha de la determinación del costo, incluye su transporte hasta al pie de la obra.

Costo de Mano de Obra (incluyendo beneficios sociales)- El costo de mano de obra se halla condicionado a dos factores: el precio que se paga por ella ó salario y el tiempo de ejecución de la unidad de obra o Rendimiento.

Los Beneficios Sociales deben involucrarse dentro del costo de mano de obra, ya que las leyes sociales del país determinan este pago a todas las personas asalariadas, calculándose de acuerdo a estipulaciones del Código de Trabajo.

Desgaste de Herramientas y/o Reposición de Equipos.- Este rubro se considera generalmente como un porcentaje de la mano de obra; la estimación de este porcentaje aplicable es variable en un rango del 5 al 10 %, este porcentaje está destinado a la reposición de herramientas y equipos que proporciona la empresa para la ejecución de la misma.

Gastos generales.- Son los gastos imputables a la obra misma, que se realizan aunque ésta no se ejecute, no son claramente determinados porque no intervienen en forma directa y no pueden ser designados a ninguno de los rubros anteriormente mencionados.

Los gastos generales pueden clasificarse de la siguiente manera:

a) Gastos administrativos.- Son los sueldos y beneficios sociales de profesionales y empleados, alquileres, luz, teléfonos, libros, útiles y material de escritorio, correspondencia, movilidad y transporte, propaganda, impuestos y patentes municipales, impuestos a la renta, etc.

b) Gastos de obra.- Instalaciones, cercos, carteles, consumo de energía, planos, copias, proyectos, licitaciones y seguros.

Los gastos generales se toman como un porcentaje de la suma de los rubros anteriores, considerando una estimación del 10 al 15 % de la misma.

Utilidad.- Es el beneficio que percibe la empresa por la realización de las obras. Generalmente las entidades del sector público conceden un 10 % de utilidad en los anteriores rubros.

Iva.- Es el Impuesto al Valor Agregado que se paga por todas las ventas de bienes, por los contratos de obras, por los contratos de prestación de servicios., El valor agregado es el valor adicional que adquieren los bienes o servicios al ser transformados durante el proceso productivo. En otras palabras, el valor económico que un determinado proceso productivo añade a las materias primas utilizadas en la producción. Las personas naturales o jurídicas

deben cancelar este aporte. En nuestro caso el impuesto debe ser incluido en el precio de venta. Para calcular el impuesto al precio neto, la tasa efectiva equivalente es de 14.94%.

It.- Este impuesto está definido en la Ley como un impuesto directo sobre los ingresos brutos. Se paga por la realización de toda transacción económica en el territorio nacional, como comercio, industria, profesión u oficio realizado en servicio del territorio nacional. El aporte lo realizan todas las personas naturales o jurídicas, empresas públicas y privadas, sociedades con o sin personería jurídica, también se incluyen las empresas unipersonales. El monto de la transacción es 3%.

3.6.4. Presupuesto General

El presupuesto de obra define como la estimación económica del proyecto que se está realizando. Se basa en la previsión del total de los costes involucrados en la **obra de construcción** incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto para el desarrollo de la obra.

Lo que se pretende realizar es que conjuntamente con las mediciones y el presupuesto de obra obtener una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución de la obra gruesa acerca del proyecto.

Para la ejecución del presupuesto se trabajó de manera segura, considerando las unidades utilizadas en los cómputos métricos, para que también de esta manera los datos obtenidos del presupuesto puedan ser utilizados para la comparación necesaria, objetivo del desarrollo del presente proyecto. Se encuentra en el anexo nro. 6.

3.6.5. Planeamiento y cronograma de obra

En la planificación y programación de la ejecución de una obra, se trata de definir el calendario de ejecución de un conjunto de actividades.

Considerando que la ejecución de cada actividad depende del rendimiento y agilidad de la mano de obra del personal que ejecutara la construcción de la obra.

Al realizar el cronograma solo se pensó en primer lugar en todas aquellas actividades que afectan directamente a la construcción, desarrollo de la losas de la obra. Considerando la mano de obra necesaria para su ejecución, definiendo de esta manera el tiempo de ejecución del ítem.

Se desarrolló un diagrama Gantt para visualización de la duración de cada diseño adjuntando una tabla para el cronograma de ejecución de la obra (ver anexo nro. 9).

4. APOORTE ACADEMICO ESTUDIANTE

4.1. Marco conceptual del aporte académico

Para el desarrollo del proyecto se hará algunas descripciones de los tipos de losas que se utilizara para el análisis y la comparación de cada uno.

4.1.1. Losa alivianada con viguetas prefabricada.

Este sistema consiste en losas simples y apoyadas, a base de viguetas armadas con alambres al carbón que han sido tensados bajo estrictas normas técnicas, para posteriormente ser colocadas utilizando concretos de alta resistencia.

Las viguetas pretensadas, vigueta auto sustentable o viguetas de alma llena, es un elemento completo, colocado completamente en tablas y que solo requiere para formar una losa, la bovedilla, el acero de temperatura y la capa de compresión.

Esta vigueta se produce con acero de pre esfuerzo con una resistencia ultima de $f_y=4200.00 \text{ kg/cm}^2$ que se tensa previamente al colocado al colocado alcanzado de resistencia del proyecto, $f'_c=2100 \text{ kg/cm}^2$, se transfiere el esfuerzo a las vigas, provocando que el concreto trabaje con más eficiencia.

Entre algunas ventajas podemos mencionar: fácil transporte y manejo al momento de instalar, rapidez de instalación ($100 \text{ m}^2/\text{día}$), luces hasta 8 metros, cargas vivas de 400 kg/cm^2 para luces máximas.

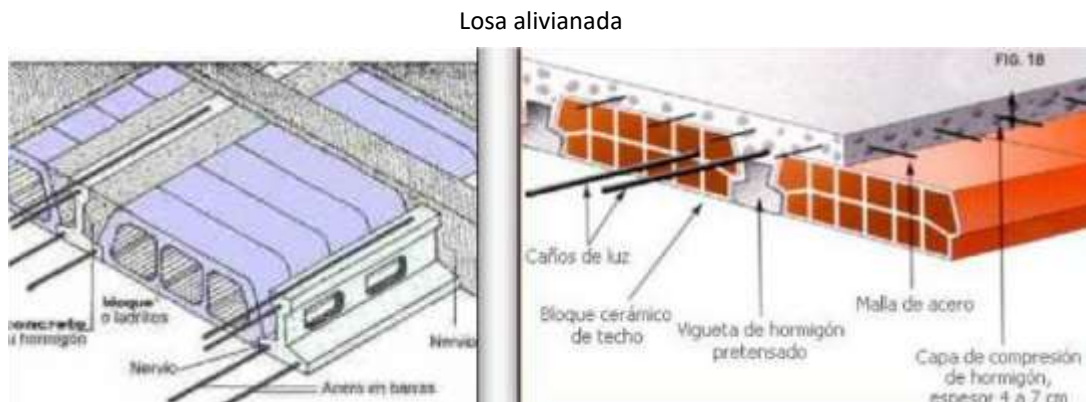
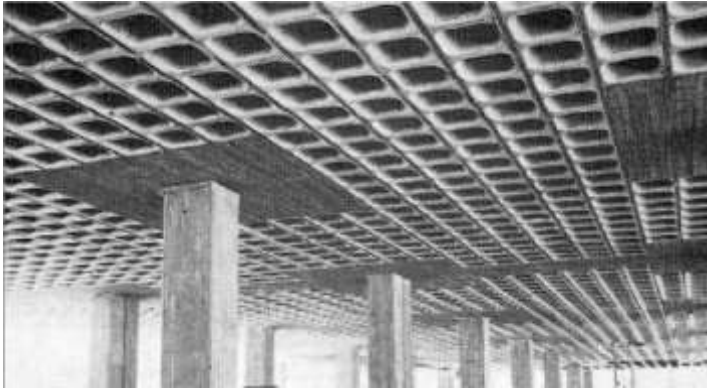


Figura 4.1

4.1.2. Losas reticulares con casetones de poliestireno

Este tipo de losas se elabora a base de un sistema de entramado de traveses cruzados que forman una retícula, dejando huecos intermedios que pueden ser ocupados permanentemente por bloques huecos o materiales cuyo peso volumétrico no exceda de 900 kg/m^3 y sean capaces de resistir una carga concentrada de una tonelada.

Losa reticulada



Fuente: Diseño de losas Bidireccionales Scrib.

Figura 4.2

La combinación de elementos prefabricados de concreto simple en forma de cajones con nervaduras de concreto reforzado colado en el lugar que forman una retícula que rodea por sus cuatro costados a los bloques prefabricados. También pueden colocarse, temporalmente a manera de cimbra para el colado de las trabes, casetones de plástico prefabricados que una vez fraguado el concreto deben retirarse y lavarse para usos posteriores. Con lo que resulta una losa liviana, de espesor uniforme. Entre sus ventajas se encuentra, los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas, permite colocar muros divisorios libremente, e puede apoyarse directamente sobre las columnas sin necesidad de trabes de carga entre columna y columna, resiste fuertes cargas concentradas, ya que se distribuyen a áreas muy grandes a través de las nervaduras cercanas de ambas direcciones, este sistema reticular celular da a las estructuras un aspecto agradable de ligereza y esbeltez, el entrepiso plano por ambas caras le da un aspecto mucho más limpio a la estructura y permite aprovechar la altura real que hay de piso a techo para el paso de luz natural. La superficie para acabados presenta características óptimas para que el yeso se adhiera perfectamente, dejando una superficie lisa, sin ocasionar grietas, permite la modulación con claros cada vez mayores, lo que significa una reducción considerable en el número de columnas, la construcción de este tipo de losa proporciona un aislamiento acústico y térmico, la ausencia de trabes a la vista elimina el falso plafón, permite la presencia de voladizos de las losas, que alcanzan sin problema 3 y 4 metros.

4.2. Desarrollo del aporte académico

Una vez realizado el diseño estructural de las dos alternativas de losas se promedió a desarrollar los cálculos métricos, precio unitario y presupuesto el cual será un punto de partida para desarrollar el aporte

Considerando que el proyecto tiene como objetivo contar con datos comparativos como alternativas de comparación entre una losa alivianada con viguetas prefabricadas y una losa reticular con casetones de poliestireno, considerando que son estructuras críticas que influyen de manera considerable en las estructuras.

Una vez obtenida toda la información necesaria para el análisis del desarrollo de estructura como ser como por ejemplo:

- Emplazamiento del lugar de ubicación.
Terreno Comunidad Naranjos (Área destinada a la Educación).
- Planos Arquitectónicos.
Vista en planta.
Corte A-A, Corte B-B.
Elevación Frontal
Elevación Posterior
- Análisis del estudio de suelo
Ensayo SPT $\gamma = 1,33 \text{ kg/cm}^2$
- Tipo de descripción del servicio de la infraestructura
"Núcleo Escolar Naranjos"
Secretaría, Dirección, Auditorio, Cap. Alimentaria, Cap. Agropecuaria, Área Tic., Biblioteca, Laboratorio Física y Química.
- Métodos constructivos de la Losa Alivianada y Losa Reticular.

Se procedió a realizar los cálculos estructurales utilizando el programa CYPE CAD considerando la norma ACI 318s-08, ya que esta norma es aceptada en nuestro medio.

El diseño de la Losa Reticular y Losa Alivianada, fueron diseñados bajo los mismos parámetros de diseños, cargas y coeficientes de mayoración de cargas.

Para el dimensionamiento de las losas se tomaron en cuenta los siguientes parámetros:

Dimensionamiento de la Losa Alivianada

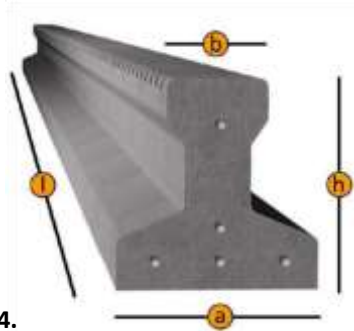
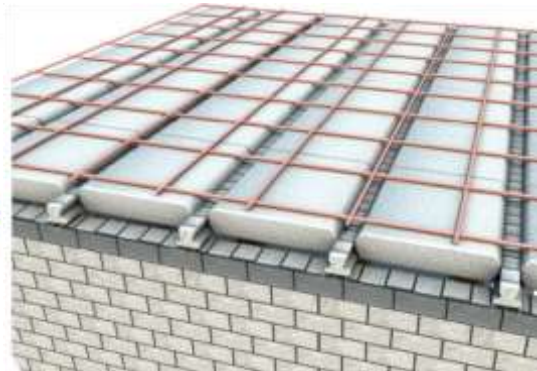


Figura 4.4.



Fuente: catálogo de viguetas Concretec **Figura 4.3.**

Dimensiones de losa alivianada con viguetas prefabricadas

Tabla 4.1

Espesor de la capa de compresion	5 cm
Altura de la losa	20 cm
Dimensionamiento de la vigueta	12 x 10 cm
Dimensionamiento de poliestireno	50 x 15 cm

Fuente: Catálogos de Viguetas Concretec

Dimensionamiento de la Losa Reticular



Fuente: Colocación de casetones

Figura 4.5.



Fuente: Colocación de casetones Tecnopor

Figura 4.6.

Dimensiones de losa reticular con casetones de poliestireno

Tabla 4.2

Espesor de la capa de compresion	5 cm
Altura de la losa	30 cm
Dimensionamiento de la nervio	12 x 30 cm
Dimensionamiento del casetón	38 x 25 cm

Fuente: Elaboración propia

Con el dimensionamiento de las diferentes losas se obtuvieron las dimensiones de la estructura (zapatas, sobrecimientos, columnas, vigas y losa), procediendo luego a realizar los cálculos métricos para la comparación de volúmenes de la estructura, también se determinó los precios unitarios y presupuesto general de los ítems de sustentación de la estructura desarrollados a continuación:

Presupuesto por ítem**Tabla 4.3**

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario
>	Losa Alivianada H=20 cm. Viga Pretensada			
1	EXCAVACION (0-2 M.) SUELO SEMIDURO	m ³	77,78	117,56
2	ZAPATAS DE Hº Aº	m ³	10,02	2.857,32
3	SOBRECIMIENTOS DE Hº Aº	m ³	14,93	3.419,90
4	COLUMNAS DE Hº Aº	m ³	14,97	5.416,17
5	VIGAS DE Hº Aº	m ³	37,55	4.311,14
6	LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS (H=20CM)	m ²	271,82	493,96
7	CUBIERTA CALAMINA GALV. Nº 28 + EST. METALICA	m ²	396,53	299,46
8	GRADAS DE Hº Aº	m ³	2,09	4.964,56
>	Losa Nervada de Hº Aº			
1	EXCAVACION (0-2 M.) SUELO SEMIDURO	m ³	97,55	117,56
2	ZAPATAS DE Hº Aº	m ³	12,97	2.694,94
3	SOBRECIMIENTOS DE Hº Aº	m ³	14,91	3.423,92
4	COLUMNAS DE Hº Aº	m ³	14,02	5.413,33
5	VIGAS DE Hº Aº	m ³	34,97	4.297,74

6	LOSA NERVADA DE HºAº C/PLASTOFORM	m ²	271,82	628,60
7	CUBIERTA CALAMINA GALV. Nº 28 + EST. METALICA	m ²	396,53	299,46
8	GRADAS DE HºAº	m ³	2,09	4.964,56

Fuente: Elaboración propia

4.3. Producto del aporte.-

Para la comparación técnica de los tipos de losas Alivianada con viguetas prefabricadas y reticulares con casetones de poliestireno, se pudo obtener los siguientes cuadros comparativos en precios, volúmenes y cuantías. Obteniendo coeficientes prácticos de variación de acuerdo a cada parámetro del proyecto.

4.3.1. Comparación técnica.-

Se muestran parámetros de diferenciación entre losas para su comparación técnica mostrada a continuación:

Comparación técnica

Tabla 4.4

	Losa Alivianada con viguetas prefabricadas	Losa reticular con casetones de poliestireno
Distribución de cargas	Buena distribución de cargas y reparto en el sentido transversal posteriormente hacia los soportes.	Se puede buscar rutas de descarga mediante la distribución de nervios.
Bidireccional Multidireccional	Comportamiento unidireccional.	Se puede conseguir comportamiento multidireccional.
Peso propio	El peso se ve reducido considerablemente. Debido a que utiliza viguetas con resistencias mayores, recibe menos hormigón.	Si bien el eso propio es elevado pese a los aligeramientos, en contraste con las luces que abarca es justificable frente a otras alternativas.
Forma e irregularidades	Tiene mejor aplicación a plantas con forma regular. Una forma irregular no es ningún limitante para realizar las disposiciones de las viguetas.	Ya que el hormigonado es in situ no presenta inconvenientes para adoptar formas irregulares.

Continuidad y monolitismo	Se puede lograr ciertos porcentajes de continuidad (no al 100%) con las losas vecinas a través de la disposición de acero por vigueta.	Su funcionamiento es semejante al de losas macizas pero en menor medida.
Rigidez a flexión, cortante y torsión	Se considera solo la rigidez a flexión y cortante en un solo sentido, se desprecia la torsión.	Se considera solo las rigidez flexionales en ambas direcciones, no se considera la rigidez torsional,
Control de deflexiones	Al ser viguetas prefabricadas en control de la norma, los requisitos de las deflexiones se hacen as confiables.	Al ser una sección aligerada se busca su equivalencia a una losa maciza para luego verificar el espesor mínimo que requiere.
Sistema auto portante	Si bien cada vigueta es auto portante, este requiere apuntalamiento $c/2m$ cuando se está conformando la losa. Requiere menor encofrado que otras alternativas.	El sistema completo no es autoportante, requiere de un encofrado continuo, los aligeramientos también asen el papel de encofrado.

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Comparación económica

Desarrollando el análisis económico, se trabajó con los precios de construcción establecidos en el mercado local, los cuales nos dieron el precio total referencial del coste de cada tipo de losa:

Los costos no solo se tomaron en cuenta de la losa, pues influyen otros aspectos como ser las vigas columnas, zapatas y otras como se ha podido observar:

En la siguiente tabla se presenta el costo total para la realización de las diferentes losas.

Costo de las losas

Tabla 4.5

Alternativa	Tipo de Losa	Pres. Total Bs.
Alternativa 1	Losa Alivianada con Viguetas Prefabricadas	595.185,65
Alternativa 2	Losa reticular con casetones de Poliestireno	623.645,71

Fuente: Elaboración propia

Como así también se pudo determinar la incidencia económica en porcentaje de cada ítem necesario para su ejecución en función del volumen de obra para su ejecución:

Incidencia económica

Tabla 4.6

	TOTAL P. TOTAL		INCD. x ITEM	INCD. x ITEM	INCD. x ITEM
	LOSA ALIV.	LOSA RET.	% (+/-)	BS.	% TOTAL
EXCAVACION SUELO	9.143,82	11.467,98	25,42	2.324,16	0,39
ZAPATAS DE Hº Aº	28.630,35	34.953,37	22,09	6.323,03	1,06
SOBREC. DE HºAº	51.059,11	51.050,65	-0,02	-8,46	0,00
COLUMNAS DE HºAº	81.080,06	75.894,89	-6,40	-5.185,18	-0,87
VIGAS DE HºAº	161.883,31	150.291,97	-7,16	-11.591,34	-1,95
LOSA	134.268,21	170.866,05	27,26	36.597,84	6,15
CUBIERTA CALAMINA	118.744,87	118.744,87	0,00	0,00	0,00
GRADAS DE HºAº	10.375,93	10.375,93	0,00	0,00	0,00
TOTAL	595.185,65	623.645,71		28.460,05	4,78

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo conseguir como resultado la variación porcentual de cada ítem y el costo que significa este porcentaje, obteniendo así la variación porcentual que significa cada ítem para el costo general.

Una vez verificada la variación general del costo se procedió a comprobar la diferencia de costo de acuerdo a cada precio unitario que presenta cada ítem, mostrado en la tabla siguiente.

Comparación precios unitarios

Tabla 4.7

	UNIDAD	TOTAL P. TOTAL		INCD. x ITEM % (+/-)	INCD. x ITEM BS.
		LOSA ALIV.	LOSA RET.		
EXCAVACION SUELO	m ³	117,56	117,56	0,00	0,00
ZAPATAS DE Hº Aº	m ³	3.366,39	3.213,83	4,53	152,56
SOBREC. DE HºAº	m ³	3.915,39	4.156,65	-6,16	-241,26
COLUMNAS DE HºAº	m ³	5.689,01	5.603,86	1,50	85,15
VIGAS DE HºAº	m ³	4.655,26	4.845,67	-4,09	-190,41
LOSA	m ²	459,63	680,46	-48,05	-220,83
CUBIERTA CALAMINA	m ²	308,92	308,92	0,00	0,00
GRADAS DE HºAº	m ³	5.095,15	5.095,15	0,00	0,00

Fuente: Elaboración propia

Se pudo verificar que la variación existente de costo entre ítems es diferente en comparación con la losa alivianada, ya que presenta en algunos ítems un incremento porcentual en costo y en otros existe disminución. Lo que permite determinar un incremento de costo general de 4,56% de ambas losas.

4.3.3. Comparación de volúmenes

Se realizó la diferencia de incremento de volúmenes existentes entre la losa alivianada con viguetas pretensadas y la losa reticular con casetones de poliestireno.

Incremento de volúmenes

Tabla 4.8

	UNIDAD	LOSA ALIV.	LOSA RET.	% COEF.
EXCAVACION SUELO	m ³	77,78	97,55	20,27
ZAPATAS DE Hº Aº	m ³	10,02	12,97	22,74
SOBREC. DE HºAº	m ³	14,93	14,91	-0,13
COLUMNAS DE HºAº	m ³	14,97	14,02	-6,78
VIGAS DE HºAº	m ³	37,55	34,97	-7,38
LOSA	m ²	271,82	271,82	0,00
CUBIERTA CALAMINA	m ²	396,53	396,53	0,00
GRADAS DE HºAº	m ³	2,09	2,06	-1,46

Fuente: Elaboración propia

Donde se observó que la variación del presupuesto general, depende del volumen que es necesario para la ejecución de cada losa ya que cada una tiene sus características peculiares necesarias para su dimensionamiento.

4.3.4. Comparación de cuantías

Para la comparación de las cuantías se realizaron de formas diferentes por una parte el porcentaje de la cuantía que corresponde a los ítems de zapatas de H^ºA^º, sobrecimientos de H^ºA^º, columnas de H^ºA^º y vigas de H^ºA^º y la otra la cantidad necesaria por el tipo de losa reticular y liviana mostrada a continuación:

Tabla de comparación cuantías

Tabla 4.9

	CUANTIAS		INCT. CUAT.
	LOSA ALIV.	LOSA RET.	% (+/-)
ZAPATAS DE H ^º A ^º	77,58	63,85	21,51
SOBREC. DE H ^º A ^º	72,20	72,54	-0,46
COLUMNAS DE H ^º A ^º	193,12	198,36	-2,64
VIGAS DE H ^º A ^º	90,33	86,70	4,19

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo observar que la variación de estos ítems no es muy diferencial ya que el incremento porcentual más desfavorable es inferior al 19% de armadura necesaria por m³ de hormigón.

Tabla de comparación de losas

Tabla 4.10

TIPO DE LOSAS	LOSA ALIVIANA		LOSA RETICULAR	
	Desnivel 1	Planta baja	Desnivel 1	Planta baja
Acero Kg	194,00	54,00	2301,00	567,00
Súper. m ²	211,98	55,75	215,81	56,01
Cuantía Kg/m ²	0,92	0,97	10,66	10,12

Fuente: Elaboración propia

Se determinó la cuanta necesaria de acero en los dos diferentes niveles que presenta las losas, ya que cada desnivel presenta diferente una cuantía de acuerdo al dimensionamiento de la losa.

Para lo cual también se realizó una comparación de la losa aliviana con viguetas prefabricadas y la losa reticular con casetones de poliestireno de acuerdo al área de la losa, para poder identificar el incremento de cuantía que existe entre losas, donde se obtuvo los siguientes resultados:

Área e incremento de cuantías Tabla
4.11

LOSA ALIVIANADA	AREA	Cuantías kg/m ²	Acero Kg
2X2	4,00	0,92	3,66
4X4	16,00	0,92	14,64
6X6	36,00	0,97	34,87
8X8	64,00	0,97	61,99

Fuente: Elaboración propia

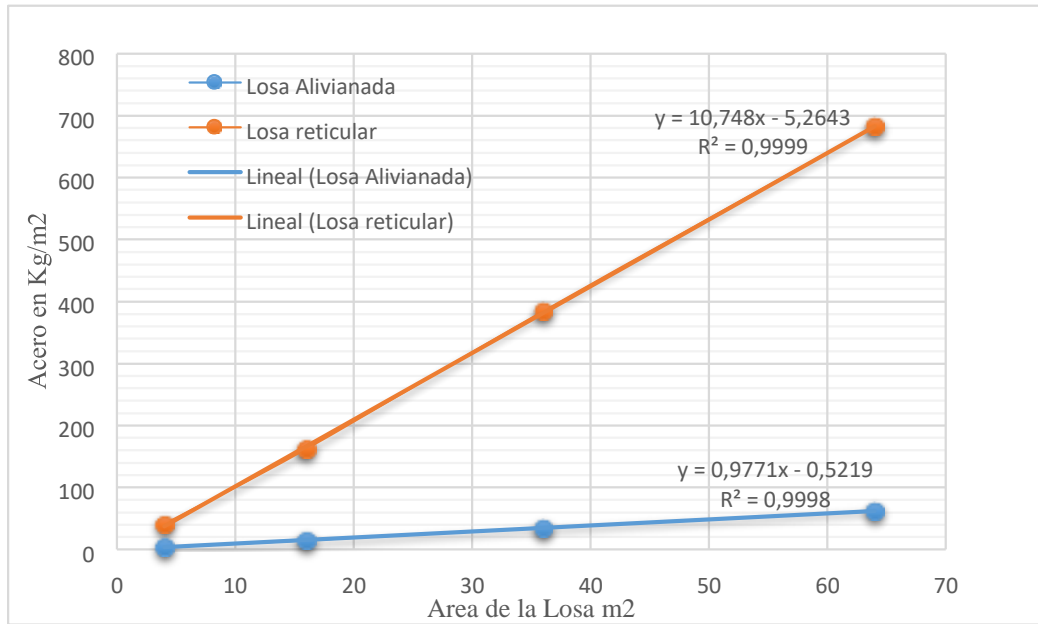
Área e incremento de cuantías

Tabla 4.12

LOSA NERVADA	AREA	Cuantías kg/m ²	Acero Kg
2X2	4,00	10,12	40,49
4X4	16,00	10,12	161,97
6X6	36,00	10,66	383,84
8X8	64,00	10,66	682,38

Fuente: Elaboración propia

Área e incremento de cuantías



Fuente: Elaboración propia **Figura 4.7.**

Donde se encontró la siguiente grafica expuesta en función del incremento de área de losa para el cálculo de la cantidad de acero estructural necesario para la construcción tanto para la losa alivianada y reticular.

Así también se determinó la variación que se presenta en relación al área el volumen de hormigón necesario, con una gráfica mostrada a continuación:

Área e incremento de cuantías **Tabla 4.13**

LOSA ALIVIANADA	AREA	Cuantías m3/m2	Hormigón m3
2X2	4,00	0,09	0,35
4X4	16,00	0,09	1,41
6X6	36,00	0,09	3,17
8X8	64,00	0,09	5,63

Fuente: Elaboración propia

Área e incremento de cuantías

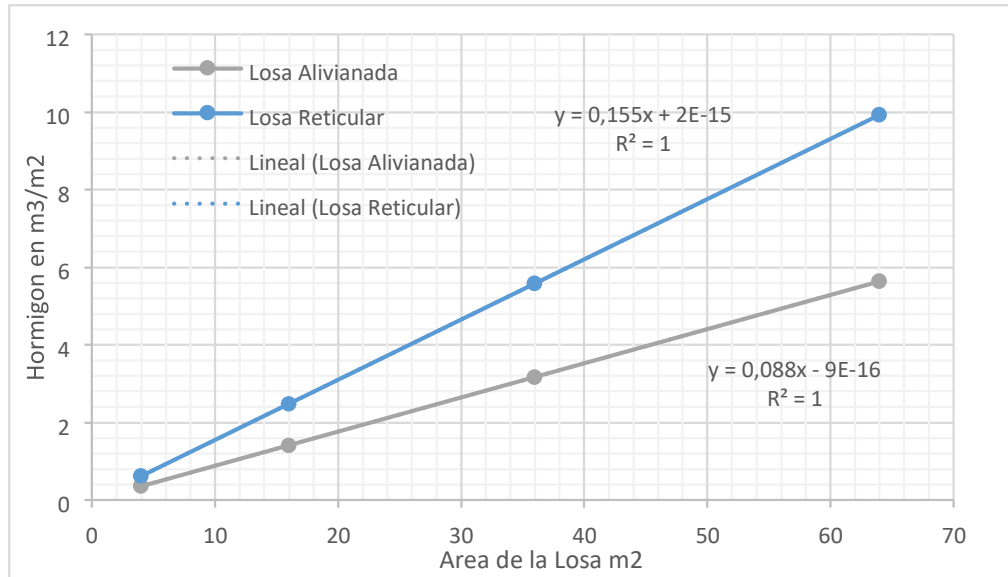
Tabla 4.14

LOSA NERVADA	AREA	Cuantías m3/m2	Hormigón m3
--------------	------	----------------	-------------

2X2	4,00	0,16	0,62
4X4	16,00	0,16	2,48
6X6	36,00	0,16	5,58
8X8	64,00	0,16	9,92

Fuente: Elaboración propia **Área**

e incremento de volúmenes



Fuente: Elaboración propia **Figura 4.8.**

4.4. Conclusiones del aporte académico

- En cuanto a la comparación técnica se desarrolló los diferentes aspectos más relevantes de diseño de las losas dando como resultado una cuantificación de factores que se presentan en cada tipo de losas.
- La comparación económica general de las losas nos dio como resultado que la losa reticular tiene un precio más elevado que la losa alivianada con viguetas prefabricadas dando los siguientes resultados:

Costo de las losas

Alternativa	Tipo de Losa	Pres. Total Bs.
Alternativa 1	Losa Alivianada con Viguetas Prefabricadas	595.185,65
Alternativa 2	Losa reticular con casetones de Poliestireno	623.645,71

Fuente: Elaboración propia

Donde se pudo constatar que la losa reticular incide en un 4.78 % del precio de la losa alivianada.

Este aumento es debido mayormente al ítem de losa, como se muestra en la tabla a continuación:

Incidencias por ítem	
	INCD. x ÍTEM % TOTAL
EXCAVACION SUELO	0,39
ZAPATAS DE Hº Aº	1,06
SOBREC. DE Hº Aº	0,00
COLUMNAS DE Hº Aº	-0,87
VIGAS DE Hº Aº	-1,95
LOSA	6,15
CUBIERTA CALAMINA	0,00
GRADAS DE Hº Aº	0,00
TOTAL	4.78

Fuente: Elaboración propia

- En cuanto a la comparación de volúmenes por ítems se ve un incremento en la excavación y zapatas de hormigón armado, debido al aumento de peso de la losa reticular con un porcentaje de 25,42 % en la excavación y en las zapatas de 22.09 %.
- En los ítems de sobrecimiento y vigas de hormigón armado el aumento de volumen no es considerable debido a la distribución óptima que presenta la losa reticular, en comparación con la losa alivianada el porcentaje de mayoración es de 0.02% y 7,16% respectivamente.
- El comportamiento de las losas son casos particulares e independientes que harán variar a los demás elementos estructurales, para lo cual se debe tener en cuenta el acero y su volumen de hormigón debido a que dependiendo de las cargas actuantes se establece la cuantía.