

CAPÍTULO N° I

ANTECEDENTES DEL PROYECTO

1.1.-INTRODUCCIÓN.-

La ciudad de Bermejo fue creada mediante Ley del 7 de Diciembre de 1956 como capital de la Segunda Sección de la Provincia Arce, del Departamento de Tarija, está ubicada al extremo sur del Departamento a 187 Km de la ciudad de Tarija y 1.115 Km de la ciudad de La Paz.

Los límites de Bermejo son los siguientes: al norte, con el Municipio de Padcaya, al sur, con la confluencia del Río Bermejo y Río Grande de Tarija y con la República Argentina; al este, con el Río Grande de Tarija y la República Argentina; al oeste, con el Río Bermejo y la República Argentina (Mapa).

La extensión territorial del Municipio de Bermejo es de aproximadamente de 380,90 Km², se divide en área urbana y rural. Y tan sólo representa el 1 % de la superficie del Departamento, que cuenta con 37.623 Km².

Es una zona climática predominantemente cálida y semihúmeda que comprende todo el área del Municipio de Bermejo. Se observa que las mayores temperaturas medias corresponden a los meses de enero, febrero y noviembre, mientras que las temperaturas medias menores corresponden a los meses de junio, julio y agosto, con una temperatura media anual de 22,5° C.

El ingenio azucarero es la principal actividad industrial de la ciudad de Bermejo, éste absorbe el 100 % la producción agrícola que se da la zona rural. La mayor parte de la superficie está destinada al cultivo de caña de azúcar y sus derivados, alcohol, melaza y cachaza.

Desde 1995, la segunda actividad en importancia es el comercio fronterizo informal con la República Argentina, que se ve incrementada por la política cambiaria aplicada en el país vecino, donde la devaluación de su moneda, se refleja en un tipo de cambio favorable con nuestro país, situación que ha generado una fuerte corriente migratoria de comerciantes del interior del país hacia Bermejo.

La planeación, diseño, financiamiento, construcción y operación del edificio de la Fuerza Especial de Lucha Contra el Crimen (F.E.L.C.C), es una unidad que forma parte de la Policía Nacional ya que ayuda a brindar seguridad a la población de Bermejo.

Cada proyecto es único y exclusivo por sus características de diseño estructural y arquitectónico.

Su ejecución requiere procedimientos, información y decisión pública, como también materiales, equipo y apoyo tecnológico que sólo pueden suministrarse completamente dentro de la organización de una estructura gubernamental y social.

En un sentido más específico de ingeniería, un buen diseño estructural depende de la información que puede brindarse, como características del terreno, delimitación urbana, planos arquitectónicos y buena distribución de los ambientes.

Para salvaguardar el interés público, debe haber un control, así como una adecuada información sobre el proyecto para el conocimiento de la población.

1.2.-ANTECEDENTES.-

El crecimiento demográfico acelerado de la ciudad de Bermejo en los diez últimos años, el aumento de la actividad comercial fronteriza que trajo una fuerte migración de personas del interior del país y el mismo flujo turístico generado con la construcción de la carretera Bermejo - Tarija, ha generado una serie de problemas en varios servicios públicos, como saneamiento básico, alumbrado público, comunicación y especialmente el servicio de seguridad policial. El problema del servicio policial no ha sido resuelto, por la misma estructura vertical y centralista que tiene la Policía Nacional, que no ha permitido encarar programas alternativos; como la desconcentración en bloques específicos policiales, la renovación de equipos de transporte, dotación de equipos de comunicación, mobiliario, equipos de computación e inclusive la falta de recursos humanos suficientes para realizar un trabajo eficiente. Los planes, programas y proyectos destinados a asegurar el libre ejercicio de los derechos, garantías y libertades constitucionales brindando mayor seguridad a la población, deben ser sostenibles en el tiempo para que puedan cumplir con los objetivos y metas fijadas, bajo este principio y lineamientos establecidos en la Ley 2494 del 4 de Agosto del 2003, la Gobernación del Departamento de Tarija a través de la Unidad de Seguridad Ciudadana, da vigencia a las unidades provinciales para que puedan

proponer, coordinar, apoyar, ejecutar y hacer seguimiento a los programas no recurrentes y a la ejecución de actividades que desarrollan las instituciones que tienen que ver con la seguridad ciudadana.

En cuanto a la seguridad ciudadana en la 2da. Sección de la Provincia Arce, podemos indicar que ésta es insuficiente considerando la población con la que se cuenta actualmente Bermejo.

La infraestructura física y de equipamiento del Comando de Frontera Policial de Bermejo, es totalmente precaria e insuficiente, ya que se cuenta solamente con un edificio de dos pisos muy pequeño donde funcionan todas sus áreas dependientes (crimen, robo, etc.) y un equipo de transporte reducido y obsoleto, factores que limitan la efectividad para combatir a la delincuencia.

Al margen de la ejecución de los programas no recurrentes del ámbito departamental y provinciales que tiene como finalidad la ejecución de actividades preventivas, se hace necesaria la elaboración de proyectos de inversión que estén orientados a dotar de las condiciones adecuadas a las instituciones que de una u otra forma tienen la obligación por ley de preservar el orden y seguridad como es la Policía Nacional.

1.3.-OBJETIVOS.-

1.3.1.-Objetivo General.-

El presente proyecto tiene como objetivo general:

- Realizar el diseño estructural del proyecto “Edificio de la Fuerza Especial de Lucha Contra el Crimen” (F.E.L.C.C.), de la ciudad de Bermejo utilizando para ello el Código Boliviano del Hormigón (C.B.H.).

1.3.2.-Objetivos Específicos.-

- Realizar el levantamiento topográfico del terreno en el cual se ejecutará el proyecto para conocer si existen pendientes.
- Efectuar el estudio de suelo, realizando los ensayos de granulometría, límite líquido, límite plástico y penetración estándar (S.P.T.), para conocer el tipo de suelo y su capacidad portante a la compresión.

- Determinar el tipo de fundación a utilizar para la base de sustentación de la estructura.
- Establecer la clase de losa a emplear para la separación de los entresijos.
- Adoptar secciones adecuadas de vigas para resistir las distintas cargas que actúan en el entresijo.
- Realizar un análisis de alternativas para el diseño de la cubierta.
- Determinar el costo de la infraestructura y el plazo de ejecución de la obra.
- Evaluar el impacto ambiental que ocasionará el proyecto en la etapa de construcción, elaborando la ficha ambiental, para conocer los aspectos positivos y negativos del proyecto.

1.4.-JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.-

La ejecución del proyecto se encuentra justificada por las siguientes razones: en los últimos años hay un aumento considerable de los índices delictivos en todas las ciudades del país, siendo uno de los factores determinantes la falta de integración familiar, la migración del área rural a las ciudades y la falta de fuentes de empleo. Ante este problema se plantea la necesidad de extremar esfuerzos para disminuir estos índices y dotar de una mayor seguridad a la población procurando una mejor calidad para sus habitantes, para lo cual el Estado promulgó la Ley No. 2494 LEY DEL SISTEMA NACIONAL DE SEGURIDAD CIUDADANA, con la finalidad de articular y coordinar políticas y programas en forma conjunta con la población.

La región de Bermejo se ha constituido en un centro de atracción poblacional fundamentalmente por las fuentes de empleo generadas por la zafra azucarera (plantación, cosecha, e industrialización de la caña de azúcar) aspectos que junto al bajo y deficiente control migratorio convierte a la región en un lugar de recepción de población cuyos antecedentes se desconocen, ante esta situación y el elevado índice delictivo: robo, hurto, abigeato, daños a la propiedad privada, allanamiento domiciliario, lesiones, amenazas, violaciones, homicidios, estafa, estelionato, tentativas de violación, escándalos en vía pública, riñas y peleas, falta a la autoridad, agresión, ofensas, violencia psicológica,

violencia sexual, y violencia físico-psicológica (en la familia, mujer, niños, y adolescentes) registrado en los últimos años en la ciudad de Bermejo y su área rural impulsaron al Corregimiento de Bermejo a tomar las previsiones de incluir en su programa de inversión para la gestión 2010 el financiamiento del “PROGRAMA CONTRA LA DELINCUENCIA” en función a lo que establece el Decreto supremo N° 26091 de fecha dos de marzo del año dos mil uno en su artículo 1: Asignación de Recursos para Programa y Proyectos de Inversión (inciso f) “Seguridad Ciudadana”

Con la finalidad de dar solución al problema planteado y el cumplimiento de los objetivos propuesto en el marco de la Ley 2494 de Seguridad Ciudadana la Gobernación y Ley 1654 de Descentralización Administrativa, y a través de la Subgobernación de Bermejo en la gestión 2007, el consejo provincial de Seguridad Ciudadana, decide llevar adelante gestiones y acciones orientadas a la desconcentración del trabajo de la Policía Nacional; para tal fin se plantea la ejecución del proyecto de “ Construcción del Edificio de la Fuerza Especial de Lucha Contra el Crimen (F.E.L.C.C.)”.

1.4.1.- Justificación Técnica.-

Técnicamente el proyecto es viable ya que se construirá un bloque que tendrá todos los ambientes necesarios, considerando también que todos los habitantes de la ciudad se beneficiarán con la ejecución del edificio.

1.4.2.- Justificación Económica.-

La construcción de las obras civiles, la supervisión y el equipamiento, estará financiado por la Gobernación del Departamento, con cargo al presupuesto de seguridad ciudadana, con recursos provenientes de regalías sobre explotación de hidrocarburos.

La Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo se hará cargo de la dotación del terreno totalmente saneado, para la construcción del edificio de la F.E.L.C.C. además que el terreno se encuentra al lado de la policía.

El costo de operación y mantenimiento estará financiado por el Ministerio de Gobierno en lo referente a los recursos humanos y materiales y la Gobernación del Departamento a través del programa no recurrente se hará cargo del mantenimiento y de algunos gastos administrativos.

1.4.3.- Justificación Social.-

La población beneficiaria está de acuerdo con elaboración de este proyecto, ya que beneficiara a todos los habitantes de la ciudad de Bermejo.

Esta ciudad no cuenta con un buen ambiente para que la policía realice un mejor trabajo originándose los delitos que mostraremos en los cuadros siguientes, dando lugar a la molestia de la población.

La demanda del servicio policial está expresada en la ocurrencia de los delitos cometidos por antisociales y por el estado legal en que estos se encuentran, se debe mencionar que los delitos no tiene una tendencia definida de ocurrencia, por lo que su comportamiento es muy fluctuantes y están en función a variable no cuantitativa, sino más bien de tipo subjetivo, por lo que su cuantificación y análisis puede no mostrar la realidad de los hechos.

Cuadro 1.1
INCIDENCIA DELINCUENCIAL-PERIODO 1998-2003
CIUDAD DE BERMEJO Y ÁREA RURAL DEPENDIENTE

DELITOS	AÑO 1998	AÑO 1999	AÑO 2000	AÑO 2001	AÑO 2002	AÑO 2003	TOTAL
ROBO	65	41	63	85	90	45	389
HURTO	39	33	17	56	80	33	268
ABIGIATO	10	5	2	8	3	2	30
DAÑOS PROP/PRIV	28	25	20	38	36	15	162
ALLAN. DOMILIARIA	34	26	31	21	22	10	144
LESIONES	48	45	45	64	91	17	310
AMENAZAS	31	20	42	50	20	15	178
VIOLACIONES	8	15	8	5	8	2	46
HOMICIDIO	4	5	8	3	5	1	31
ESTAFA	30	3	29	15	3	2	82
ESTEALINATO	15	3	12	10	4	2	46
TENTATIVA DE VIOLACIÓN	18	20	15	37	23	12	125
TOTAL	330	242	302	392	385	156	1806

Fuente: Dirección policial

Elaboración: My Eduardo Valdez Gutiérrez

Se deduce que los actos delincuenciales de mayor incidencia son: **robo, hurto, daños a la propiedad privada, allanamiento, lesiones y amenazas**. En el cuadro siguiente se muestra las estadísticas referidas a delitos denominados FALTAS Y CONTRONENCIAS A LA LEY:

Cuadro 1.2

FALTAS Y CONTROVENCIONES A LA LEY PERIODO 1999-2004

FALTAS Y CONTROVENCIONES	AÑO 1999	AÑO 2000	AÑO 2001	AÑO 2002	AÑO 2003	AÑO 2004	TOTAL
ESCÁNDALO EN VIA PUBLICA	204	216	209	162	208	204	1.203
RIÑAS Y PELEAS	201	116	238	216	90	87	948
FALTA A LA AUTORIDAD	22	13	32	16	38	23	144
AGRESIÓN	47	52	11	16	12		138
AFENSAS	42	37	25	13	7		124
TOTALES	516	434	515	423	355	314	2.557

Fuente: Oficina de Conciliación Ciudadana y Familia
Elaboración: Elaboración propia

Se refiere a que se cometen numerosas faltas y contravenciones a la ley, principalmente generadas por el consumo de bebidas alcohólicas y drogadicción, estas faltas y contravenciones a la ley por lo general son cometidas por población masculina joven.

Cuadro 1.3

CASOS DE VIOLENCIA PERIODO 1999-1er SEM/-2003

AÑO	VIOLENCIA FÍSICA	VIOLENCIA PSICOLÓGICA	VIOLENCIA SEXUAL	VIOLENCIA FÍSICA-PSIC.	TOTAL
1999	20	10	2	26	58
2000	30	40	4	80	154
2001	11	75	4	120	210
2002	130	124	5	40	299
2003	109	36	12	49	206

2004	53	49	6	68	176
TOTAL	353	334	33	383	1.103

Fuente: Brigada de Protección a la Mujer y Familia

Elaboración: elaboración propia.

En la región de Bermejo generalmente las familias tienden a no denunciar la violencia doméstica – familiar, adoptando la misma como una forma de vida normal.

1.4.4.- Evaluación de Impacto Ambiental.-

La ejecución del proyecto, no implica perjuicios considerables al medio ambiente, porque será construido dentro de la mancha urbana y no se utilizará maquinaria considerable, más allá del transporte de los agregados, materiales de construcción y equipo para el mezclado del hormigón.

Los impactos ambientales negativos a pesar de ser mínimos, provienen principalmente de la fase de preparación y construcción de la obra, mientras que los positivos resultan de la fase de operación.

Otro impacto positivo indirecto del proyecto en sus fases de construcción y operación es la creación de fuentes de trabajo y el incremento de la fuente de ingresos de la población local.

Se concluye que los impactos positivos relacionados con el desarrollo del bienestar de la población afectada a las condiciones de vida de la población, superan largamente los impactos negativos, todos ellos de escasa magnitud.

1.5.-DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.-

Se ha identificado que la ciudad de Bermejo, no cuenta con equipamiento e infraestructura adecuada para brindar seguridad, lo que limita la cobertura de acción y su efectividad de la policía en la lucha contra la inseguridad ciudadana.

La ciudad de Bermejo en la actualidad es un centro urbano con más de 26.059 habitantes según el INE Censo 2001, además es considerada una zona de alto riesgo por ser una población fronteriza que está propensa a los antisociales que después de cometer sus fechorías fácilmente cruzan la frontera hacia la República Argentina. Otro factor que incide en la inseguridad es el elevado índice de alcoholismo, drogadicción de la juventud aspecto que se debe atacar de manera decidida.

Dentro de las atribuciones del Estado está el dotar de seguridad y el mantenimiento del orden público en todo el territorio nacional, sin embargo, esta importante función del Estado no está siendo cumplida de manera eficaz debido fundamentalmente a la falta de equipamiento en infraestructura y equipos de la Policía Nacional.

Otra limitante es la dotación de efectivos en un número adecuado para el tamaño de la población, y mucho más si consideramos que es una ciudad fronteriza con una amplia frontera con varios puntos de fácil ingreso al país; actualmente el Comando de Frontera Policial de Bermejo para una población de 26.059 habitantes sólo cuenta con una unidad centralizada de la policía con un número de 56 efectivos policiales, significando 1 policía por cada 651 habitantes, lo que no garantiza que esta institución realice un trabajo eficiente.

1.6. METAS.-

- Diseñar la infraestructura, con diferentes ambientes adecuados para el desarrollo de actividades de la policía. (F.E.L.C.C.)
- Beneficiar directamente a todos los habitantes de la ciudad de Bermejo.
- Conseguir muestras del suelo para conocer su clasificación y resistencia.
- Obtener las curvas de nivel cada medio metro por ser terreno plano.
- Calcular los esfuerzos máximos de compresión, flexión, tracción, pandeo, etc.

CAPÍTULO N° II

DATOS DE LA ZONA DEL PROYECTO

2.1. -UBICACIÓN GEOGRÁFICA.-

2.1.1.-Ubicación, Superficie y Creación del Municipio de Bermejo.-

La ciudad de Bermejo fue creada mediante Ley del 7 de Diciembre de 1956 como capital de la Segunda Sección de la Provincia Arce, del Departamento de Tarija, está ubicada al extremo sur del Departamento a 187 Km de la ciudad de Tarija y 1.115 Km de la ciudad de La Paz, correspondiéndole las coordenadas geográficas 22° 35' 24" – 22° 52' 09" de latitud sur y 64° 26' 30" – 64° 14' 16" de longitud oeste y una altitud media de 400 msnm.

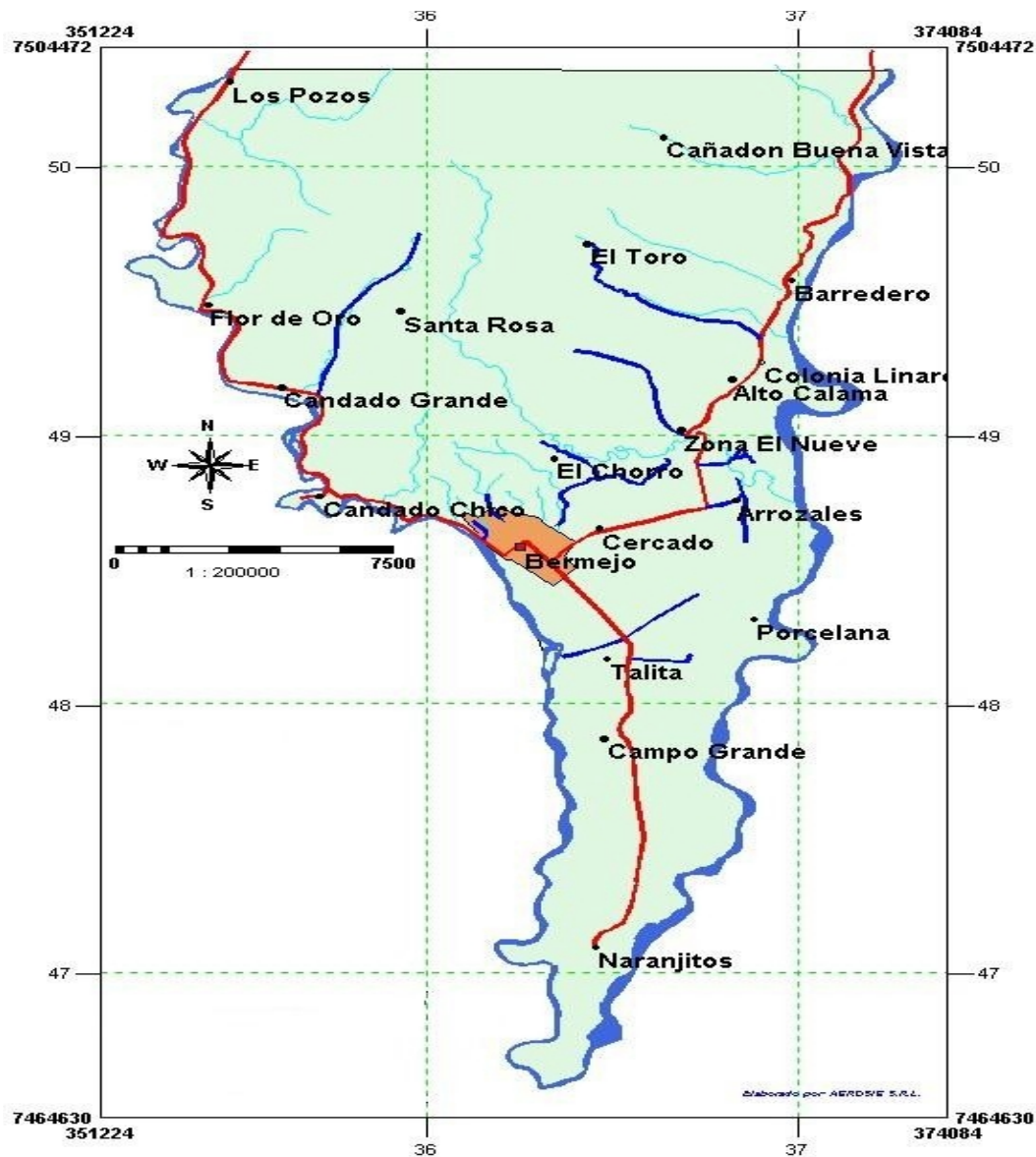
Los límites de Bermejo son los siguientes: al norte, con el Municipio de Padcaya, al sur, con la confluencia del Río Bermejo y Río Grande de Tarija y con la República Argentina; al este, con el Río Grande de Tarija y la República Argentina; al oeste, con el Río Bermejo y la República Argentina (Mapa).

La extensión territorial del Municipio de Bermejo es de aproximadamente de 380,90 Km², se divide en área urbana y rural. Tan sólo representa el 1 % de la superficie del Departamento, que cuenta con 37.623 Km².

Es una zona climática predominantemente cálida y semihúmeda que comprende todo el área del Municipio de Bermejo. Se observa que las mayores temperaturas medias corresponden a los meses de enero, febrero y noviembre, mientras que las temperaturas medias menores corresponden a los meses de junio, julio y agosto, con una temperatura media anual de 22,5° C.

En base a un análisis técnico y con la finalidad de prestar un mejor servicio de seguridad por la Policía Nacional, se define como área de influencia del proyecto el barrio 15 de abril de la ciudad de Bermejo, el cual cuenta con todos los servicios básicos para la implementación del proyecto de desconcentración de la policía.

Figura 2.1 Ubicación geográfica



2.1.2.-División Política Administrativa.-

El Municipio de Bermejo, está compuesto por nueve distritos; cinco distritos urbanos y cuatro distritos rurales denominados cantones, que son: Arrozales, Bermejo, Candadito y Porcelana.

Las juntas vecinales del área urbana del Municipio de Bermejo, se encuentran agrupadas en 5 distritos con 25 barrios.

Cuadro No. 2.1
DISTRITACIÓN DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE BERMEJO

Distrito No.	Barrios					
1	Petrolero	27 de Mayo	21 de Diciembre	Municipal	Camp. YPFB	
2	Central	Aniceto Arce	Bolívar	Lindo	Aeropuerto	
3	Abaroa	Luis de Fuentes	1° de Mayo	Lapacho	San Santiago	
4	Aeropuerto	Miraflores	San José	15 de Abril		
5	Palmeras	San Bernardo	Moto Méndez	San Antonio	2 de Agosto	San Juan

Fuente: Federación de Juntas Vecinales (FEDJUVE)

Los constantes cambios demográficos en los últimos años ha dado lugar a la aparición de nuevos barrios como el barrio San Santiago y el asentamiento Juan Pablo II.

El área rural del Municipio de Bermejo está compuesto por 23 comunidades que a partir de la Ley No. 1551 de Participación Popular de 20 de Abril de 1994, se delimita la jurisdicción de los Distritos 6, 7, 8 y 9 con 20 comunidades rurales de la región de Bermejo. Últimamente tramitaron Personería Jurídica 3 comunidades; El Cinco, Colonia San Luis el Anta y Cabecera el Nueve.

Cuadro No. 2.2
DISTRITACIÓN DEL ÁREA RURAL DEL MUNICIPIO DE BERMEJO

Distrito No.	Comunidades							
6	Cercado	El Nueve	Cabecera el Nueve					
7	Candado Chico	Candado Grande	Flor de Oro	Los Pozos	Santa Rosa	La Florida	Villa Nueve	Quebrada el Cinco
8	Arrozales	Alto Calama	Quebrada Chica	Colonia José M. Linares	Colonia Barredero	Colonia San Luis El Anta	El Toro	Cañadón Buena Vista
9	La Talita	Porcelana	Campo Grande	Naranjitos				

Fuente: Comité de Vigilancia

2.1.3.-Población Total del Área de Influencia.-

El Municipio de Bermejo, según datos del último censo del 2001, tiene una población de 33.310 habitantes, representando el 8,5% y 0,40% del total departamental y nacional respectivamente. La densidad promedio del Municipio es bastante alta, alcanzando a los 87.45 hab/km², constituyéndose en el territorio municipal más densamente poblado.

Cuadro 2.3 Municipio de Bermejo: población por cantones					
Cantón	Superficie (km ²)	%	Población	%	Densidad
Bermejo + Cercado	36,28	10%	26486	80%	730,13
Arrozales	139,78	37%	3365	10%	24,07
Porcelana	74,19	20%	754	2%	10,16
Candaditos	130,69	34%	2705	8%	20,78
Total Bermejo	380,94	100%	33310	100%	87,56
Total Dpto.	37623,00		391226		10,40
Total Nación	1098581,00		8274325		7,50
Fuente: INE, Censo					

Según el Cuadro 2.3, el cantón más poblado es el de Bermejo, que corresponde a la capital del Municipio, que tiene una población de 26.486 habitantes lo que representa el 80% de la población total del Municipio, y una densidad bastante alta, de 730 hab/km². Mientras tanto, el cantón más pequeño es el de Porcelana que aglutina solamente al 2% de la población total. Los cantones de Arrozales y Candaditos participan con el 10 y 8% de la población respectivamente.

Según el Cuadro No.2.5, las comunidades más pobladas, en orden de importancia, son: Campo Grande con 1.288, Colonia Linares con 1.227, Barretero con 877, Porcelana con 802 y Arrozales con 758 habitantes. Mientras que la más pequeña es Florida.

Cuadro 2.4.-Población Urbana y Rural Desagregada por Sexo.-

CUADRO 2.4			
POBLACIÓN ÁREA URBANA Y RURAL POR SEXO			
ÁREAS	POBLACIÓN		
	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
ÁREA URBANA	12 749	13 310	26 059
ÁREA RURAL	4 338	2 913	7 251
TOTAL	17 087	16 223	33 310
Fuente: Diagnóstico Integral Municipio de Bermejo INE 2001			

La implementación del proyecto “EDIFICIO DE LA F.E.L.C.C.” en Bermejo beneficiará a toda la población asentada en el área urbana, de la Segunda Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, la población beneficiada se estima en 26.059 habitantes de los cuales 12.749 son hombres y 13.310 son mujeres.

Cuadro 2.5 MUNICIPIO DE BERMEJO: POBLACIÓN POR COMUNIDADES						
Nº	Ciudad/Comunidad	Cantones	Población	Hombres	Mujeres	Nº Viviendas
1	Área Urbana	Bermejo	26059	12802	13257	6106
2	Zona El Nueve	Arrozales	171	101	70	24
3	Cercado	Bermejo	427	210	217	68
4	Colonia Linares	Arrozales	1227	728	499	130
5	Alto Calama	Arrozales	126	74	52	27
6	Arrozales	Arrozales	758	506	252	33
7	Barretero	Arrozales	877	524	353	125
8	Cañadón Buena Vista	Arrozales	76	44	32	26
9	El Toro	Arrozales	84	49	35	17
10	Quebrada Chica	Arrozales	46	34	12	16
11	Candado Grande	Candaditos	263	145	118	55
12	Candado Chico	Candaditos	123	62	61	35
13	Flor de Oro	Candaditos	119	71	48	31
14	Florida	Candaditos	19	11	8	7
15	Los Pozos	Candaditos	96	60	36	28
16	Santa Rosa	Candaditos	97	47	50	19

17	Villa Nueva	Candaditos	37	22	15	6
18	Campo Grande	Porcelana	1288	768	520	70
19	La Talita	Porcelana	171	113	58	29
20	Naranjitos	Porcelana	444	281	163	82
21	Porcelana	Porcelana	802	488	314	65
Total area Rural			7251	4338	2913	893
Totales		4 cantones	33310	17140	16170	6999
Fuente: INE, Censo 2001						

En Bermejo al igual que en varias ciudades del Departamento, se ha concentrado su población en el área Urbana con 26.059 habitantes significando el 78 % de la población total y el restante 22 % de la población. Se hallan dispersos en las diferentes comunidades del área rural 7.251 habitantes. En este análisis, no están incluidas las comunidades el Cinco, San Luis el Anta y Cabecera el Nueve.

2.1.4.-Estabilidad Poblacional.-

a). Emigraciones.-

La emigración de los pobladores de Bermejo a la ciudad de Tarija por motivos de estudio y trabajo es el más fuerte que presenta este Municipio, sigue el éxodo de población a la República Argentina, por motivos de trabajo. A continuación, y en base a los datos del Cuadro 6, se analiza la emigración desde el punto de vista de la residencia habitual de la población de Bermejo.

Cuadro No. 2.6 Residencia habitual de la población							
Área	Total	Aquí	%	Otro lugar	%	Exterior	%
				del País		Del País	
Área Urbana	26.059	25.552	98,05%	397	1,52%	110	0,42%
Área Rural	7.251	6.504	89,70%	741	10,22%	6	0,08%
Total	33.310	32.056	96,24%	1138	3,42%	116	0,35%
Fuente: INE, Censo 2001							

Se puede apreciar que el 96.24% de la población del Municipio vive habitualmente en Bermejo, el 3.42% reside en otro lugar del país y sólo el 0.35% radica en el exterior. Un

hecho curioso a resaltar, es que el área rural tiene un mayor porcentaje de la población que reside en otro lugar del país, alcanzando a un 10.22%.

b). Migraciones.-

La migración está dada desde el punto de vista del lugar de nacimiento de la población que radica en el Municipio de Bermejo. En este sentido, se observa, según datos del cuadro siguiente, que aproximadamente el 71% de la población que vive habitualmente en el Municipio nació en él o es oriunda del mismo; mientras que un 25,4% nació en otro departamento del país, y solamente un 3,4% procede del exterior.

Cuadro No. 2.7 Lugar de nacimiento de la población						
Lugar	Total	%	Área Urbana	%	Área Rural	%
Nacidos en Bermejo	23705	71,16%	18843	72,31%	4862	67,05%
En otro Lugar del País	8471	25,43%	6133	23,54%	2338	32,24%
Chuquisaca	3189	37,65%	1819	29,66%	1370	58,60%
La Paz	699	21,92%	679	11,07%	20	0,86%
Cochabamba	278	3,28%	260	4,24%	18	0,77%
Oruro	413	4,88%	403	6,57%	10	0,43%
Potosí	3152	37,21%	2336	38,09%	816	34,90%
Santa Cruz	547	6,46%	483	7,88%	64	2,74%
Otros	66	0,78%	61	0,99%	5	0,21%
En el Exterior	1134	3,40%	1083	4,16%	51	0,70%
Sin Respuesta	127	0,38%	92	0,35%	35	0,48%
Totales	33310		26059	78,23%	7251	21,77%
Fuente: INE, Censo						

Chuquisaca, Potosí y La Paz, son los departamentos de donde proviene la mayor cantidad de migrantes que viven actualmente en Bermejo, con el 37.65%, 37.21% y 22%, respectivamente. También, es bueno anotar que el área rural del Municipio tiene un menor porcentaje de personas nacidas en Bermejo u oriundas, y consiguientemente el porcentaje de nacidos en otro lugar del país es más alto respecto al área urbana.

Factores que explican el movimiento migratorio en el Municipio de Bermejo:

- La inmigración considerable proveniente de otros departamentos por la fuerte actividad comercial desarrollada en Bermejo la última década, por su condición de Municipio

frontera y por la situación cambiaria de la República Argentina que favoreció la exportación de productos de Bolivia hacia ese país.

- La inmigración provocada por la actividad agroindustrial del Ingenio Azucarero de Bermejo y la actividad agrícola de la caña de azúcar. Además, de la inmigración de tipo temporal por motivos de la zafra azucarera.
- La emigración de tipo temporal a la ciudad de Tarija por motivos de estudio y trabajo.
- La emigración temporal hacia la Argentina por motivos de trabajo, aunque disminuyó de forma considerable en estos dos últimos años, sin embargo, el flujo inmigrante ha disminuido considerablemente en estos últimos años.
- En el área rural la migración es temporal especialmente entre los meses de enero a mayo cuando la actividad cañera esta estática; desde mayo a noviembre empieza la actividad cañera de la cosecha donde se desplazan más de 5.000 personas a la cosecha de caña; en menor proporción se da la migración del campo a la ciudad, constituyéndose en mano de obra no calificada, llegando a cubrir los trabajos más pesados que existen en los lugares de destino, siendo mejor remunerados que en sus tierras, permitiéndoles ahorrar para luego regresar con algún pequeño capital a su lugar de origen.

c). Crecimiento.-

El Municipio de Bermejo tiene una tasa de crecimiento, para el período intercensal 1992-2001, de 2.12%. Aunque cabe destacar, que el área urbana está creciendo a un ritmo más acelerado (2.13) que el área rural (2.09).

Cuadro 2.8			
Municipio de Bermejo: tasas de crecimiento de la población			
	Bermejo	Arce	Tarija
Área Urbana	2,13	2,13	4,76
Área Rural	2,09	1,39	0,9
Total promedio Pond.	2,12	1,75	3,34
Fuente: INE, Censo 2001			

Cabe apuntar que si bien Bermejo tiene una tasa de crecimiento, por debajo del promedio departamental, solamente es superado por los Municipios de Tarija y Yacuiba. Además, que este Municipio tiene una tasa de crecimiento poblacional mayor al promedio de la Provincia Arce, que es de 1.75.

d). Idioma y Costumbres.-

Con referencia al idioma más hablado en la región de Bermejo tenemos el castellano, también se hablan las lenguas quechuas, aymará, y guaraní, en cuanto a fiestas regionales se tiene: San Santiago, La Cruz, La Pascua, Todos Santos y San Roque.

2.2.-SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.-

2.2.1.-Agua potable.-

La Empresa municipal de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario Bermejo es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de Bermejo para ello disponen de una red principal de pvc 6" de diámetro ubicada a 13.3 m. de longitud de la línea municipal y con una profundidad de 1 m.

De manera general, se puede apreciar que aproximadamente el 12% de las viviendas del Municipio no cuentan con servicio de agua potable o por cañería, aunque en el área rural el porcentaje es considerablemente mayor, alcanzando al 63%. Además, se pueden efectuar las siguientes puntualizaciones:

Cuadro 2.9 Servicio de agua por cañería							
Área	Total	Dentro de la	%	Fuera de la	%	No se distribuye	%
		Vivienda		vivienda		Agua	
Área Urbana	6106	3161	52%	2668	44%	277	5%
Área Rural	893	98	11%	229	26%	566	63%
Total	6999	3259	47%	2897	41%	843	12%
Fuente:INE, Censo 01							

El porcentaje de viviendas que tienen agua por cañería dentro de la vivienda alcanza al 47%; en el área urbana al 98% y en el área rural solamente al 11%.

El acceso a agua por cañería fuera de la vivienda es de aproximadamente el 41% en todo el Municipio, un 44% en la ciudad y un 26% en el campo.

Aproximadamente el 50% de las comunidades del área rural no tienen acceso al servicio de agua; y las que tienen acceso su cobertura es muy reducida, con excepción de Colonia Linares y Candado Grande donde alcanza al 90% y 31%, respectivamente.

En síntesis, el acceso al servicio de agua por cañería es todavía muy reducido en el área rural del Municipio, mientras que en el área urbana la cobertura es buena.

2.2.2.-Saneamiento Básico.-

La Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario Bermejo es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de Bermejo para ello disponen de una red principal de cemento (Hormigón), 6" de diámetro ubicada a 10 m. de longitud de la línea municipal y con una profundidad de 2.7 m, la red es antigua.

Aproximadamente, un 12% de las viviendas del Municipio no cuentan con servicio sanitario, aunque este dato está muy sesgado por la información del área urbana, ya que en el sector rural del Municipio la situación es muy diferente ya que un 44% de las viviendas no cuentan sistemas de saneamiento básico. Cabe apuntar, que el porcentaje de viviendas sin respuesta es considerable, al menos en el área rural (20%), y se supone que son familias que no tienen acceso al servicio, consecuentemente el porcentaje de viviendas que no tienen baño alcanzaría a un 66% en el área rural.

Cuadro 2.10 Servicio Sanitario							
Área	Total	C/Baño	%	S/Baño	%	S/respuesta	%
Área Urbana	6845	5679	83%	427	6%	739	11%
Área Rural	1116	398	36%	495	44%	223	20%
Total	7961	6077	76%	922	12%	962	12%
Fuente: INE, Censo							

Además, se observa que un 76% de las viviendas de todo el Municipio tiene baño, en el área urbana un 83%, y en el área rural solamente un 36%.

2.2.3.-Energía Eléctrica.-

S.E.T.A.R. (Servicios Eléctricos de Tarija) es la empresa encargada de proporcionar este

servicio a la ciudad de Bermejo, para ello dispone de una red principal de alta tensión de 380 voltios y redes de baja tensión de 220 voltios, el transformador se encuentra en la esquina, al lado de las oficinas de Entel.

El área urbana tiene una cobertura del servicio de energía eléctrica de 85% aproximadamente.

En el área rural la situación es totalmente diferente, solamente 12 comunidades, un 57%, acceden al servicio eléctrico.

Las comunidades donde la cobertura del servicio de energía eléctrica es mayor son Colonia Linares, Cercado, Arrozales, Candado Chico, Candado Grande, Flor de Oro, los Pozos con el 75%, en promedio.

2.2.4.-Servicio de Comunicación.-

En la ciudad de Bermejo opera con telefonía fija local la Cooperativa COTABE con 3.000 líneas, el servicio de larga distancia es proporcionado por COTAS y ENTEL, empresa que además tiene el servicio de INTERNET. En el área Rural ENTEL tiene servicio a través de centrales locales en cuatro comunidades. A nivel de radiodifusión tenemos 7 radios, 4 canales de televisión y dos empresas de cable.

2.2.5.- Servicio de Salud.-

La región de Bermejo cuenta con un centro de salud de distrito constituido por el Hospital Virgen de Chaguaya ubicado en la ciudad de Bermejo cabeza de distrito, dos centros de salud de área, uno ubicado en la comunidad de San Telmo Río Bermejo y otro ubicado en la comunidad de Barretero y siete centros de salud ubicados en las comunidades de La Mamora, El Limal, Salado, Campo Grande, Colonia Linares, Trementinal, y San Ramón Puesto²⁷.

En la ciudad de Bermejo se cuenta con una amplia gama de clínicas particulares, tales como: Caja de Salud CORDES, Caja Nacional de Seguridad Social (CNSS), Caja Petrolera y consultorios particulares.

2.2.6.-Gas.-

La Empresa Tarijeña de Gas es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de Bermejo, para ello dispone de una red principal de pvc 25 mm de diámetro ubicada a 17 m. de longitud de la línea municipal y con una profundidad de 0.7 m

CAPÍTULO N° III

MARCO TEÓRICO

3.1. PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS.-

Se pone a consideración dos alternativas para la concepción de las cerchas que sostendrán las cubiertas de teja colonial y policarbonato translucido.

3.1.1. Descripción de alternativas

3.1.1.1. Madera estructural.-

En la industria de la construcción, la madera es utilizada principalmente en carpintería de puertas, ventanas y en recubrimientos, pero al ingeniero civil le interesa más su empleo como material resistente en columnas, vigas, cerchas, pisos, techos, encofrados, etc.

3.1.1.1.1. Diseño de elementos a flexión.-

El análisis y diseño de estos elementos puede hacerse considerando el material como homogéneo, isótropo y de comportamiento lineal.

$$\frac{M}{I} = \frac{\sigma}{c}$$

Donde:

f_m = Fatiga real de flexión.

M = Momento aplicado en valor absoluto.

I = Momento de inercia

c = Distancia del eje neutro a la fibra más alejada.

W = Módulo de sección.

3.1.1.1.2. Diseño de elementos a Corte.-

El esfuerzo cortante en una sección transversal de un elemento sometido a flexión y a una cierta distancia del eje neutro se obtiene mediante:

$$\frac{\cdot}{\cdot}$$

Donde:

T = Fatiga real de corte.

Q = Fuerza cortante en la sección considerada.

S = Momento estático

I = Momento de inercia.

b = Ancho de la sección

Para una viga de sección transversal el máximo esfuerzo de corte será:

$$3. \frac{\cdot}{\cdot}$$

3.1.1.1.3. Diseño de elementos a compresión.-

El diseño de las columnas está controlado por condiciones de resistencia, una combinación de resistencia y estabilidad, o puramente condiciones de estabilidad. Éstas corresponden a columnas cortas, intermedias y largas, respectivamente.

Para el cálculo de Ck, se debe emplear la siguiente relación:

$$\frac{0.329}{\frac{2}{3}}$$

Fc = Tensión admisible a compresión (Kg/cm²).

E = Módulo de elasticidad (Kg/cm²).

3.1.1.1.3.1. Cálculo de la esbeltez.-

Las columnas se clasifican en función de su esbeltez: en columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas.

- Columna corta $\lambda < 10$
- Columna intermedia $10 < \lambda < Ck$
- Columna larga $Ck < \lambda < 50$

Se recomienda no utilizar como columnas, elementos que tengan una relación de esbeltez mayor que 50.

- $\lambda < 50$

3.1.1.1.3.2. Cálculo de la carga admisible.-

Las *Columnas cortas*, fallan por compresión o aplastamiento Su carga admisible puede ser calculada por:

$$1 - \frac{1}{3} -$$

Las *columnas largas*, fallan exclusivamente por pandeo. Su carga admisible puede calcularse a partir de la carga crítica de Euler, considerando una adecuada seguridad al pandeo:

$$2.5 - \sqrt{12} - \frac{1}{2.5} \frac{1}{12} - \frac{0.329}{0.329}$$

3.1.1.1.4. Diseño de elementos a tracción.-

El cálculo de los tirantes es muy sencillo, se trabaja por tanteos hasta cumplir la siguiente relación:

—

Donde:

N = Carga axial de tracción.

F_t = Fatiga admisible a la tracción paralela a las fibras.

A_{crit} = Sección bruta – sección proyectada de las perforaciones o rebajes.

0.85

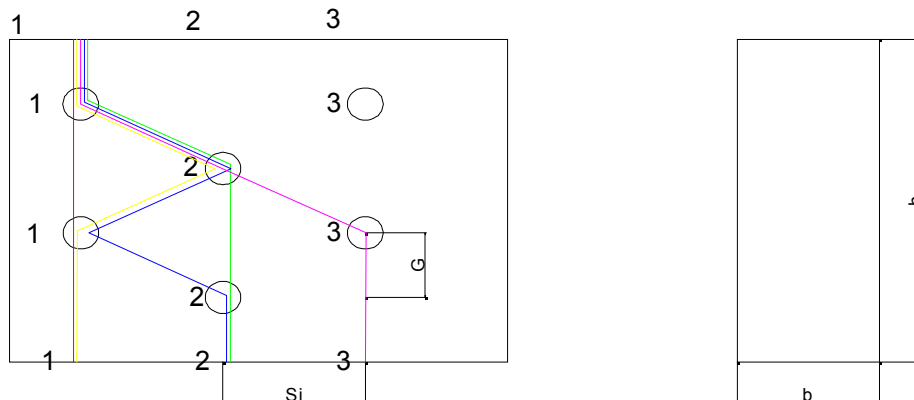


Figura 3.1. Longitudes críticas de la madera
Fuente: Elaboración propia

—
4

Se escoge la menor longitud crítica de todas. ; ;

$$\Phi = \frac{1}{16}$$

Donde Φ es el diámetro del conector.

3.1.1.1.5. Diseño de elementos a flexo-compresión.-

Los elementos sometidos a flexo compresión se diseñan por tanteo hasta satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m |M|}{Z f_m} < 1 \quad (4.1)$$

Donde:

f_m = Esfuerzo admisible en flexión.

K_m = Factor de amplificación de momentos.

$|M|$ = Valor absoluto del máximo momento flector en el elemento.

N_{adm} = Carga axial admisible.

Z = Módulo de sección

La ecuación 4.1 se deriva de considerar la fatiga real:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{|M|}{Z}$$

Si dividimos ambos términos entre la fatiga admisible:

$$\frac{\sigma}{f_{adm}} = \frac{\frac{N}{A}}{f_c} + \frac{\frac{|M|}{Z}}{f_{adm}}$$

El primer término de esta desigualdad deberá ser necesariamente menor a la unidad:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{|M|}{Z f_m} < 1$$

A esta expresión le afectamos el factor k_m y tenemos la 4.1, el "Factor de amplificación de momentos se halla mediante :

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_{ef}^2}$$

Donde:

N_{cr} = es la carga crítica de Euler para pandeo.

3.1.1.1.6. Diseño de elementos a flexo-tracción.-

Los elementos sometidos a flexo tracción deben diseñarse por tanteos hasta satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{A_c f_t} + \frac{|M|}{Z f_m} < 1 \quad (4.2)$$

Donde:

$|M|$ = Valor absoluto del momento flector máximo del elemento.

N = Carga axial de tracción aplicada.

A_c = Área de la sección transversal crítica.

f_t = Esfuerzo admisible en tracción.

Z = Módulo de sección con respecto al eje alrededor del cual se produce la flexión.

Como se puede observar, la expresión 4.2 no contempla el factor de amplificación del momento por la presencia de la carga axial, ya que este efecto no se presenta en este caso, por el contrario, la carga de tracción estabiliza el elemento.

3.1.1.1.7. Uniones.-

Se define como unión al encuentro de dos o más elementos y sirve para transmitir las cargas de uno de ellos a los otros, o recíprocamente.

3.1.1.1.7.1. Clasificación.-

De acuerdo al material que se emplea para materializar la unión, éstas se clasifican en:

- Uniones clavadas.
- Uniones empernadas.
- Uniones atornilladas.

En estos tipos de unión las piezas de madera no son modificadas en su forma original, utilizan piezas metálicas que las atraviesan.

3.1.1.1.7.2. Uniones Clavadas.-

Las uniones clavadas son las más económicas para estructuras de viviendas y otras edificaciones pequeñas. Las uniones utilizadas en estas edificaciones soportan cargas relativamente pequeñas. Las características de estas uniones responden más bien a criterios

constructivos, en todos los casos el mínimo número de clavos que se debe utilizar es de dos.

La carga admisible de una unión clavada depende principalmente de:

- La madera utilizada (tipo y condición).
- Los clavos (calidad, longitud, diámetro y número).
- Espesores de los elementos a unirse y penetración de los clavos en ellos.

3.1.1.1.7.3. Uniones clavadas sometidas a corte.-

a) Corte simple.-

La tabla V-1 presenta los valores de carga admisible para un clavo orientado perpendicularmente a las fibras y sometido a corte simple. Estas resistencias se han obtenido experimentalmente en base a muchos ensayos. La relación aproximada que se obtuvo fue:

$$P = 660 * \delta * 1.022 * d * 1.232$$

Donde: P = Carga admisible de un clavo en Newton.

δ = Densidad básica de la madera en gr/cm³

d = Diámetro del clavo en mm.

3.1.1.1.7.4. Uniones Empernadas.-

Las uniones empernadas son particularmente eficientes con maderas de los grupos estructurales A y B, pero pueden utilizarse también con maderas del grupo C.

Los pernos y pletinas metálicas deben ser de acero estructural, con esfuerzo de fluencia no menor a 230 Mpa. Pueden presentar cabeza cuadrada o hexagonal en un extremo y fileteado normal de longitud variable en el otro donde se aloja la tuerca.

Deben colocarse arandelas o pletinas metálicas entre la cabeza del perno y la madera y entre la tuerca y la madera para evitar esfuerzos de aplastamiento excesivos.

Para más detalles de uniones ver anexo diseño de maderas.

3.1.1.1.8. Materiales, herramientas y equipo.-

Los materiales requeridos para su construcción son madera de buena calidad tipo B, clavos para las correas, tornillos y placas de acero para las uniones, taladro para hacer las perforaciones, sierra para hacer modificaciones si hubiera. El material de cubierta estará sujeto a las correas de madera mediante ganchos tipo “J”, estos ganchos son especificados por el fabricante con un diámetro $D = 3/8"$ x 0.12 m de longitud, incluye gomas y arandelas para su colocación.

3.1.1.1.9. Costo de la estructura y mano de obra.-

La mano de obra necesaria se encuentra en la región, hay personal con mucha experiencia para la construcción de cubiertas de madera. El costo de esta estructura está alrededor de los 176.5 bolivianos por metro cuadrado.

3.1.1.1.10. Funcionalidad.-

La madera funciona de acuerdo a lo requerido dentro la estructura, su función es esencialmente servir de apoyo a la cubierta de cerámica, controlando las deformaciones de manera que el agua no se estanque y pueda causar filtraciones dentro de la estructura.

3.1.1.1.11. Morfología.-

De acuerdo a la arquitectura las cerchas de madera no afectan el diseño arquitectónico, así que el tipo de cercha a utilizar puede ser cualquiera.

3.1.1.2. Acero estructural.-

La materia prima para la fabricación del acero es el mineral de hierro, coque y caliza.

Mineral de hierro: tiene un color rojizo debido al óxido de fierro.

Coque: es el producto de la combustión del carbón mineral (grafito) es ligero, gris y lustroso. Para convertir el coque en carbón mineral se emplean baterizos de hierro donde el carbón se coloca eliminando el gas y alquitrán, después es enfriado, secado y cribado para enviarlo a los altos hornos.

Piedra caliza: es carbonato de calcio de gran pureza que se emplea en la fundición de acero para eliminar sus impurezas.

3.1.1.2.1. Piezas sometidas a tracción.-

El diseño básico de una pieza a tracción es muy simple, aportar la suficiente sección transversal para resistir el esfuerzo aplicado. Una vez que se ha obtenido la magnitud del esfuerzo a soportar y la resistencia del material ha sido establecida, es posible calcular el área requerida de la sección transversal. Sin embargo, la unión de las piezas traccionadas es lo mismo que para otros tipos de piezas, una consideración muy importante a tener en cuenta dado que en muchos casos puede gobernar el diseño de la pieza siendo un criterio básico en el diseño y selección de una sección.

Para asegurar un buen comportamiento del elemento en tracción para sus conexiones se debe considerar lo siguiente:

- El factor de resistencia del miembro ($\phi_1=0.75$ por la inseguridad del comportamiento de las conexiones.)
- Los conceptos de áreas netas y las cadenas de fallas en huecos
- Los conceptos de áreas netas efectivas.

Los miembros pueden ser simples o armados, por lo general se prefieren los miembros simples porque requieren menos trabajo de diseño, sin embargo a veces se hace necesario unir dos o más elementos simples por las siguientes razones:

- La resistencia de uno no es suficiente.
- Para reducir la relación de esbeltez, cumplir las especificaciones y evitar vibraciones no deseables.
- Para cumplir con las condiciones de condición
- Para disminuir los efectos de flexión.

La resistencia de miembros de acero en tracción está definida por el estado límite que manda en cada caso particular.

En el caso de miembros en tracción los estados límites son dos.

- Fluencia: ocurre en el área total de la sección, fuera de las conexiones
- Ruptura: en la sección neta efectiva, en las zonas de las conexiones.

El cálculo de los tirantes es muy sencillo, se trabaja por tanteos hasta cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{0.75}{300}$$

Donde:

N_d = Carga axial de tracción.

f_y = Límite elástico 2530 Kg/cm².

f_r = Límite de ruptura 4080 Kg/cm².

A_{crit} = Sección bruta – sección proyectada de las perforaciones o rebajes

0.85

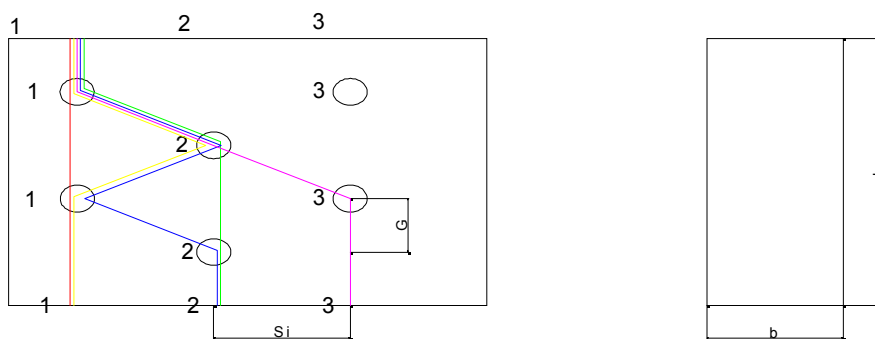


Figura 3.2. Longitudes críticas del acero
Fuente: Elaboración propia

$$\frac{1}{4}$$

Se escoge la menor longitud crítica de todas. ; ;

$$\Phi \frac{1}{8}$$

Donde Φ es el diámetro del conector.

3.1.1.2.2. Piezas sometidas a compresión.-

El término “pieza comprimida” generalmente se utiliza para describir elementos estructurales sometidos solamente a cargas axiales de compresión; este término puede describir pilares (bajo condiciones especiales de carga) pero generalmente se refiere a barras comprimidas con los extremos articulados pertenecientes a celosías, vigas de celosía o elementos de arriostramiento.

La resistencia de miembros a cargas de compresión axial depende de:

- Longitud efectiva
- Forma de su sección transversal

La longitud efectiva depende a su vez de los tipos de conexiones y del desplazamiento relativo de los nudos.

Los elementos a compresión pueden sufrir pandeo (falta de estabilidad interna).

Al aumentar la carga axial de compresión aplicada, alguno de los pandeos se presenta cuando se alcanza una carga crítica, denominada carga de pandeo y se debe a:

- Excesiva flexión: alrededor de uno de los ejes de su sección transversal, llamado eje crítico, a este pandeo se lo conoce con el nombre de pandeo flexionario o pandeo de euler.
- Rotación: alrededor del centro de corte de su sección transversal, a este pandeo se lo denomina pandeo torsional.
- Excesiva flexión combinada con rotación: denominada pandeo flexo-torsional
- Pandeo local: de los elementos compuestos de la sección transversal, las deformaciones excesivas de estos pueden ser la causa de la pérdida de resistencia de los elementos en compresión.

Influyen también en el comportamiento de miembros en compresión axial:

- Los esfuerzos residuales
- Punto de fluencia del material
- Rectitud inicial del miembro.

Un miembro sometido a carga axial pura, se puede hallar bajo carga axial de dos maneras:

- Excesiva deformación axial
- Excesiva deformación lateral o pandeo

3.1.1.2.3. Pandeo.-

Se define como fenómeno de pandeo aquella situación que se produce en un elemento prismático cuando la carga actuante “P” alcanza un valor crítico, causando una deformación lateral de magnitud indeterminada.

El cálculo de las piezas comprimidas es muy sencillo, se trabaja por tanteos hasta cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{0.85}{\frac{1.5}{0.658} \cdot \frac{0.877}{200}}$$

3.1.1.2.4. Piezas sometidas a flexión.-

Se consideran como piezas trabajando a flexión aquellas barras de la estructura en las que los esfuerzos más importantes son los provocados por el **momento flector**, bien porque sólo reciben cargas transversales, bien porque se prescinda de posibles esfuerzos de tracción o compresión cuando estos son poco importantes. Se conocen como **vigas** y están situados en posición generalmente horizontal en la estructura. Se encargan de soportar y transmitir a los pilares cargas verticales casi siempre de tipo gravitatorio.

La comprobación de la sección del perfil a *flexión simple* se hace mediante la expresión:

$$\Phi \quad \Phi \quad 0.9$$

Donde:

S = Módulo de sección.

Mu = Momento flector mayorado.

fy = Límite elástico 2530 Kg/cm².

Para verificar que el ala de la viga es compacta:

$$\frac{\quad}{2} \quad \frac{65}{\underline{\underline{\quad}}}$$

Para verificar que el alma de la viga es compacta:

$$\frac{\quad}{\quad} \quad \frac{640}{\underline{\underline{\quad}}}$$

Para verificar el apoyo lateral:

$$\frac{300}{\underline{\underline{\quad}}}$$

Donde:

bf = Ancho de patín

tf = Espesor de patín

hc = Altura del alma

tw = Espesor del alma

Lb = Longitud de la viga

3.1.1.2.4.1. Comprobación de la flecha.-

Las limitaciones de flecha vienen impuestas en la Norma Básica en la que se dice; “las flechas serán compatibles con las necesidades específicas en cada caso. A menos que se

establezcan exigencias especiales, se adoptarán los siguientes valores máximos de la relación flechas / luz bajo la acción de la carga característica.

En cualquier otro elemento solicitado a flexión, y no mencionado anteriormente, la relación flecha / luz no excederá de (luz / 500), a menos que se justifique debidamente que superarla no acarree consecuencias perjudiciales para el servicio o buen aspecto de la construcción.”

Para los casos más frecuentes la expresión que nos permite calcular la flecha se encuentra en cualquier formulario de resistencia de materiales. En general, el valor de la flecha f en el centro del vano de una viga apoyada de sección constante y perfil simétrico de canto h y luz l puede calcularse mediante la fórmula.

$$f = \frac{5}{384} \frac{M l^3}{EI}$$

Donde:

σ = Tensión debida al momento flector máximo M característico.

α = Coeficiente tabulado.

3.1.1.2.5. Piezas sometidas a cortante.-

El esfuerzo cortante, en general, tiene poca importancia en el dimensionamiento de los perfiles laminados. La tensión tangencial se deduce, aproximadamente mediante la fórmula:

Fluencia del Alma:

$$\tau = \frac{V_d}{I_x} \left(\frac{1}{2} \left(\frac{t_w}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) \right)$$

Donde:

V_d = Cortante de diseño.

d = Altura del perfil.

t_w = Ancho del alma.

3.1.1.2.6. Materiales, herramienta y equipo.-

El material de cubierta estará sujeto a las correas metálicas mediante ganchos tipo “J”, estos ganchos son especificados por el fabricante con un diámetro $D = 3/8'' \times 0.12$ m de longitud, incluye gomas y arandelas y gomas para su colocación.

Se necesita disponer de equipo de soldadura y material de soldadura para hacer las uniones en la cercha de acero.

El acero será de calidad A-36 (acero con límite de fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$), de acuerdo a lo especificado en la norma americana (American Institute Steel Construction AISC y en las memorias de cálculo.

La unión será por medio de tornillos sobre superficies aplastadas, esto en los extremos de los elementos.

3.1.1.2.7. Costo de la estructura y mano de obra.-

La mano de obra necesaria no se encuentra mucho en la región, además el personal no tiene mucha experiencia para la construcción de cubiertas de acero, otro problema es la disponibilidad del material. El costo de esta estructura está alrededor de los 219.3 bolivianos por metro cuadrado.

3.1.1.2.8. Funcionalidad.-

El acero funciona de acuerdo a lo requerido dentro la estructura, su función es esencialmente servir de apoyo a la cubierta de cerámica, controlando las deformaciones de manera que el agua no se estanque y pueda causar filtraciones dentro de la estructura.

3.1.1.2.9. Morfología.-

De acuerdo a la arquitectura las cerchas de acero no afectan el diseño arquitectónico, así que el tipo de cercha a utilizar puede ser cualquiera.

Cuadro 3.1. CUADRO COMPARATIVO (MADERA Vs ACERO)

DESCRIPCIÓN DE LA ACTIVIDAD	VENTAJAS		DESVENTAJAS	
	MADERA	ACERO	MADERA	ACERO
TECNOLOGÍAS				
Resistencia.- La capacidad que tiene el material para resistir las	✓	✓		

cargas solicitantes (compresión, tracción, flexión).				
Uniformidad.- Las propiedades del material no cambian apreciablemente con el tiempo.	✓	✓		
Durabilidad.- Si el mantenimiento de las estructuras es adecuado duraran indefinidamente.	✓	✓		
Ductilidad.- Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.	✓	✓		
Tenacidad.- Poseen resistencia y ductilidad, es la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades.	✓	✓		
Buen aislante eléctrico.- Capacidad de resistir a la electricidad.	✓			✓
Buen aislante térmico.- Capacidad de mantener el calor.	✓			✓
Buen aislante acústico.- Capacidad de resistir el sonido.	✓			✓
Resistencia al fuego.- Resistencia del material por mucho más tiempo.	✓			✓
Peso del material.- Material mucho más liviano por metro lineal.	✓			✓
Pandeo.- Resistencia del material al pandeo.			✓	✓
Humedad.- Resistencia al ambiente húmedo.			✓	✓
Insectos.- Resistente al ser atacados por insectos.		✓	✓	
CONSTRUCTIVAS				
Conexión.- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores.	✓	✓		
Prefabricación.- Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.	✓	✓		
Montaje.- Rapidez de montaje.	✓	✓		
Laminación.- Gran capacidad de laminarse en gran cantidad de tamaños y formas.		✓	✓	
Trabajabilidad.- Gran facilidad de manipulación con personal humano.	✓			✓
Adaptabilidad.- Facilidad para adaptar en material en la construcción.	✓			✓
Personal.- Mano de obra calificada en la región.	✓			✓
ECONOMICAS				
Utilización.- Posible rehuso después de desmontar una estructura.	✓	✓		
Material.- Material más económico.	✓			✓
Mantenimiento.- Mantenimiento más económico.	✓			✓
Personal.- Precio de la mano de obra más económico.	✓			✓
Estructura.- Costo más económico por m².	✓			✓
Disponibilidad.- Facilidad para encontrar el material en el mercado de la región.	✓			✓

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 3.2. Comparación de precios entre el Acero y la Madera

		Madera			Acero		
Elemento	Longitud	Sección	Precio	Precio parcial	Sección	Precio Barra 6 m.	Precio Parcial
	(m.)	(Plg.)	(Bs/m)	(Bs)	(mm.)	(Bs)	(Bs)
Cuerda Superior	11	3x6	30	330	30x50	128	235
Cuerda Inferior	8.5	3x4	20	170	30x50	128	181
Diagonal	6	2.5x3	15	90	30x50	128	128
Montante	5.5	2.5x2.5	12	66	20x40	52	48
Correas	26	2x2	8	208	20x40	52	225
Listón cielo falso X	19	2x2	8	152	20x40	52	165
Listón cielo falso Y	19	2x3	10	190	20x40	52	165
Listón cumbrera	1	2x3	10	10	20x40	52	9
Total				1216			1156
Precio de la mano de obra		30 Bs/m²			80 Bs/m²		
Area de influencia		8.3 m²					
Costo total		176.5 Bs/m²			219.3 Bs/m²		

Fuente: Elaboración propia.

3.1.2. Elección de alternativa.-

Una vez expuestas las características técnicas, constructivas y económicas de ambas alternativas, comparando la funcionalidad y morfología de ambas, existen diferencias, como ser en la mano de obra, equipo y facilidad constructiva.

Concluimos entonces que la alternativa más factible para la base de sustentación de las cubiertas son las cerchas de madera.

3.2. METODOLOGÍA.-

3.2.1. Proceso general de cálculo.-

Proceso general de cálculo prescrito en el código C.B.H. 87 corresponde a los estados límites últimos. Dicho cálculo trata de reducir a un valor, suficientemente bajo la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio (o sea, que ya no es capaz de cumplir la función para la que fue construida).

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

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

En consecuencia, el proceso de cálculo preconizado en el código, consiste en:

- 1) Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- 2) Obtención de la respuesta R_d , de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- 3) El criterio de aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

3.2.2. Coeficientes de seguridad.-

En los métodos de cálculo desarrollados en el código CBH, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración de la resistencia de hormigón y de la resistencia del acero y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

3.2.3. Estados límites últimos.-

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$
- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.5$
- Coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable $\gamma_{tg} = \gamma_{tq} = 1.6$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón, y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las tablas 3.12 y 3.13. Los valores de los coeficientes de seguridad γ_s , γ_c , y γ_t , adoptados, y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución, deben figurar, explícitamente en los planos.

3.2.3.1. Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.-

Ver anexos tabla 3.12.

3.2.3.2. Coeficientes de ponderación de las acciones.-

Ver anexos tabla 3.13.

3.2.4. Acciones de cálculo hipótesis de carga más desfavorables.-

3.2.4.1. Establecimiento de las acciones de cálculo.-

Para el establecimiento de acciones de cálculo, se procederá de la siguiente manera:

De las acciones:

- Estados límites últimos
 - Acciones directas:

Cargas permanentes (coeficientes de ponderación, γ_{tg}).

Siendo su efecto desfavorable se toma el valor mayorado, con $\gamma_{tg} = \gamma_t$ aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Además de lo anterior, si las cargas permanentes del mismo origen son preponderantes y sus efectos se compensan sensiblemente entre sí, se establecerá una nueva hipótesis, diferenciando la acción favorable y desfavorable, empleando:

Para la desfavorable

—	1.05	en fase de construcción.
.		
—	1.15	en fase de servicio.
.		

Siendo su efecto desfavorable se tomará el valor mayorado con $\gamma_{tq} = \gamma_t$.

- Acciones indirectas:

Las que tengan carácter de permanencia, como son a veces las reológicas y los momentos impuestos, se tratarán como cargas permanentes. Las que no tengan este carácter se tomarán como cargas variables.

3.2.4.2. Hipótesis de carga más desfavorable.-

Se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

Para encontrar la carga más desfavorable correspondiente a cada caso se procederá de la siguiente manera, partiendo de las acciones de cálculo según el establecimiento de las acciones de cálculo.

En cada hipótesis se tendrá en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

En estas expresiones:

G = Valor característico de las cargas permanentes, mas las acciones indirectas con carácter de permanencia.

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

3.2.4.3. Comprobaciones que deben realizarse.-

Los cálculos realizados deberán garantizar que, tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos, cumplan las siguientes condiciones:

- Bajo cada hipótesis de carga, no se sobrepasen los estados límites últimos. La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá a partir de valores minorados de las propiedades resistentes de los materiales.
- Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasen los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo.

3.2.4.4. Consideraciones sobre las acciones extraordinarias.-

Las acciones fortuitas no normalizadas, tales como choque de vehículos, huracanes, deflagraciones, ondas explosivas, entre otras, y las de carácter normal pero cuyos valores difícilmente previsibles superan fuertemente a los normalizados, en general no se tendrá en cuenta en los cálculos.

3.2.5. Topografía.-

La topografía obtenida de la zona de emplazamiento cuenta con curvas de nivel cada medio metro, el levantamiento topográfico se realizó con el teodolito estación total.

3.2.6. Estudio de suelos.-

3.2.6.1. Introducción.-

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal y vertical. El método de prueba *in situ* más ampliamente utilizado es el de penetración.

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

3.2.6.2. Metodología.-

Para la realización de esta práctica se siguió el siguiente procedimiento:

- Primeramente se obtiene el hueco alcanzando la profundidad requerida.

- Procedemos a armar el trípode que es muy pesado asegurándose que el lugar de las uniones estén completamente firmes.
- Una vez elevado el trípode asegurarse de que sus tres apoyos están bien distribuidos en forma de un triángulo.
- Luego jalar el penetrómetro hasta una altura de 75 cm y dejar caer libremente para determinar el lugar de perforación.
- Repetir el anterior paso hasta que se logre una penetración de 30 cm.
- Una vez determinado el número de golpes se procede al desensamblado.
- Luego con una pala y una tara procedemos a excavar en el lugar de la perforación, dicha muestra será utilizada para realizar la granulometría respectiva, determinando los límites de Atterberg.

3.2.6.3. Ensayos necesarios para la clasificación.-

3.2.6.3.1. Granulometría.-

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo.

Debido a la gran variedad de tamaños de granos se ha tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños existiendo para esto varios tipos de proporciones y el más aceptable es la adoptada por A.S.T.M. (American Society for Testing and Materials) en esta escala las gravas corresponden a las partículas más gruesas que incluyen los granos mayores al tamiz No 4 (4.76 mm), la arena está comprendida entre el tamiz No 200 (0.074 mm). Los granos finos menores que el tamiz No 200 se subdividen en limos que son mayores a 0.002 mm. y menores a 0.002 mm donde se encuentran las denominadas arcillas.

La forma de la curva granulométrica da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquier mayor que el que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En donde:

D₆₀: Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D₁₀: Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o

mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_{au} < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_{au} < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

3.2.6.3.2. Límite Líquido.-

- Se procede a pasar cierta cantidad de material a través del tamiz No 40,
- A continuación se verifica si el aparato de Casagrande está debidamente calibrado, si no es así se deberá calibrar la altura de caída de la cazuela, con ayuda del extremo superior del ranurador patrón, esta altura deberá ser exactamente 1 cm.
- Se coloca el material tamizado en un recipiente de porcelana, se añade un poco de agua y se mezcla cuidadosamente con el suelo hasta lograr una pasta uniforme y una apariencia cremosa (suelo arcilloso).
- Se procede a colocar dentro de la cazuela una pequeña cantidad de suelo hasta la profundidad adecuada para el trabajo de la herramienta ranuradora, a continuación se debe emparejar la superficie de la pasta de suelo cuidadosamente con una espátula, y mediante el uso de la herramienta ranuradora, cortar una ranura clara y recta, que separe completamente la masa del suelo en dos partes, seguidamente hacer el conteo de golpes hasta que la masa se cierre una longitud de 1 cm.
- Se toma una muestra para medir el contenido de humedad, se coloca en una tara la zona donde se cerró la ranura, se procede a pesar la tara con el material y se lo introduce en el horno por un periodo de 24 horas.
- Pasadas las 24 horas se extrae la muestra del horno y se procede a su pesaje correspondiente. Este procedimiento se repite en su totalidad con cinco muestras del mismo suelo, pero con diferentes contenidos de humedad.

3.2.6.3.3. Límite plástico.-

- Se coloca el mismo material tamizado del ensayo anterior en un recipiente de porcelana, se añade agua al suelo, se mezcla cuidadosamente hasta obtener una textura uniforme y cremosa.
- Se divide en varios pedazos o porciones pequeñas la muestra, con la mano

extendida sobre una placa de vidrio enrollamos el suelo con presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro o hilo de diámetro uniforme por la acción de los movimientos de la mano.

- Cuando el diámetro del cilindro llega a 3 mm., se vuelve a moldear y enrollar nuevamente con otra porción de suelo, este proceso se hace hasta que el cilindro de suelo se rompa bajo la presión del enrollamiento.
- La muestra o el cilindro, que se rompa nos define el límite plástico, luego este cilindro se coloca en una tara previamente pesada, efectuando el pesaje de la tara más el cilindro de suelo, luego se introduce al horno, por un periodo de 24 horas para calcular el contenido de humedad de la muestra.
- Una vez que la muestra es extraída del horno se procede a su pesaje y la obtención del peso de la muestra seca más la tara.

3.2.6.3.4. Clasificación del suelo por el Método Unificado.-

Para la clasificación se tienen los siguientes datos:

- % Que pasa N° 200
- Límite líquido
- Límite plástico
- Índice plástico

3.2.6.3.5. Datos y cálculos.-

Datos obtenidos en el ensayo:

- Número de golpes.
- Masa del martillo.
- Altura de caída.
- Altura de penetración y ensayos necesarios para la clasificación.

3.2.6.3.6. Corrección del número de golpes.-

a) Corrección por presión de sobre capa.-

$$C = \frac{P' - \gamma \cdot h}{0.77 \cdot \log \frac{20}{P'}}$$

γ = Peso específico de la arcilla.

h = Altura de sobre capa a nivel del suelo.

b) Corrección por relación de energía del martillo.-

—

ER = Sistema de energía del equipo utilizado.

ERs = Sistema de energía estandarizado.

Cuadro 3.3. Corrección del martillo

ERs (%)	Referencia
50 – 55 (Usar 55)	Schmertmann (según Robertson 1983)
60	Seed (1985); Skempton (1986)
70 – 80 (Usar 70)	Riggs (1986)

Fuente: Laboratorio de suelos U.A.J.M.S.

c) Corrección por longitud de barras n_2 .-

Cuadro 3.4. Corrección por barras

Longitud	> 10 m	1
	6 - 10	0.95
	4-6	0.85
	0-4	0.75

Fuente: Laboratorio de suelos U.A.J.M.S.

d) Corrección por el toma muestras n_3 .-

Cuadro 3.5. Corrección toma muestras

Con revestimiento	Sin revestimiento	1
	Arena densa, arcilla	0.8
	Arena suelta	0.9

Fuente: Laboratorio de suelos U.A.J.M.S.

e) Corrección por el diámetro de perforación n_4 .-

Cuadro 3.6. Corrección por diámetro

Diámetro de la perforación	60 – 120 mm	1
	150	1.05
	200	1.15

Fuente: Laboratorio de suelos U.A.J.M.S.

De tal manera la corrección del número de golpes es:

.

Se entra en el ábaco correspondiente al equipo y con el número de golpes y clasificación del suelo obtenemos el valor de la carga admisible máxima **probable** del suelo.

3.2.7. Cálculo de vigas.-

3.2.7.1. Generalidades.-

En el presente proyecto se tratan secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformación plástica.

Pueden considerarse las distintas solicitaciones, desde la tracción simple hasta la compresión centrada, haciendo variar la profundidad del eje neutro desde $-\infty$ a $+\infty$.

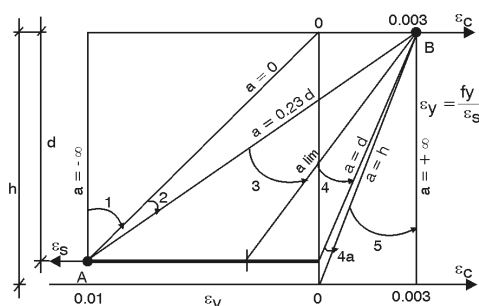


Figura 3.3: Dominios de deformación, en el estado límite último de agotamiento resistente.
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

3.2.7.2. Ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.-

Se establecen a continuación las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones en las distintas solicitaciones, adoptando para el hormigón el diagrama parábola-rectángulo, y para los aceros de dureza natural el diagrama birrectilíneo de cálculo formado por la recta de hooke, y un segmento horizontal cuya ordenada corresponde al límite elástico característico y su alargamiento se limita al valor 10 por 1.000 para tener en cuenta que, en vigas con pequeñas cuantías, el estado último de agotamiento se origina como consecuencia de una deformación plástica excesiva de sus armaduras.

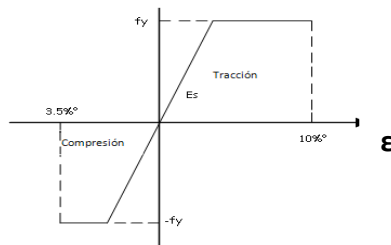


Figura 3.4: diagrama birrectilíneo

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

Las resistencias de cálculo de ambos materiales, hormigón y acero, son respectivamente:

—

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_c = Coeficiente de seguridad del hormigón.

f_{yk} = Límite elástico del acero.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

γ_s = Coeficiente de seguridad del acero.

3.2.7.3. Tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta.

La tabla 3.17 (anexos) corresponde a secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta (dominios 2, 3 y 4) en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

—

Donde:

M_u = Es el momento de agotamiento.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

b = Ancho de la sección.

d = Altura efectiva de la sección.

Seguidamente se calcula el área de acero de refuerzo en la zona traccionada, encontrando el valor de la cuantía con ayuda de la tabla universal de cálculo para acero de dureza natural y despejando el área necesaria de armadura de refuerzo A_s .

Las recomendaciones del código, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuración por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, así como para evitar una rotura súbita, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo:

$$\rho_{\min.} = 0.0033$$

3.2.8. Cálculo de losas.-

Se trabajaran con losas nervadas unidireccionales utilizando viguetas pretensadas, siendo éstas prefabricadas de las cuales se realizarán comprobaciones de resistencia y deformación.

3.2.9. Cálculo de columnas.-

3.2.9.1. Compresión Simple.-

3.2.9.1.1. Excentricidad mínima de cálculo.-

El Código Boliviano y La Instrucción Española adoptan: en compresión simple prescribe una excentricidad mínima ficticia, en la dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores:

$$e_{\min} \text{ o } e_{\max} \geq 2 \text{ cm.}$$

3.2.9.1.2. Contribución del hormigón y del acero.-

La mayor parte de las normas modernas consideran para este coeficiente el valor 0,85.

De esta forma puede tomarse como resistencia del hormigón, en piezas armadas sometidas a compresión simple hormigonadas verticalmente, el valor:

$$0.85 f_{cd} = 0.85 \frac{0.9 f_{ck}}{\gamma}$$

Siendo f_{ck} y f_{cd} , respectivamente, la resistencia característica y la resistencia de cálculo del hormigón.

3.2.9.1.3. Fórmula para el cálculo de la armadura.-

Teniendo en cuenta una reducción del 10 por 100 en la resistencia del hormigón por hormigonado vertical, y con los coeficientes de seguridad normales, $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_f = 1,6$; $\gamma_n = 1,15$ queda para el esfuerzo axial admisible.

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas o doblemente simétricas, de acero de dureza natural, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma:

$$\gamma \frac{N}{N_d} = 0.85 \frac{b}{h} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{A_s}{f_y}$$

Donde:

N_u = Esfuerzo axial de agotamiento.

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

A_s = Sección total de armadura.

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, no mayor que 4.200 kp/cm².

γ = Coeficiente complementario de mayoración de cargas.

El coeficiente complementario γ_n de mayoración de cargas, para recubrimientos del 10 por 100, viene dado por la expresión.

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

3.2.9.1.4. Disposiciones relativas de las armaduras.-

Las armaduras de los soportes de hormigón armado están constituidas por barras longitudinales, y una armadura transversal formada por cercos y estribos.

Con el objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm, si se trata de secciones rectangulares, y 25 cm, si la sección es circular. De todas formas, para dimensiones menores de 25 cm, es necesario tomar precauciones especiales.

3.2.9.1.5. Armadura longitudinal.-

Las armaduras longitudinales se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm, de sus contiguas, debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma (fig. 3.5.).

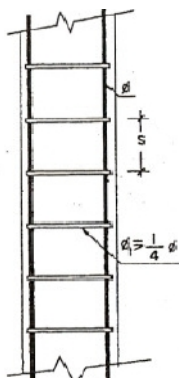


Figura 3.5.: Separación máxima en armadura longitudinal
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre 1 y 4 centímetros, no debiendo ser inferior al diámetro de las barras.

Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a la otra (fig. 3.6.).

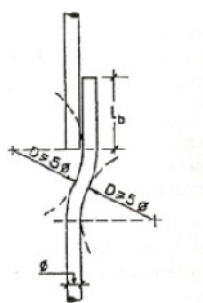


Figura 3.6.: Empalme en armadura longitudinal
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

3.2.9.1.6. Cuantía mínima.-

La Norma Boliviana e Instrucción Española recomiendan para las armaduras longitudinales para el caso de compresión simple, con armadura total A_s para un acero AE-400 es 6‰

3.2.9.1.7. Armadura Transversal.-

Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s < 30 \text{ centímetros.}$$

$$s < 15 \cdot \phi$$

en donde:

ϕ : Es el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

El diámetro de los cercos y estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

Los cercos y estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales.

3.2.9.1.8. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado.-

En las piezas comprimidas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecian los efectos de la deformación al calcular los esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente, debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga (fig.3.7.), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma (fenómeno de pandeo).

Sea, en primer lugar, una pieza recta articulada en sus extremos y sometida a una carga N rigurosamente axial (caso ideal teórico), tal como la representada en la figura 3.7.a. Si sometemos su sección central a una flecha e , la pieza se deforma, y aparecen en las secciones de la misma unos momentos secundarios externos, debidos a dicha deformación, iguales en cada sección al producto de la fuerza N por la flecha:

$$M_e = N \cdot e$$

Que tienden a aumentar las deformaciones. Al mismo tiempo aparecen unos momentos internos, proporcionales a la curvatura de cada sección, que tienden a enderezar la pieza y hacerla volver a su posición de equilibrio recta:

$$M_i = EI \frac{d^2 e}{dx^2}$$

De forma que mientras sea $M_i > M_e$, la barra regresará a la posición recta.

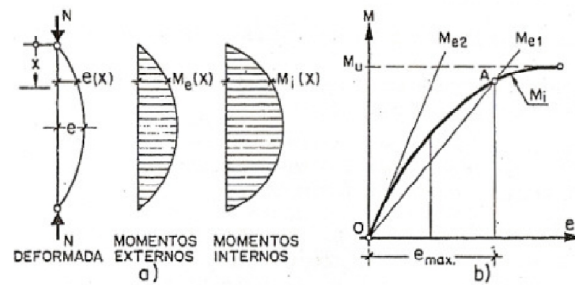


Figura 3.7.: Fenómeno de pandeo.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

La longitud de pandeo l_0 , de una pieza comprimida se define como la longitud de la pieza biarticulada equivalente a efectos de pandeo a la dada, y no coincide, en general, con la longitud l de la misma, dependiendo de las condiciones de sustentación. La longitud de pandeo es igual a la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada de la pieza, o a la distancia entre puntos de momento nulo.

En el caso de una pieza que forma parte de un pórtico la longitud de pandeo depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los nomogramas de la figura 3.8.

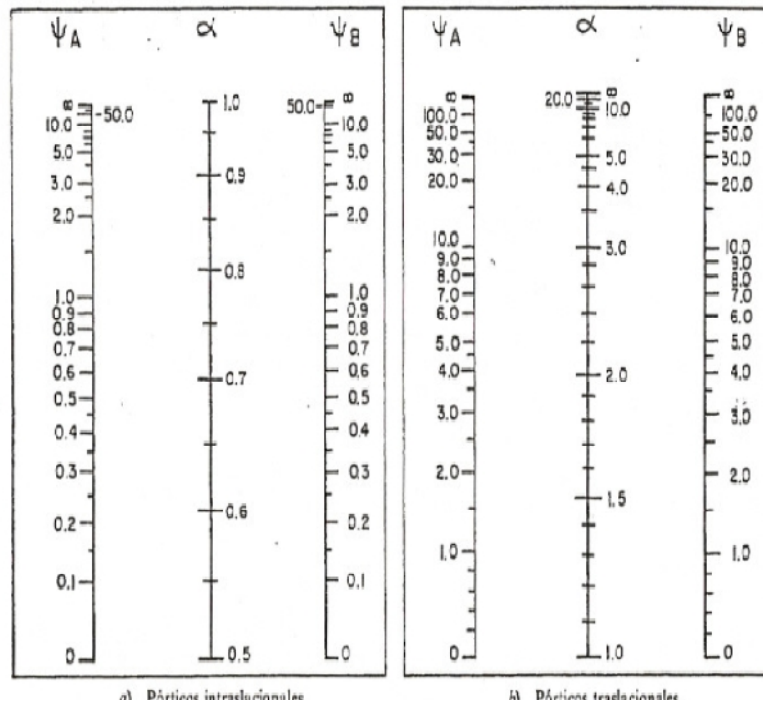


Figura 3.8: Nomograma para obtener el coeficiente de pandeo en una pieza que forma parte de un pórtico.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

ψ ————— de la misma forma para ψ_B .

Para esbelteces mecánicas $35 < \lambda < 100$ (geométricamente $10 < \lambda_g < 29$), puede aplicarse la fórmula aproximada de la siguiente.

En el caso de secciones rectangulares.

$$e = \frac{3}{3500} \left(\frac{f}{h} + \frac{20}{20} \frac{e}{e} \right) \frac{l}{h} + 10$$

Excentricidades de primer orden variables a lo largo de la pieza. Este caso es el más corriente en soportes pertenecientes a pórticos, en los que puede suponerse que la excentricidad varía linealmente entre los valores e_1 y e_2 en ambos extremos de la pieza. Si se supone que e_2 es la mayor y positiva, deben efectuarse las dos comprobaciones siguientes:

- Comprobación sin tener en cuenta los efectos de segundo orden, con la excentricidad e_2 solamente.
- Comprobación teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, en una sección crítica intermedia, cuya excentricidad de primer orden e se tomará igual al mayor de los dos valores siguientes:

$$e = 0.6 \frac{e_2}{e} \quad e = 0.4 \frac{e_2}{e}$$

3.2.10. Cálculo de fundaciones.-

3.2.10.1. Zapatas aisladas.-

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

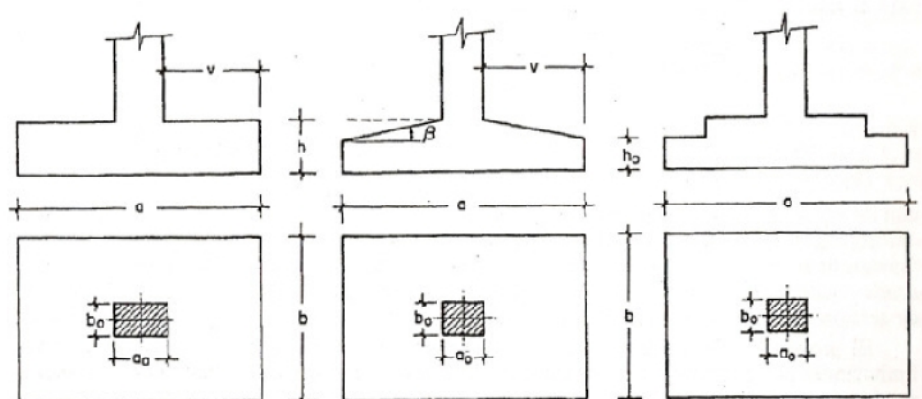


Figura 3.9: Formas típicas de zapatas aisladas.

Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es muy complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son muy seguros ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto las Recomendaciones del Comité Euro-Internacional del Hormigón como la instrucción española y boliviana distinguen entre zapatas rígidas y flexibles. Se consideran como zapatas rígidas aquellas en las que el vuelo v , en ambas direcciones principales, no supera a $2h$, siendo h el canto máximo (fig. 3.9). En las zapatas rígidas puede admitirse una distribución plana de las tensiones del terreno. Pero dada su gran rigidez no se cumple la Ley de Bernoulli sobre la conservación de las secciones planas del hormigón.

Por el contrario, se consideran como zapatas flexibles aquellas en las que el vuelo v es superior a $2h$, en alguna de las direcciones principales. En este caso la distribución de tensiones del terreno no es plana; y el funcionamiento resistente del hormigón puede considerarse como el de una losa o el de una viga plana.

3.2.10.2. Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.-

Salvo en el caso de zapatas flexibles apoyadas en terrenos sin cohesión, puede admitirse una distribución uniforme de tensiones. Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno, σ_{adm} mediante la ecuación:

en donde N es la carga centrada de servicio y P el peso propio de la zapata. Al no conocerse inicialmente el valor de P, será necesario operar por tanteos admitiendo, en principio, para el peso propio un valor del orden del 5 por 100 de N.

Cualquiera que sea el tipo de zapata, para el cálculo resistente del hormigón siempre puede considerarse una tensión uniforme del terreno, en favor de la seguridad, pero prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas. Por lo tanto, como acción del terreno sobre la zapata se considera la tensión uniforme, $\sigma_t = N/(a * b)$.

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{f_{cd}}{\gamma_f} \\ \frac{f_{ctd}}{\gamma_f} \end{array} \right\} \geq 0.5 \frac{N}{b d}$$

Con los significados indicados en la figura 3.9 siendo, además, f_{vd} la resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión y γ_f el coeficiente de seguridad de la sollicitación. Estas fórmulas son válidas para zapatas de planta cuadrada o rectangular en las que el lado mayor no supere al doble del lado menor; y para soportes de sección cuadrada o rectangular con la misma limitación.

3.2.10.3. Determinación de las armaduras de tracción.-

Realmente, la determinación de las armaduras de tracción de las zapatas rígidas debería hacerse por el método de las bielas y, para las zapatas flexibles, por el método de flexión. Pero dadas las pequeñas diferencias que se obtienen, suele adoptarse el método general de flexión para ambos tipos de zapatas. Por ello son de aplicación las tablas, ábacos y fórmulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón, $0,15*a_o$ y $0,15*b_o$, respectivamente (fig. 3.10). El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a la carga del terreno $a_1 = N/(a * b)$ es:

$$\frac{\quad}{2} - \frac{\quad}{2} - 0.15$$

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b*d$, puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para d valores mayores que $1,5 v$. En el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\frac{\quad}{\quad} = 1$$

La cuantía mínima, exigida por la norma para el acero a ser utilizado es:

$$\rho \geq 0.0018 \quad \text{acero AE-400}$$

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

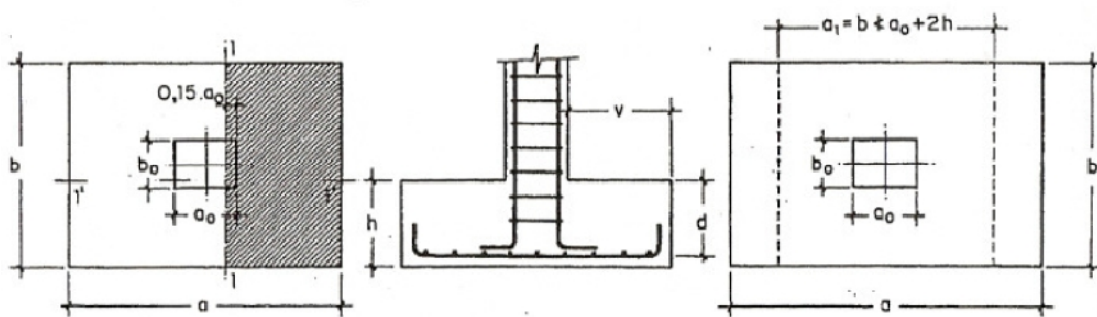


Figura 3.10.: Armadura de tracción en una zapata aislada.
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

Debe tenerse en cuenta que los cantos útiles, en los dos sistemas de armaduras ortogonales, son distintos. Por otra parte, en las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \geq a_0 + 2h$ (fig. 3.9.), en la que se dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Por último, las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20 por 100 de la correspondiente a la otra dirección.

3.2.10.4. Comprobación a cortante y punzonamiento.-

Las zapatas dimensionadas de acuerdo con lo indicado en el apartado 1º, no necesitan comprobación a cortante ni a punzonamiento. No obstante, a continuación se indican las comprobaciones preconizadas por la Instrucción Española, análogas a las recomendadas por el CEB-FIP, que son las que han servido de base para la determinación de las mencionadas fórmulas de dimensionamiento. De acuerdo con la Instrucción Española, como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor, $f_{vd} = 0,5 \cdot (f_{cd})^{1/2}$ (kp/cm²).

3.2.10.5. Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal).-

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior. Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$ (fig. 3.10.b); en caso contrario se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte (fig. 3.10.a), es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d$. La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left[a \cdot b - (a_o + d) (b_o + d) \right] \leq A_c \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamarse la atención sobre la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{pd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_o}{a_o} \right) \sqrt{f_{cd}} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

Evidentemente menor que el correspondiente a la Norma Boliviana e Instrucción Española.

$$f_{pd} = 2f_{vd} = \sqrt{f_{cd}}$$

3.2.10.6. Comprobación de adherencia.-

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión (fig.3.10.). En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15 \cdot a_o \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \varnothing} \leq f_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad (\text{kp/cm}^2)$$

En donde n es el número de barras de diámetro φ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles.

3.2.10.7. Anclaje y disposición de las armaduras.-

Las armaduras formarán un emparrillado que se prolongará sin reducción hasta los bordes de la zapata. Cuando el vuelo v no sea superior al canto h, la longitud de anclaje se contará a partir del punto A final de la parte recta de las barras (fig.3.12.a). Como la armadura necesaria en el punto A es nula, puede adoptarse la longitud neta de anclaje, es decir, el mayor de los valores, $0,3 \cdot l_b$, 10φ o 15 cm, en donde l_b es la longitud de anclaje por prolongación recta, en posición I.

Por el contrario, para $v > h$, el anclaje se contará a partir del punto B que dista h del paramento del soporte (fig. 3.12b). Se determinará la longitud de anclaje en posición I, pudiendo resultar que no sea necesario doblar las armaduras, pero siempre se prolongarán hasta el extremo de la zapata.

Las armaduras del emparrillado deben formarse con barras de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia y, además, con importantes recubrimientos (del orden de cinco centímetros) con el objeto de evitar la corrosión. Se recomienda no emplear diámetros menores de 12 milímetros ni mayores de 25, con separaciones máximas entre barras de 30 centímetros.

Las zapatas bajo soportes de hormigón armado deben llevar unas armaduras en espera (fig.3.12.), coincidentes con las armaduras de los mismos, con sus correspondientes cercos.

Las longitudes de solapo, l_o , y de anclaje, l_b , de estas armaduras, se determinarán de acuerdo con lo indicado en la norma. Puede ocurrir que el valor de l_b sea superior al canto de la zapata, en cuyo caso es necesario aumentar el número de las barras en espera de modo que el valor de l_b (o $l_{b, \text{neto}}$) sea el adecuado.

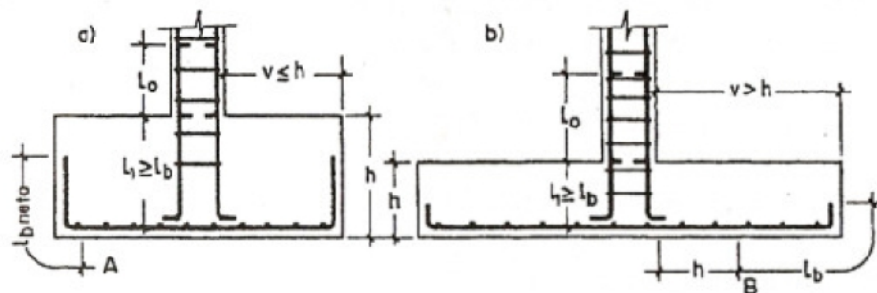


Figura 3.11.: Disposición de la armadura de zapatas de H°A°.
Fuente: Montoya-Meseguer-Moran – Hormigón Armado.

3.2.11. Escaleras.-

3.2.11.1. Escaleras apoyadas longitudinalmente.-

Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que se encuentran apoyadas en los extremos y que llevan el acero principal a lo largo del eje de la escalera y perpendicularmente a las escaleras, por su tipo de apoyo podrían considerarse simplemente apoyadas.

Para el diseño se consideran cargas verticales y con luz proyectada horizontalmente.

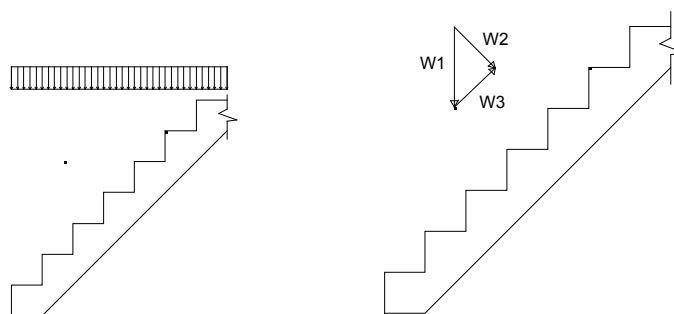


Figura 3.12.: Acción de las cargas sobre las escaleras.
Fuente: Análisis y diseño de escaleras - Fernández Chea.

Y con la carga a toda la longitud y con la longitud inclinada. El diseño es igual cual fuera la manera como se toman las cargas.

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

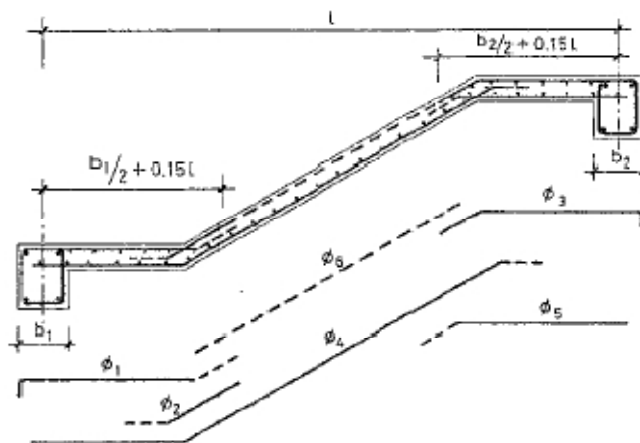


Figura 3.13.: Detalle de armado de una escalera longitudinal.
Fuente: Proyecto y calculo de estructuras de hormigón tomo I - J. Calavera.

3.2.12. Instalación de agua potable.-

Se utilizará PVC Poli cloruro de Vinilo Material ignífugo, resistente a la intemperie, atóxico, posee además otras cualidades que lo hacen muy frecuentado en el desarrollo de las actividades de la construcción. Se conforman con él, caños para desagües domiciliarios y de redes, entre otros muchos usos que lo hacen uno de los materiales plásticos más utilizados en el sector.

3.2.12.1. Precauciones en instalación de cañerías internas.-

Se instalaran en los muros entre 10 y 40 cm sobre el nivel del piso, debajo del revoque y las de hierro galvanizado revestidas con pintura asfáltica.

Deberá evitarse formar en su recorrido sifones invertidos, el paso por sumideros, albañales, chimeneas, y si se colocan bajo tierra, deberán estar alejadas 1 metro de la cañería principal de cloacas.

Las canillas que alimentan artefactos deberán tener salida por lo menos 3 cm por arriba del desborde.

Cuando una cañería alimente un piso alto y pase horizontalmente por otro piso, deberá colocarse a más de 2,50 m de altura.

El diámetro mínimo de distribución interna es 13 mm. y ramales como máximo 2 metros para un diámetro de $\varnothing$ 9 mm.

Los ramales que surten inodoros, mingitorios, etc. deberán estar a una altura superior al máximo que pueda alcanzar el agua en el artefacto.

Los tubos de PVC, cuando son embutidos, tanto en albañilería como en estructuras de concreto, deberán quedar totalmente independientes de éstas. Esto porque el PVC por poseer coeficiente de dilatación diferente de los de estas estructuras, quedará impedido de "trabajar" convenientemente. En ese caso, deben ser previstos espacios libres para pasar los tubos. Así, por ejemplo, en los pasajes de losas y vigas, ya debe ser dejada anticipadamente una abertura (agujero) de mayores dimensiones que el diámetro de la canalización (puede ser un pedazo de tubo de mayor diámetro o una forma con las dimensiones apropiadas).

3.2.12.2. Precauciones en relación al agua.-

➤ Golpe de ariete:

Producido por la detención súbita del agua, provocado por el cierre de un grifo, hecho rápidamente o llave paso. El agua incrementa la presión, pudiendo romper el caño y/o dando lugar a ruidos molestos.

La presión por golpe de ariete, se calcula con la expresión:

$$P = 2.v.L/g.t$$

Siendo:

p = Presión

v = Velocidad del agua (m/seg.)

L = Longitud del caño (metros de cañería)

g = Aceleración gravedad 9,81 m/seg²)

t = Segundos que dura el cierre rápido.

➤ Congelación: el agua se hiela, aumenta el volumen y se producen sobrepresiones. Se aconseja que el agua fluya un cierto tiempo previo.

- Bolsas de aires: acumulación de aire en la parte más alta de tubería doblada en forma de sifón invertido. Produce disminución del caudal. Conviene colocar una válvula en la parte más alta del sifón invertido.

3.2.13. Alcantarillado sanitario.-

3.2.13.1. Caudal de diseño.-

Se considerara un caudal de diseño que satisfaga el uso de varios inodoros al mismo tiempo considerando también el diámetro mínimo de evacuación de 4´

El mismo no trabajará a presión.

3.2.13.2. Materiales.-

PVC. (uno de los materiales más utilizado tanto en columnas de bajadas (CDV) como en ramales en piso alto y planta baja)

3.2.13.3. Sugerencias y precauciones de instalación cañerías pvc y pp.-

En casos de tuberías bajo pavimento de calles (o donde haya tráfico de vehículos), se recomienda con profundidad mínima de asentamiento, $h = 80$ cm, y en caso de paseos, vereda, $h = 60$ cm. En el caso de terrenos donde no haya circulación de vehículos, la profundidad de enterramiento podrá ser reducida a $h = 30$ cm.

3.2.14. Alcantarillado pluvial.-

3.2.14.1. Lluvia máxima.-

Para fijar el valor de la intensidad máxima de precipitación, un criterio es tomar la intensidad máxima que se haya mantenido durante 5 minutos en la localidad que se implante el edificio. Se aclara que las Normas de Obras Sanitarias, dan los diámetros y secciones de los elementos del sistema pluvial para una lluvia máxima de I. Máx. Igual a 60 mm/h. Pero se recomienda adoptar el de 180 mm/h.

Este valor impone el caudal de agua que circulará por las superficies a evacuar.

CAPÍTULO N° IV

INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1. Topografía.-

La topografía se obtuvo a través de un levantamiento ya realizado contando con curvas de nivel que muestran desniveles a cada medio metro.

4.2. Estudio de suelo.-

Después de haber realizado el ensayo de campo se procedió al trabajo de gabinete de la siguiente manera con los siguientes datos:

Número de golpes	=	22
Profundidad de prueba	=	2.0 m.
Peso de muestra recogida	=	1684.7 grs.

El primer paso para obtener la capacidad portante del suelo fue obtener la clasificación del suelo por el método S.U.C.S., con el juego de tamices que se muestra en anexos granulometría

Obteniendo a través de estos datos la curva granulométrica que se muestra en anexos granulometría.

Se ingresa a la tabla 3.16 en anexos correspondiente a la clasificación del suelo por el método unificado de la siguiente manera:

- Observamos que el suelo es uno de partículas finas, además de pasar más del 50 % en el tamiz n° 200.
- Siguiendo el cuadro de la tabla S.U.C.S. observamos que se debe realizar los ensayos de límite líquido y límite plástico.
- Los ensayos dieron como resultado el límite líquido igual a 30.74, límite plástico igual a 23.57 y un índice de plasticidad igual a 7.16.
- El límite líquido es menor que 50 y con índice de plasticidad mayor a 7.
- Una vez terminado el proceso el resultado nos indica que se trata de un suelo tipo CL que es arcilla inorgánica.

- Conociendo la clasificación ingresamos al ábaco del equipo SPT, ver anexos ábaco 3.1, buscando en las abscisas en n° de golpes hasta coincidir con la curva del suelo correspondiente.
- Así se obtuvo una capacidad portante de **2.4 kg/cm²**.

Las zapatas para columnas individuales son por lo general el tipo de cimentación más sencillo y económico.

Cuadro 4.1. Resumen de ensayos de suelos

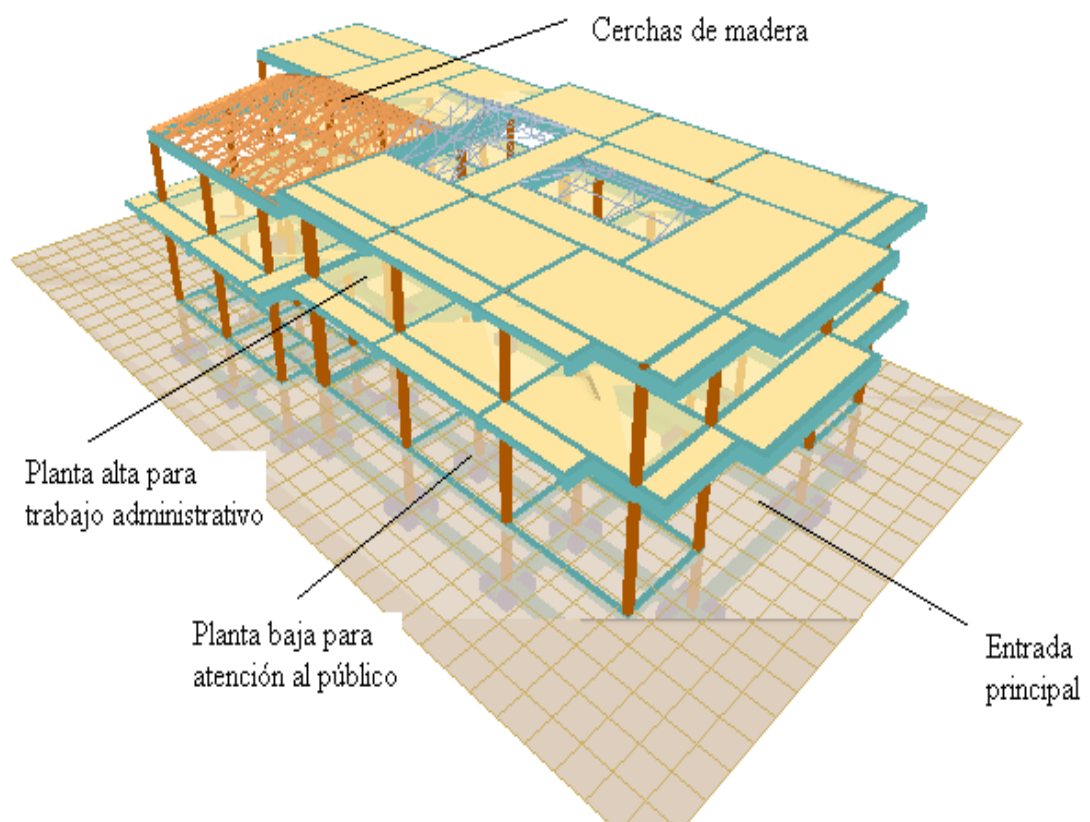
Descripción	Resultado
Granulometría	73 % pasa del tamiz N° 200
Límite líquido	30.74
Límite plástico	23.57
Índice de plasticidad	7.16
Ensayo de penetración normal (S.P.T.)	22 golpes para una penetración de 30 cm.
Clasificación del suelo S.U.C.S.	arcilla inorgánica CL
Clasificación del suelo A.A.S.H.T.O.	A- 4 (8)
Resistencia admisible del suelo	2.4 Kg/cm ²

Para más detalle ver en anexos.

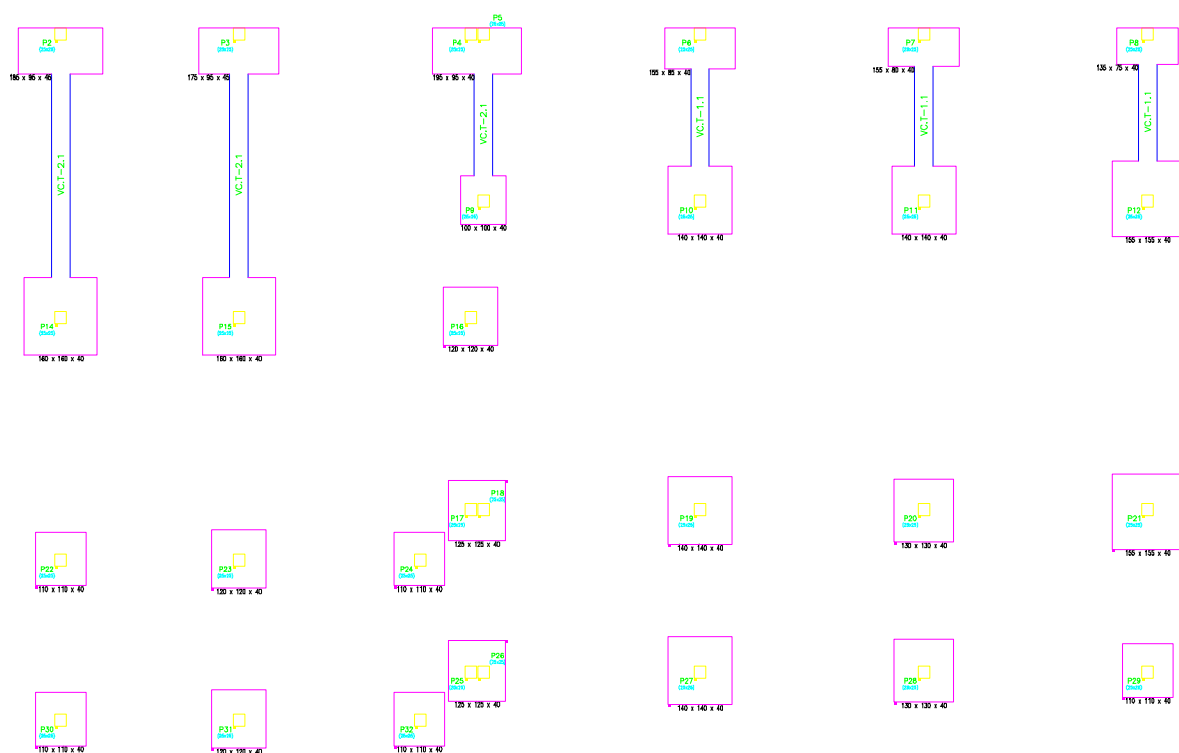
4.3. Diseño y cálculo estructural.-

4.3.1. Esquema estructural.-

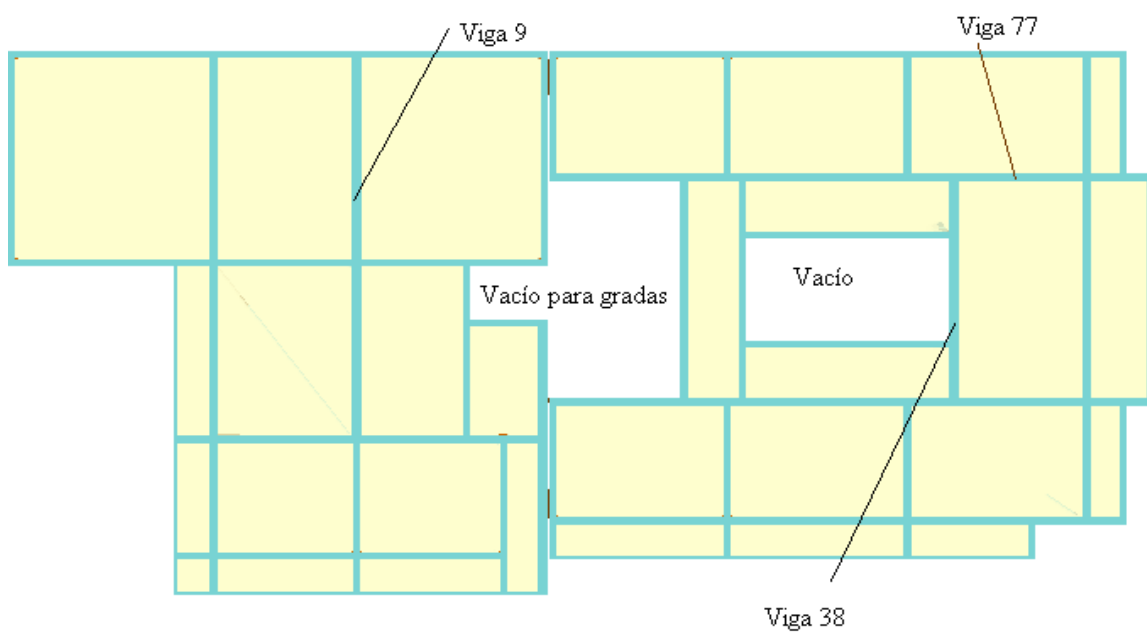
4.3.1.1. Vista Isométrica.-



4.3.1.2. Vista en planta zapatas (Cimentación).-



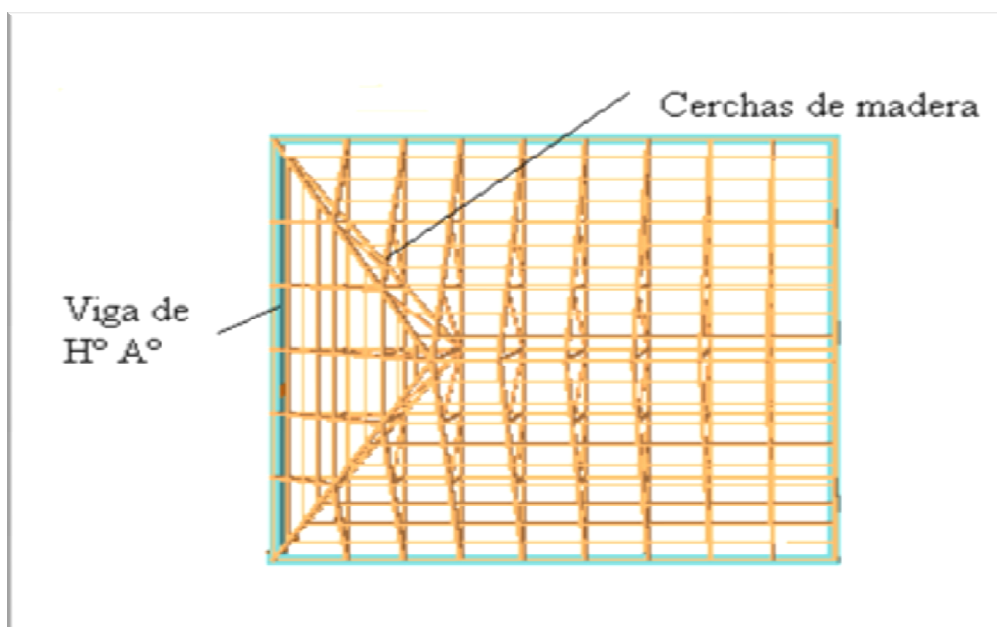
4.3.1.3. Vista en planta vigas (Planta Baja).-



4.3.1.4. Vista en planta vigas (Planta Alta).-



4.3.1.5. Vista en planta cubierta de madera (Planta Alta).-



4.3.2. Cargas.-

Los datos básicos que se utilizaron para elaborar el proyecto son los que se mencionan a continuación:

- Se tomó una sobrecarga de 250 kg/m^2 y una carga muerta de 50 Kg/m^2 , en la planta baja.
- Se tomó una sobrecarga de 100 Kg/m^2 y una carga muerta de 100 Kg/m^2 para la cubierta de losa, en la planta alta.
- Para el peso de los muros de cierre exteriores como interiores se tomó el peso específico del ladrillo cerámico de 6 huecos igual a 1300 Kg/m^2 .
- Para el peso propio del hormigón armado se tomó el peso específico de hormigón normal igual a 2500 Kg/m^2 .

La resistencia de los materiales que se utilizaron son los que se indican a continuación:

- Resistencia característica del hormigón $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia característica del acero $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Se tomaron estos valores porque son los que se utilizan más en nuestro medio, este material se lo puede encontrar en el mercado interno.

4.3.3. Coeficientes de mayoración y minoración.-

Según la norma boliviana uno puede escoger el nivel de control y daños previsibles, se tomó un control normal que es lo más común en nuestro medio y los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de cargas son los que se indican a continuación:

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (coef. de minoración para el hormigón)}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (coef. de minoración para el acero)}$$

$$\gamma_c = 1.60 \text{ (coef. de mayoración de cargas)}$$

Los coeficientes que se muestran son los que se utilizaron para calcular todos los elementos estructurales del proyecto (vigas, columnas, la escalera, fundaciones, etc.)

4.3.4. Sismo.-

Como se puede apreciar en el gráfico 3.2 en anexos, la aceleración del suelo probable para Bermejo es 0.4 a 0.5 (cm/s^2), datos obtenidos de la norma boliviana de riesgo sísmico. Con esta aceleración se puede clasificar según la escala de Mercalli Modificada, ver anexos Cuadro 3.1, grado I muy débil, imperceptible para la mayoría de las personas, razón por la cual no se consideró esta aceleración en el análisis de cargas ni en el cálculo estructural.

4.3.5. Viento.-

La consideración del viento se realizó con el programa Cypecad versión 2010, utilizando una velocidad de 75 km/hr. Que son 21 cm/s para una zona cerca a un río.

Para el diseño de las cubiertas se consideró la misma velocidad de 75 km/hr. y un ángulo de 10° .

$$— \quad w = 27.56 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Barlovento} \quad p = -0.2 * 27.56 = \quad p = -5.51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sotavento} \quad p = -0.4 * 27.56 = \quad p = -11.02 \text{ kg/m}^2$$

Bloque	Ancho (m.)	Barlovento (kg./m)	Sotavento (kg./m)
X	30	-165.3	-330.6
Y	15	-82.65	-165.3

Al contemplar que estas magnitudes trabajan de manera favorable, no se las considera en el cálculo estructural.

Se consideró también una junta de dilatación para un $\alpha = 1.0\text{e-}5/^\circ\text{C}$ y una $L_o = 25 \text{ m}$, un $\Delta T = 40^\circ\text{C}$, con lo que obtenemos 1.00 cm pero adoptamos 3 cm de manera constructiva para dar espacio al encofrado.

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

4.3.6. Cálculo de losas.-

Las losas tanto de cubierta como de entresijos son conformadas por viguetas pretensadas concretas con complemento de plastoform, una capa de compresión y un arriostramiento en caso de luces mayores a 5 metros, las cuales cumplen con las solicitaciones en el proyecto ya que satisfacen la norma NB 997 Elementos prefabricados de hormigón - Viguetas prefabricadas de hormigón pretensado - Requisitos y métodos de ensayo.

4.3.7. Cálculo de vigas.-

4.3.7.1. Armadura transversal.-

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el Capítulo 3.2.7, más adelante en el anexo planillas se indica la cantidad de estribos por metro lineal, como también su respectivo diámetro. La cantidad total de estribos como su distribución se indican en los planos estructurales de vigas, que se muestra en el anexo plano.

4.3.7.2. Armadura longitudinal.-

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el Capítulo 3.2.7, más adelante en el anexo planillas se indica la cantidad de acero que se utilizará para cada pórtico, también varias opciones para poder definir el diámetro y el número de barras, teniendo mucho cuidado con las recomendaciones que nos ofrece la norma.

Para una mayor compresión ver los planos estructurales de vigas en el anexo planos, donde se detalla la distribución de acero más óptima que se adoptó.

Cuadro 4.2. Resumen de vigas

Niveles	Secciones utilizadas (cm)				
Sobrecimientos	20x 30				
Planta baja	20x40	20x45	25x40	25x45	25x50
Planta alta	20x40		25x40	25x45	

Cuadro 4.3. Cuadro comparativo de cálculo CYPE vs cálculo manual (Vigas)

		Cálculo CYPECAD 2010			Cálculo manual		
Descripción	Sección (cm)	Armadura Superior	Armadura Inferior	Estribos	Armadura Superior	Armadura Inferior	Estribos
Viga 38 Planta baja	25x45	2Ø10 + 2Ø12	2Ø20 + 3Ø16	Ø6 c/20	2Ø10 + 1Ø16	2Ø10 + 3Ø20	Ø6 c/20
Viga 77 Planta baja	25x50	3Ø10 + 5Ø20	4Ø12	Ø8 c/15 y Ø8 c/30	2Ø10 + 2Ø12 + 4Ø20 + 1Ø8	2Ø10 + 2Ø12 + 1Ø8	Ø8 c/15
Viga 9 Planta baja	25x45	2Ø10 + 4Ø20	3Ø16 + 2Ø20	Ø8 c/15 y Ø8 c/10	2Ø10 + 2Ø16 + 2Ø20 + 1Ø12	4Ø12 + 2Ø20	Ø8 c/15
Viga 10 Planta alta	20x40	2Ø10 + 2Ø20	4Ø16	Ø6 c/10 y Ø6 c/30	3Ø10 + 2Ø16	2Ø10 + 2Ø12 + 1Ø16	Ø6 c/20
Viga 21 Planta alta	25x40	2Ø10 + 4Ø16	2Ø12 + 3Ø16	Ø6 c/15 y Ø6 c/20	2Ø10 + 2Ø16 + 1Ø12	2Ø12 + 3Ø16	Ø6 c/15

4.3.8. Cálculo de columnas.-

4.3.8.1. Armadura transversal.-

Para poder definir la separación de la armadura transversal, se tomó en cuenta las recomendaciones que nos ofrece el Código Boliviano del Hormigón, que nos dice que la separación debe ser menor o igual a:

$$S \leq \begin{cases} 12 * \phi_{\min} \\ 30cm \\ b_c \end{cases}$$

Para nuestro caso la armadura longitudinal mínima es de 12 mm de diámetro, y b_c es la menor dimensión la sección transversal de la columna. Para una barra de 12 mm se tomó una separación de estribos de 15 cm,

$$S \leq \begin{cases} 12 * \phi_{\min} = 14.4cm \\ 30cm \\ b_c = 25cm \end{cases}$$

Para un barra de 16 mm se tomó una separación de estribos de 20 cm.

$$S \leq \begin{cases} 12 * \phi_{\min} = 19.2cm \\ 30cm \\ b_c = 25cm \end{cases}$$

Para uniformizar la distribución y facilitar el trabajo en la construcción se tomará una separación de los estribos a 15 y 20 cm para todas las columnas.

Para poder definir el diámetro de la armadura transversal se tomó lo que recomienda el Código Boliviano del Hormigón, que nos dice:

$$\phi \leq \frac{1}{4} \phi_{long. \max}$$

En nuestra estructura el diámetro de la armadura longitudinal más gruesa es de 16 mm, por lo que el diámetro de los estribos es de 4 mm. El Código Boliviano del Hormigón recomienda tomar como diámetro mínimo para los estribos de 6 mm.

4.3.8.2. Armadura longitudinal.-

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el Capítulo 3.2.9.1.5, en el anexo planillas se indica la cantidad de acero que se utilizará para cada columna.

Para una mayor compresión ver los planos estructurales de columnas en el anexo planos, donde se detalla la distribución de acero.

Cuadro 4.4. Resumen Pilares

Pilar	Pl	Dimensión	Armaduras	Estribos
P1	3	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø12	Ø6c/15
P2	3	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P3	3	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø12	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø12	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø12	Ø6c/20
P4	3	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16	Ø6c/20

Pilar	Pl	Dimensión	Armaduras	Estribos
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16	Ø6c/20
P5	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P6	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P7	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P8	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P9	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P10	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12+ 2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12+ 2Ø12	Ø6c/15
P11	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P12	4	0.25x0.25	4Ø16	Ø6c/20
	3	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P13	3	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20

Pilar	Pl	Dimensión	Armaduras	Estribos
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P14	3	0.25x0.25	4Ø12+ 2 Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 2 Ø12 +2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 2 Ø12 +2Ø12	Ø6c/15
P15	3	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P16	3	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P17	3	0.25x0.25	4Ø16	Ø6c/20
	2	0.25x0.25	4Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16	Ø6c/20
P18	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P19	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12+ 2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12+ 2Ø12	Ø6c/15
P20	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P21	4	0.25x0.25	4Ø12+ 2Ø12+2 Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø16+ 2Ø12+2 Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
	1	0.25x0.25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20
P22	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P23	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15

Pilar	Pl	Dimensión	Armaduras	Estribos
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P24	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P25	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P26	4	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
P27	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P28	4	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P29	4	0.25x0.25	4Ø12+ +2 Ø12	Ø6c/15
	3	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12+ +2Ø12	Ø6c/15
P30	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P31	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
P32	3	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	2	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15
	1	0.25x0.25	4Ø12	Ø6c/15

Cuadro 4.5. Cuadro comparativo de cálculo CYPE vs cálculo manual (Columnas)

		Cálculo CYPECAD 2010		Cálculo manual	
Descripción	Sección (cm)	Armadura Longitudinal	Estribos	Armadura Longitudinal	Estribos
Pilar 1	25x25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø12	Ø6c/15	6Ø16 + 12Ø12	Ø6 c/15
Pilar 12	25x25	4Ø16+ 4Ø16+2Ø16	Ø6c/20	10Ø16	Ø6 c/20
Pilar 15	25x25	4Ø16+ 2Ø16+2Ø16	Ø6c/20	8Ø16	Ø6 c/20

4.3.9. Cálculo de fundaciones.-

4.3.9.1. Zapatas medianeras, centradas y vigas centradoras.-

El proceso de cálculo es como se indica en el Capítulo 3.2.10, en el anexo planillas se indica el proceso de cálculo de las dimensiones y de las armaduras.

Para una mayor compresión ver los planos estructurales de zapatas centrada, medianera y viga centradora en los anexos planos, donde se detalla la distribución de acero.

Cuadro 4.6. Resumen Vigas Centradoras

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P13 - P1]	VC.S-1.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 50.0 cm	Superior: 4 Ø16 Inferior: 4 Ø16 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P14 - P2]	VC.T-2.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 4 Ø20 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P15 - P3]	VC.T-2.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 4 Ø20 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P12 - P8]	VC.T-1.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 50.0 cm	Superior: 4 Ø16 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P11 - P7]	VC.T-1.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 50.0 cm	Superior: 4 Ø16 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P10 - P6]	VC.T-1.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 50.0 cm	Superior: 4 Ø16 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20
[P9 - (P4-P5)]	VC.T-2.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 60.0 cm	Superior: 4 Ø20 Inferior: 3 Ø12 Piel: 1x2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/20

Cuadro 4.7. Cuadro comparativo de cálculo CYPE vs cálculo manual (Vigas Centradoras)

		Cálculo CYPECAD 2010			Cálculo manual		
Descripción	Sección (cm)	Armadura Superior	Armadura Inferior	Estribos	Armadura Superior	Armadura Inferior	Estribos
[P14 - P2]	40x60	4Ø20	3Ø12	Ø8 c/20	4Ø20	3Ø12	Ø8 c/25

Cuadro 4.8. Resumen Zapatas

Referencias	Geometría	Armado
P1	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 155.0 cm Ancho zapata Y: 80.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø12c/10 Y: 6Ø12c/25
P2	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 185.0 cm Ancho zapata Y: 95.0 cm Canto: 45.0 cm	X: 3Ø25c/30 Y: 7Ø12c/25
P3	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 175.0 cm Ancho zapata Y: 95.0 cm Canto: 45.0 cm	X: 9Ø12c/10 Y: 7Ø12c/25

Referencias	Geometría	Armado
P6	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 155.0 cm Ancho zapata Y: 85.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/10 Y: 6Ø12c/25
P7	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 155.0 cm Ancho zapata Y: 80.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø12c/10 Y: 6Ø12c/25
P8	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 135.0 cm Ancho zapata Y: 75.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 5Ø12c/15 Y: 5Ø12c/25
P9	Zapata cuadrada Ancho: 100.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 6Ø12c/15 Y: 6Ø12c/15
P10	Zapata cuadrada Ancho: 140.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 9Ø12c/15 Y: 9Ø12c/15
P11, P27	Zapata cuadrada Ancho: 140.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 9Ø12c/15 Y: 9Ø12c/15
P12	Zapata cuadrada Ancho: 155.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 15Ø12c/10 Y: 15Ø12c/10
P13	Zapata cuadrada Ancho: 130.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
P14	Zapata cuadrada Ancho: 160.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 15Ø12c/10 Y: 15Ø12c/10
P15	Zapata cuadrada Ancho: 160.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 15Ø12c/10 Y: 15Ø12c/10
P16	Zapata cuadrada Ancho: 120.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15

Referencias	Geometría	Armado
P19	Zapata cuadrada Ancho: 140.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 9Ø12c/15 Y: 9Ø12c/15
P20	Zapata cuadrada Ancho: 130.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
P21	Zapata cuadrada Ancho: 155.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 15Ø12c/10 Y: 15Ø12c/10
P22, P30	Zapata cuadrada Ancho: 110.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø12c/15 Y: 7Ø12c/15
P23, P31	Zapata cuadrada Ancho: 120.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
P24, P32	Zapata cuadrada Ancho: 110.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø12c/15 Y: 7Ø12c/15
P28	Zapata cuadrada Ancho: 130.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
P29	Zapata cuadrada Ancho: 110.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 7Ø12c/15 Y: 7Ø12c/15
(P4-P5)	Zapata rectangular excéntrica Ancho zapata X: 195.0 cm Ancho zapata Y: 95.0 cm Canto: 40.0 cm	Sup X: 6Ø12c/15 Sup Y: 13Ø12c/15 Inf X: 3Ø25c/30 Inf Y: 8Ø12c/25
(P17-P18)	Zapata cuadrada Ancho: 125.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15
(P25-P26)	Zapata cuadrada Ancho: 125.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 8Ø12c/15 Y: 8Ø12c/15

Cuadro 4.9. Cuadro comparativo de cálculo CYPE vs cálculo manual (Zapatas)

		Cálculo CYPECAD 2010			Cálculo manual		
Descripción	Sección (cm)	Armadura X	Armadura Y	Canto (cm)	Armadura X	Armadura Y	Canto (cm)
P2	95x185	3Ø25c/30	7Ø12c/25	45	6Ø16c/15	6Ø12c/30	40
P12	155x155	15Ø12c/10	15Ø12c/10	40	10Ø12c/15	11Ø12c/15	40
P14	160x160	15Ø12c/10	15Ø12c/10	40	10Ø12c/15	11Ø12c/15	35
P15	160x160	15Ø12c/10	15Ø12c/10	40	10Ø12c/15	11Ø12c/15	40

4.3.10. Cálculo de escaleras.-

4.3.10.1. Geometría.-

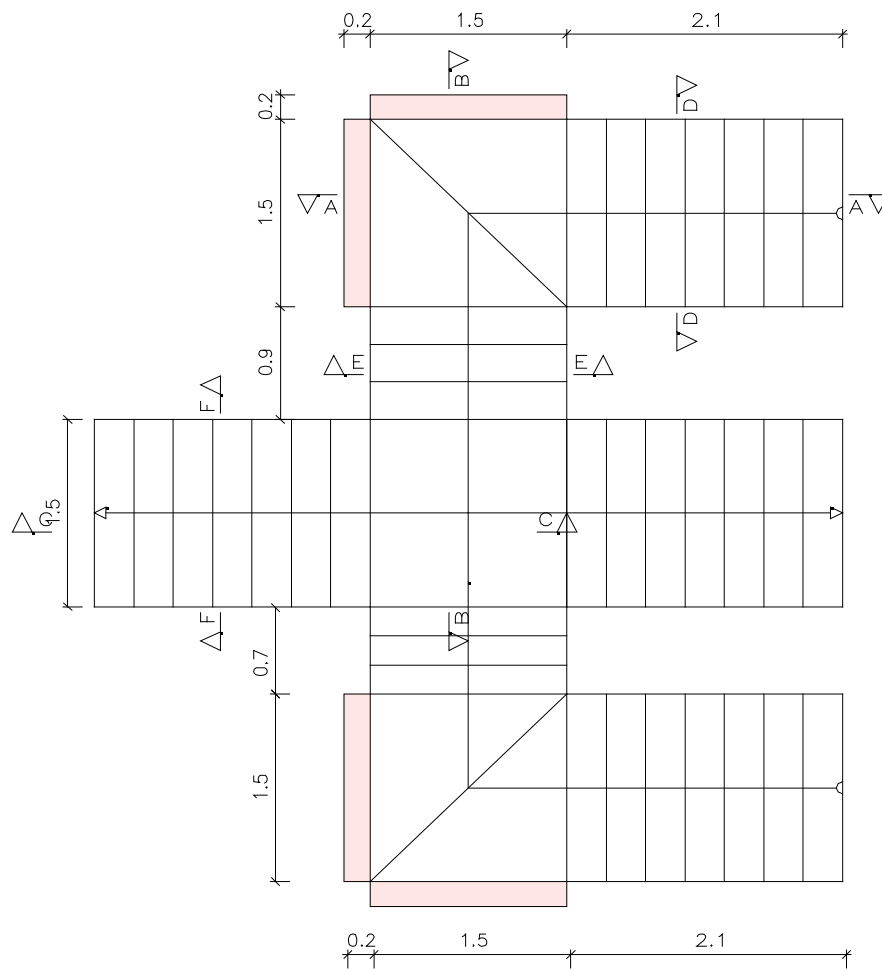


Fig. 5.1 Escalera vista en planta

- Espesor: 0.15 m
- Ámbito: 1.500 m
- Huella: 0.300 m
- Contrahuella: 0.180 m
- Peldañado: Hormigonado con la losa
- Hormigón: H-250, Control Normal
- Acero: AEH-400, Control Normal
- Recubrimiento geométrico: 3.0 cm

4.3.9.2. Cargas.-

- Peso propio: 0.375 t/m²
- Peldañado: 0.193 t/m²
- Barandillas: 0.100 t/m
- Solado: 0.200 t/m²
- Sobrecarga de uso: 0.300 t/m²

Cuadro 4.10. Resumen Armadura Escaleras

Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
B-B	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
C-C	Longitudinal	Ø12c/15	Ø12c/15
D-D	Transversal	Ø8c/10	Ø8c/10
E-E	Transversal	Ø8c/10	Ø8c/10
F-F	Transversal	Ø8c/10	Ø8c/10

Cuadro 4.11. Tabla comparativa de cálculo CYPE vs cálculo manual (Escaleras)

Sección	Tipo	Cálculo CYPECAD 2010		Cálculo manual	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior
C-C	Longitudinal	8Ø12c/15	8Ø12c/15	7 Ø 12 /c 15	9 Ø 12 /c 10
F-F	Transversal	11Ø8c/10	11Ø8c/10	8 Ø 8 /c 15	8 Ø 8 /c 15

En el anexo planillas se encuentra en forma detallada el proceso de cálculo como lo indica el Capítulo 3.2.11. Para una mayor comprensión se puede observar el plano de escaleras en el anexo planos.

4.3.11. Cálculo de las cerchas de madera.-

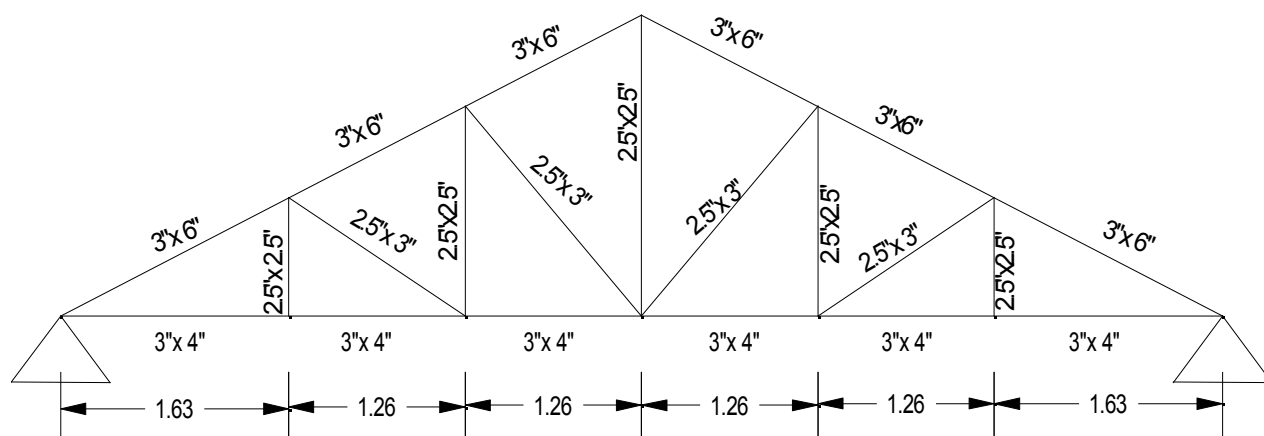


Fig. 5.2 Cercha vista frontal

Las fuerzas y reacciones de la cercha fueron calculadas por el programa metal 3D de CYPE 2010. Un detalle más preciso se encuentra en el anexo planillas de acuerdo al Capítulo 3.1.11. Las dimensiones se uniformizaron para todas las demás cerchas.

Cuadro 4.12. Resumen Cerchas

Tipo	Cuerda Superior	Cuerda Inferior	Diagonal	Montante	Correas
pulgadas	3" x 6"	3" x 4"	2.5" x 3"	2.5" x 2.5"	2" x 2"

Para una mayor comprensión se puede observar el plano de cerchas en el anexo planos.

Cuadro 4.13. Cuadro comparativo de cálculo CYPE vs cálculo manual (Cerchas)

		Cálculo CYPECAD 2010	Cálculo manual
Tipo	Unidad	Sección	
Superior	(Plg)	3x6	3x6

Inferior	(Plg)	3x4	2x4
Diagonal	(Plg)	2,5x3	2x3
Montante	(Plg)	2,5x2,5	2x2
Correas	(Plg)	2x2	2x2

4.3.12. Resumen de cálculos métricos.-

El costo del proyecto toma en cuenta los ítems más importantes y significativos, en los precios unitarios del proyecto de “Diseño Estructural Edificio F.E.L.C.C.” se incluye el costo de la mano de obra, materiales, herramienta, equipos, cargas sociales, gastos generales, administrativos, impuestos y utilidades. ¹

Se procedió a calcular los insumos de las actividades más importantes como es el caso de las columnas, vigas, zapatas de cimentación, grada, losa alivianada con viguetas pretensadas, etc. De los ítems menos significativos no se calculó los insumos, como es el caso de pintura, colocado de mosaico, revoque de yeso, etc., se los obtuvo de la revista que publica el Colegio de Arquitectos de La Paz llamada Presupuesto y Construcción.

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los cálculos métricos, precios unitarios de todas las actividades que forman parte del proyecto y el costo total del mismo.

Cuadro 4.14. Resumen Presupuesto General

Nº ITEM	DESCRIPCION DEL ITEM	Unid.	Cant.	P. U.	P. parcial
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Gbl.	1,00	2383,28	2383,28
2	PROV. Y COLOCACIÓN DE LETRERO DE OBRA	Pza.	1,00	849,36	849,36
3	DEMOLICIÓN	m ²	500,00	40,53	20265,96
4	REPLANTEO Y TRAZADO DE OBRA	m ²	1.236,25	7,02	8674,94
5	EXCAVACIÓN DE 2,00 M. SUELO SEMIDURO	m ³	264,50	111,70	29544,10
6	CIMIENTO DE H°C° (1:2:3) 50% P.D.	m ³	31,48	585,97	18447,54
7	SOBRECIMENTOS DE H° A° (1:2:3)	m ³	12,59	2008,85	25297,02
8	IMPERMEABILIZACIÓN DE SOBRECIMENTOS	m ²	41,98	24,17	1014,61
9	VIGAS DE ATADO	m ³	10,45	3186,77	33312,23
10	VIGAS CENTRADORAS	m ³	3,58	4149,99	14859,04
11	ZAPATAS DE H°A° (fck:250kg/cm²)	m ³	19,90	2329,59	46361,26
12	RELLENO Y COMPACTADO	m ³	230,57	69,12	15935,80

13	COLUMNAS DE H°A° (fck:250kg/cm²)	m³	15,76	4785,72	75404,97
14	VIGAS DE H°A° (fck:250 kg/cm²)	m³	41,20	3969,79	163567,29
15	ESCALERAS	m³	5,14	4102,89	21088,84
16	LOSA ALIVIANADA CON PLASTOFORM	m²	473,90	299,20	141789,46
17	CIELO RASO SOBRE LOSA	m²	473,90	148,28	70268,63
18	CIELO FALSO	m²	126	204,68	25789,08
19	MURO DE LADRILLO 6H (12*18*24)cm e=18 cm	m²	464,98	188,05	87440,06
20	MURO DE LADRILLO 6H (12*18*24)cm e=12 cm	m²	1.304,97	131,15	171151,34
21	PISO DE CEMENTO SOBRE CONTRAPISO e=5cm (1:2:3)	m²	361,7	137,54	49748,16
22	PISO DE CERÁMICA NACIONAL 20*30 (1:3) E=5 cm	m²	944,72	245,50	231929,03
23	REVOQUE EXTERIOR CAL-CEMENTO DOSF(1:4)	m²	361,6	159,63	57723,83
24	PROV. Y COLOC. DE ZOCALO DE CERÁMICA DOSF (1:3)	m²	646,50	44,77	28942,28
25	REVOQUE INTERIOR DE YESO e = 1,5 cm	m²	3074,92	88,99	273646,12
26	IMPERMEABILIZACIÓN MEMBRANA CON ALMA GEOT.	m²	191,72	132,48	25398,31
27	CUBIERTA TEJA	m²	126,00	289,90	36527,17
28	CUBIERTA POLICARBONATO	m²	40,25	233,12	9383,26
29	CANAleta DE CALAMINA PLANA N°28	ml	30,7	119,83	3678,73
30	BAJANTES DE CALAMINA PLANA N°28	ml	65,5	88,60	5803,40
31	MARCO METÁLICO PARA VENTANAS	ml	100,8	77,26	7787,48
32	PROV. Y COL. DE PUERTAS DE MADERA TIPO TABLERO	Pza.	36	1591,90	57308,57
33	PROV Y COLOC. DE VIDRIO DOBLE PARA VENTANAS	m²	88,8	80,75	7170,94
34	PINTURA INTERIOR LATEX	m²	3074,92	36,59	112497,48
35	PINTURA EXTERIOR LATEX	m²	361,6	39,78	14384,80
36	PROVISIÓN Y COLOC. VENTANA DE MADERA	m²	10,5	424,28	4454,91
37	PROV. Y COLOC. DE LAVAPLATOS DE UNA BACHA	Pza.	1	737,67	737,67
38	PROV. Y COLOC. MESON PARA COCINA	m²	2,46	510,14	1254,94
39	PROV. Y COLOC. DE INODOROS TANQUE BAJO	Pza.	9	777,32	6995,85
40	PROV. Y COLOC. URINARIO	Pza.	5,00	435,10	2175,48
41	PROV. Y COLOC. LAVAMANOS	Pza.	9,00	948,16	8533,44
42	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE PORTA PAPEL	Pza.	9	73,52	661,71
43	REJILLA DE PISO	Pza.	5	105,87	529,33
44	JUNTA DE DILATACIÓN DE GOMA	ml	16,4	12,97	212,74
45	PROVISIÓN Y COLOCAION DE TUBERÍA PVC D=4 " DES.	ml	30,6	68,03	2081,76
46	PROVISIÓN Y COLOCACION DE TUBERÍA PVC D=6 " DES.	ml	30	81,44	2443,18
47	CÁMARA DE INSPECCIÓN DE H°C° 60*60	Pza.	3	1092,70	3278,10
48	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE AZULEJOS	m²	62,55	184,09	11514,55
49	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE VIDRIO DE SEGURIDAD	m²	11,4	435,29	4962,32
50	ATRIO PARA TARIMA SALÓN REUNIÓN	m²	12,65	324,59	4106,03
51	JARDINERÍA DE H° A°	m²	10,98	129,45	1421,32
52	BARANDA METÁLICA CON P/MADERA	ml	85,5	508,81	43503,56

53	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN TUBERÍA PVC 1/2" AGUA	ml	30	34,71	1041,43
54	PROVISIÓN Y COLOCACIÓN TUBERÍA PVC 3/4" AGUA	ml	68,3	37,71	2575,56
55	TANQUE ELEVADO 1000 L	Pza.	1	1754,96	1754,96
56	INSTALACIÓN ELÉCTRICA ILUMINACIÓN	Pto	45	514,29	23142,92
57	INSTALACIÓN ELÉCTRICA TOMA CORRIENTE	Pto	35	113,77	3982,06
58	TABLERO PRINCIPAL	Pto	1	1366,00	1366,00
59	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	Gbl.	1	851,62	851,62

El costo total de construcción del “Diseño Estructural Edificio F.E.L.C.C.” es de **2028955.28 Bs.** que es aproximadamente **289850.83 \$us**, para una superficie de construcción de 935 m², que nos da un costo de 310 \$us/m².

CAPÍTULO N° V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES.-

Una vez finalizado con el diseño estructural “Edificio de la Fuerza Especial de Lucha Contra el Crimen” (F.E.L.C.C), de la ciudad de Bermejo, las conclusiones son las que se mencionan a continuación:

- No se pudo conservar en su totalidad los planteamientos realizados en la arquitectura del proyecto. Sin embargo, no se alteró de manera significativa la forma de la estructura.
- El suelo que se encontró en la zona de emplazamiento es arcilla inorgánica del tipo A-4 con capacidad portante a la compresión de 2.4 Kg/cm², suficiente para dotar a la estructura de zapatas aisladas como fundaciones superficiales.
- La correcta ubicación de columnas y vigas es fundamental, evitando las excentricidades de las cargas para obtener secciones y armaduras similares en la mayoría de los pórticos de la estructura facilitando el proceso constructivo y el ahorro de material.
- Para la utilización del programa CYPECAD versión 2010, es necesaria la verificación de los elementos sometidos a compresión, tracción, flexión, ya que se constató que el programa utiliza armaduras mayores a las calculadas manualmente.
- Se observa que la fisuración máxima en la viga más solicitada (viga 9 planta baja) es de 0.173 mm y es menor a la fisuración admisible (0.2 mm) para este tipo de ambientes.
- De acuerdo al análisis de alternativas se emplearán cerchas de madera para la base de sustentación de la cubierta, por ser 19.5% más barato por m² que las cerchas de acero.
- El presupuesto total del proyecto es de 2'028.955,80 Bs teniendo un costo de 2170 Bs/m², vale aclarar que este costo unitario no toma en cuenta supervisión ni equipamiento.
- El tiempo de ejecución del proyecto según el cronograma es de 560 días calendario.

- Después de realizar la elaboración de la ficha ambiental del proyecto se puede evidenciar que se encuentra en la categoría II.

5.2. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones más importantes son las que se mencionan a continuación:

- Se deberá observar las recomendaciones que nos ofrece la norma C.B.H, para que la estructura tenga un comportamiento óptimo y sea segura para el público.
- Realizar el mantenimiento de la cubierta especialmente al iniciar la temporada de lluvias, principalmente su impermeabilización, para que la estructura no sea afectada con la humedad proveniente de alguna infiltración.
- Verificar la capacidad portante del suelo con más puntos de exploración antes de la ejecución del proyecto, así como el nivel freático en época de lluvias.