

RESUMEN EJECUTIVO

El presente proyecto tiene como objetivo realizar un diseño estructural óptimo para cada componente del mismo, como ser, edificio central, graderías, escenario y tanque elevado; los cuales que contarán con un presupuesto específico, actual y consecuente con los precios del mercado regional.

El proyecto brinda una alternativa de solución a los problemas que aquejan a los sectores más necesitados de la población perteneciente al Municipio de Caraparí, cuyo fin es el de coadyuvar con el desarrollo del municipio por medio del diseño estructural del complejo de bienestar social modelo, una vez materializado cumplirá con un bien común dentro de la sociedad y con las políticas de desarrollo del municipio, mejorando la calidad de vida, bienestar y salud de la población.

El proyecto está ubicado en el Municipio de Caraparí, perteneciente a la Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija, en el mismo se consideran las características fundamentales de la zona de emplazamiento, las propiedades geotécnicas y aspectos climatológicos.

En la etapa preliminar del proyecto se recolectó y analizó información asociada, al comportamiento de estructuras, análisis estructural, pre dimensionamiento y diseño en hormigón armado y estructuras metálicas, información aplicada para alcanzar los objetivos planteados.

Así también, se han establecido los parámetros y criterios de diseño establecidos en las normativas CBH-87 para elementos de hormigón, AISC LRFD 86 ó AISI S100 2007 LRFD para elementos metálicos, dependiendo a las características del material empleado.

Ya estructurado el edificio y establecidos los parámetros de diseño, se realizó el modelaje utilizando el programa Cypecad, con el cual se determinaron los esfuerzos de dimensionamiento.

Finalmente, se procedió al dimensionamiento y verificación manual de los diferentes elementos, tanto de hormigón armado como elementos metálicos.

CAPÍTULO I
ASPECTOS GENERALES

CAPÍTULO I - ASPECTOS GENERALES

INTRODUCCIÓN

Antes de que una obra sea ejecutada, tendrá que pasar por una serie de requerimientos previos de diseño, cumpliendo con las normas preestablecidas por el reglamento nacional del país y por criterios internacionales para el diseño de estructuras, ya que esto garantizará el buen funcionamiento de la misma. Poseer conocimientos de los conceptos básicos de diseño garantiza al ingeniero la capacidad de tomar decisiones acertadas sobre la forma y construcción de edificaciones entre otros tipos de estructuras, de tal manera que la estructura diseñada satisfaga las necesidades de toda edificación, como ser seguridad, comodidad, higiene y estética, en función al uso que va a tener la misma.

En lo que se refiere al diseño estructural y su comportamiento, ante las diferentes acciones que se presentan, no se tiene definido un solo criterio, o sea que éste siempre se encuentra evolucionando por las experiencias adquiridas a través del tiempo y a los nuevos materiales empleados en la construcción, algunos de ellos dirigidos a reducir carga permanente en la estructura, además de los continuos estudios e investigación que brindan nuevos conocimientos y conceptos.

En el país se tienen experiencias lamentables dentro de la construcción, ya que muchas de las obras particulares son ejecutadas sin haberse realizado un previo estudio o diseño estructural, en su mayoría las mismas son ejecutadas por contratistas, que en base a su conocimiento empírico, determinan el dimensionamiento de los elementos, originando, en muchos casos, el sobredimensionamiento y mal empleo de los mismos, dando como resultado pérdidas económicas y por otra parte afectan las necesidades básicas en una edificación.

En el presente proyecto, se realizara el análisis y diseño estructural de un complejo de bienestar social modelo, el cual será de carácter público y contara con diferentes

módulos como ser: Modulo Edificio Central, Graderías, Escenario, Tanque Elevado y Cerrado Perimetral.

Para la elaboración del proyecto se aplicó normativas nacionales e internacionales de diseño, tanto para el análisis estructural, así como para el dimensionamiento de cada elemento componente de la estructura.

Los elementos de hormigón armado fueron analizados y dimensionados aplicando la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Para elementos metálicos se aplicaron las normas AISC LRFD 86 (Acero laminado) y AISI S100 2007 LRFD (Acero conformado en frío).

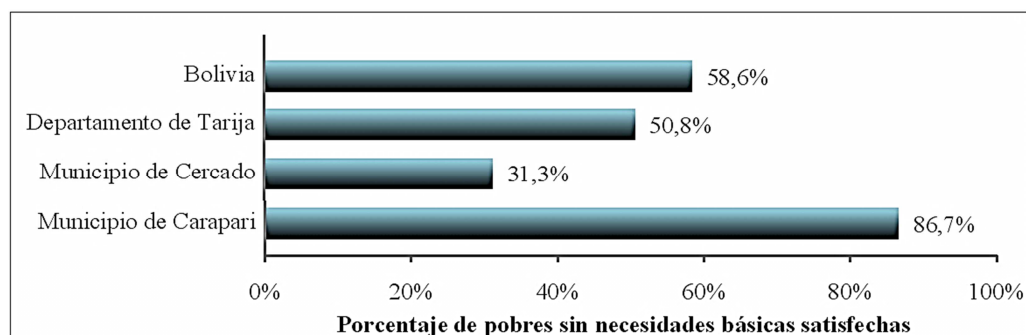
Por otra parte, se emplearon los conocimientos adquiridos en el transcurso de nuestra formación académica, apoyándonos en herramientas fundamentales como ser el Software Cypecad.

1.1 Antecedentes

En el mundo entero, y en los países subdesarrollados con más intensidad el problema principal de las comunidades o sociedades es la insuficiencia de recursos económicos para cubrir las necesidades más apremiantes del ser humano, como ser alimentación, asistencia social y profesionales que se ocupen del bienestar de las personas, ya sean niños, jóvenes, adultos o ancianos; viéndose más vulnerables las personas que viven en zonas de extrema pobreza.

En el municipio de Caraparí, la pobreza ha sido medida por el INE con la metodología de las Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI), concibe la pobreza como “necesidad”. Analiza y evalúa si un hogar cuenta o no con los bienes y servicios que le permitirán satisfacer de manera efectiva sus necesidades. Al mismo tiempo distingue la pobreza extrema, la que es definida como la falta de ingresos necesarios para satisfacer las necesidades de alimentación básica que se expresa en requerimientos calóricos mínimos, *véase figura 1.1.*

FIGURA 1.1 – PORCENTAJE DE POBRES EN BOLIVIA, TARIJA Y CARAPARÍ



FUENTE: INE, 2001.

Lo señalado amerita tomar medidas que puedan ayudar en alguna forma a esta población que vive en la extrema pobreza.

Actualmente, el Municipio de Caraparí no cuenta con una infraestructura o complejo que englobe las necesidades, como ser alimentación, contención emocional, asistencia social a estas personas que las cubra, ocupándose directamente de su bienestar.

1.2 Nombre del proyecto

DISEÑO ESTRUCTURAL: “COMPLEJO DE BIENESTAR SOCIAL MODELO DEL MUNICIPIO DE CARAPARÍ”

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el análisis y diseño estructural óptimo de cada uno de los elementos que componen los diferentes módulos del Complejo de Bienestar Social del Municipio de Caraparí, aplicando criterios y metodologías establecidas por las normas CBH-87 (Hormigón armado), AISC LRFD 86 (Acero laminado) y AISI S100 2007 LRFD (Acero conformado en frío).

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar un estudio geotécnico.
- Realizar el levantamiento topográfico de la zona de emplazamiento.
- Elaborar el diseño estructural del Complejo de Bienestar Social Modelo del Municipio de Caraparí.
- Elaborar el presupuesto general.
- Elaborar las Especificaciones técnicas.
- Elaborar el cronograma de ejecución.
- Elaborar los Planos Estructurales y detalles de armaduras.

1.4 Justificación

1.4.1 Académica

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos al cursar la carrera de Ingeniería Civil, los cuales permitan la elaboración del presente proyecto para obtener el título de “Licenciatura en Ingeniería Civil”.

1.4.2 Técnica

Se implementará metodologías de diseño que permitan optimizar resultados, por medio de procedimientos y cálculos de acciones en estructuras de hormigón armado y estructuras metálicas, mediante el uso del Software Cypecad.

1.4.3 Social - Institucional

Se contribuirá con las políticas de desarrollo del municipio de Caraparí, por medio de la elaboración del diseño estructural de una infraestructura multifuncional, el cual estará destinado a mitigar los problemas sociales referidos a la alimentación y contención emocional, entre otros.

Con la elaboración del diseño estructural de una edificación, de acuerdo a la funcionalidad y requerimientos planteados, se busca beneficiar a la población más necesitada, de escasos recursos, con una alimentación a menor costo, con lo que se espera conseguir una reducción de “La desnutrición”, por otra parte se brindará contención emocional de la cual estarán encargados profesionales de las distintas ramas, tratando de reducir los conflictos familiares, que en la mayoría de los casos son originados por la falta de comunicación y apoyo psicológico dentro de los miembros de cada familia.

1.5 Alcance del proyecto

- Fortalecer los conocimientos sobre el análisis y diseño de edificaciones, cumpliendo con los requerimientos y criterios de diseño establecidos en las normas nacionales e internacionales aplicadas.
- Realizar el estudio y análisis de los requisitos dimensionales, en base al marco teórico planteado en el presente proyecto, y realizar el dimensionamiento de la estructura contemplando los requisitos de la norma aplicada.
- Elaborar un presupuesto económico de instalaciones, en base a planos esquemáticos realizados adoptando criterios y recomendaciones para instalaciones domiciliarias.
- Realizar las respectivas verificaciones de los elementos más solicitados, ya sean debidas al cortante, flexión o deformación; cumpliendo con las limitaciones y recomendaciones establecidas en la norma aplicada.
- Proveer de un documento, el cual sirva como base fundamental en un proyecto futuro, aportando al desarrollo del Municipio de Caraparí.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

CAPÍTULO II - DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

2.1 Información general

2.1.1 Ubicación geográfica

El proyecto se encuentra ubicado en la avenida Circunvalación esquina Independencia del Distrito I, en el Área Urbana de Caraparí, perteneciente al Municipio de Caraparí, Segunda sección de la región autónoma del Gran Chaco, departamento de Tarija en el Estado Plurinacional de Bolivia.

GEODÉSICAS:	Latitud: 21° 49' 37.01'' SUR
	Longitud: 64° 44' 47.64'' OESTE
UTM:	Norte: 422844.31 m
	Este: 7586138.76 m
ALTITUD:	825.40 m.s.n.m.

2.1.2 Límites territoriales

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Norte, Municipio de Villa Montes (Tercera Sección de la Prov. Gran Chaco).
- Sur, Municipio de Bermejo (Segunda Sección Prov. Arce).
- Oeste, Municipio de O'connor (Provincia O'connor).
- Este, Municipio de Yacuiba (Primera Sección de la Prov. Gran Chaco).

2.1.3 Extensión

La superficie total disponible es de 1962.88 metros cuadrados, de los cuales el proyecto demanda una superficie de 966.00 metros cuadrados para su emplazamiento.

Véase ANEXO A – Ubicación.

2.2 Características de la zona

2.2.1 Aspectos Físico naturales

2.2.1.1 Topografía

La Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco se caracteriza por presentar una topografía bastante irregular, principalmente en las comunidades ubicadas al norte, sur y oeste, las que tienen poca extensión de terreno con pendientes suaves y moderadas, reduciendo significativamente el área para cultivos agrícolas. Pero también existen espacios con topografía ondulada a plana, especialmente en la zona meridional.

2.2.1.2 Clima

De acuerdo a la estación pluviométrica de Caraparí, el Distrito tiene una precipitación media anual de 962,2 mm/año; los registros señalan que el mes con mayores días de lluvia es enero. Las características climáticas configuran un ambiente húmedo con humedad relativa promedio del 65%, factor que determina que la zona sea húmeda y con una precipitación considerable.

La temperatura media anual es de 20.1°C, en los meses más calurosos de septiembre a marzo, con máximas extremas de 41°C en los meses de enero y diciembre, véase cuadro 2.2. La temperatura mínima extrema es de -4°C en los meses de julio y agosto, con una media mínima de 12.3°C. El clima de esta zona según la clasificación de Koeppen está clasificado como cálido a tropical.

CUADRO 2.1. – RESUMEN DEL CLIMA POR SUPERFICIE

Clima	Area Km ²	%
Calido arido	704,50	21,13
Calido semiarido	427,90	12,83
Calido semihumedo	730,30	21,90
Templado semiarido	1357,20	40,70
Templado semihumedo	114,50	3,43
TOTAL	3334,40	100,00

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

CUADRO 2.2. – RESUMEN CLIMATOLÓGICO

Índice	Unidad	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Temp. Max. Media	°C	31,9	30,4	29,7	26,5	23,0	21,8	23,7	28,2	27,5	31,0	29,6	30,4	27,8
Temp. Min. Media	°C	16,6	15,5	16,4	14,5	10,6	7,7	5,0	8,2	9,3	13,8	14,5	15,9	12,3
Temp. Media	°C	24,3	23,0	23,0	20,5	16,8	14,8	14,4	18,2	18,4	22,4	22,1	23,2	20,1
Temp.Max.Extr.	°C	41,0	40,0	40,0	37,0	35,0	33,0	36,0	39,0	40,0	43,0	42,0	41,0	43,0
Temp.Min.Extr.	°C	8,0	10,0	7,0	7,0	2,0	-2,0	-4,0	-4,0	0,0	4,0	6,0	10,0	-4,0
Días con Helada	d.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	3,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,0
Precipitación	mm	187,0	173,0	148,0	67,1	25,1	10,3	6,3	7,9	18,1	47,8	121,0	151,0	962,2
Pp. Max. 24 hrs.	mm	84,0	104,0	160,0	80,0	52,0	15,0	17,0	20,0	42,0	69,6	162,0	99,0	162,0
Días con Lluvia	d.	8,0	7,0	8,0	6,0	3,0	2,0	2,0	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	58,0

PERÍODO CONSIDERADO: 1999 - 2002

FUENTE: SENAMHI

2.2.2 Aspectos Socioculturales

2.2.2.1 Población por edad y sexo

Según el Censo Nacional de Población y Vivienda del INE, la población del municipio de Caraparí tenía 9.035 habitantes en el año 2001.

Según datos del Distrito de Educación de Caraparí, ajustadas con las boletas comunales levantadas en los meses de noviembre y diciembre del 2011, el municipio de Caraparí para el año 2011 tiene 16.880 habitantes, lo que significa un crecimiento importante de la población. El índice de masculinidad es 1,03, denota que hay 103 hombres por cada 100 mujeres.

La población del municipio es una población joven, 36,4% de la población está en el rango de 0 a 14 años, 57,6% tiene entre 15 a 64 años y 6,0% tiene 65 años o más.

CUADRO 2.3. – COMUNIDADES Y POBLACIÓN POR DISTRITO

Distrito	Nº	Comunidad/Barrio	Habitantes
I	1	Aguayrendita	180
	2	Molino Viejo	350
	3	San Alberto	950
	4	Itaperenda	400
	5	Chirimollar	160
	6	Loma Alta	685
	7	Buena Vista	130
	8	Sausalito	171
	9	San Antonio de las Rosas	280

Distrito	Nº	Comunidad/Barrio	Habitantes
II	10	Santa Rosa	300
	11	Santa Rosa Zona Sur	360
	12	Cortaderal	265
	13	El Comun	400
	14	Fuerte Viejo	240
	15	Fuerte Viejo Norte	260
	16	Laimé	425
	17	Lagunitas	335
	18	Barrio Negro	250
	19	San Martín	250
III	20	Saladillo	405
	21	Nazareno	205
	22	Bereti chaco	350
	23	Canto del agua	645
	24	Campo Largo	650
	25	La Central	120
	26	Acheral	160
	27	Timboy	224
	28	Cañada Ancha	160
	29	Los Arenales	157
	30	San Antonio	94
	31	Kapiguazuti	115
IV	32	Zapatera Centro	155
	33	Zapatera Norte	450
	34	Boyuy	230
V	35	Abra Campo Verde	110
	36	Itau	1242
	37	Agua Blanca	640
	38	Ñacaguazu	160
	39	Itiguazu	260
	40	Salitral	260
	41	Cañitas	130
VI	42	Yacunda	188
	43	Rio Negro	176
	44	Campo Largo Hito 22	250
	45	Las Sidras	230
	46	Gutierrez	190
	47	San nicolas	183
	48	Cañaverl - Lecheronal	175
VII	49	Carapari Zona Norte	1200
	50	Carapari Zona Sur	525
	51	Virgen de Guadalupe	450
TOTAL			16880

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

2.2.2.2 Número de familias y promedio de miembros por familia

De acuerdo a la información obtenida en las boletas comunales y barriales, el total de familias en el Municipio alcanza a 3.702; con un promedio de 4 a 5 miembros o personas por familia. La localidad de Caraparí o el área urbana concentra a 525

familias con 14% del total Municipal, el área rural concentra a 3.177 familias equivalentes a 86% del total.

2.2.2.3 Densidad de población

La densidad demográfica está dada en función a la cantidad de personas distribuidas en una determinada extensión de territorio. El municipio de Caraparí tiene una superficie de 3.334,4 Km², con una población de 16.880 habitantes para el año 2011, el distrito con mayor densidad poblacional es el 7 con 635 habitantes por km².

2.2.2.4 Migración

Existe una migración alta, del 26,59% de la población económicamente activa (PEA). El lugar hacia donde mayormente se dirigen es a Yacuiba con 25,00%; a la república Argentina 19,05%, 15,48% a Tarija, 22,62% a la ciudad de Santa Cruz y 17,86% a diferentes lugares del país, como ser Camiri, Bermejo, Palos Blancos, Villamontes, etc.

CUADRO 2.4 – DESTINO DE MIGRACIÓN

Destino	Porcentaje %
Argentina	19,05
Tarija	15,48
Yacuiba	25,00
Santa Cruz	22,62
Otros	17,86
TOTAL	100,00

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

2.2.2.5 Tasa de crecimiento poblacional

La tasa de crecimiento poblacional es la razón, para un año determinado, entre el incremento anual de la población y la población total.

Según el resultado del INE, la tasa anual de crecimiento ínter censal (1992-2001) para el municipio de Caraparí es de 1,60%, mientras que la tasa de crecimiento del departamento es de 3,20%, mayor a la del país.

2.2.2.6 Salud

La situación de salud de la población que habita en el municipio de Caraparí, considera elementos como la medicina convencional y tradicional.

En cuanto a la salud, por el Art. 13 de la Ley de Participación Popular los Gobiernos Municipales adquieren el derecho de propiedad de los bienes muebles e inmuebles afectados a la infraestructura física de los servicios públicos de salud, consistentes en: Hospitales de segundo y tercer nivel, hospitales de distrito, centros de salud de área y puestos sanitarios dependientes de la Secretaria correspondiente del Ministerio de Desarrollo Humano.

Por otra parte la Ley de Municipalidades en su Art. 9 inciso b) establece que el municipio debe dotar de insumos, suministros incluyendo medicamentos y alimentos en los servicios de salud, administrando y supervisando su uso, para un adecuado funcionamiento de la infraestructura y los servicios de salud.

2.2.2.7 Grado de desnutrición infantil

La prevalencia de desnutrición de toda la población infantil, menores a 5 años es de 172 niños y niñas con desnutrición de diferentes grados.

El grado de prevalencia de desnutrición infantil por sexo y edad, indica que el grado de desnutrición es leve, susceptible de ser revertido con una buena alimentación, que pasa necesariamente, por mejorar las condiciones económicas de las familias, la educación de la mujer sobre alimentación y nutrición.

CUADRO 2.5. – PREVALENCIA DE LA DESNUTRICIÓN INFANTIL

PREVALENCIA	< de 1 año		1 a menor de 2 años		2 a menor de 5 años		TOTALES		
	M	F	M	F	M	F	TOTAL - M	TOTAL - F	TOTAL
Leve	31	16	20	19	23	37	74	72	146
Moderada	5	3	5	3	3	2	13	8	21
Severa	3	0	0	0	1	1	4	1	5
Total	39	19	25	22	27	40	91	81	172

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

2.2.2.8 Índice de pobreza

La pobreza medida por el INE, con la metodología de las Necesidades Básicas Insatisfechas (NBI), concibe la pobreza como “necesidad”. Analiza y evalúa si un hogar cuenta o no con los bienes y servicios que le permitirán satisfacer, de manera efectiva, sus necesidades. Al mismo tiempo distingue la pobreza extrema, definida como la falta de ingresos necesarios para satisfacer las necesidades de alimentación básica, que se expresa en requerimientos calóricos mínimos. Según el INE, en el 2001, el 51,3% de la población de Caraparí vivía en pobreza extrema.

De acuerdo a los datos que arroja el censo 2001, 86,7% de la población del municipio de Caraparí es considerada como pobre, en relación con 94,4% en 1992.

CUADRO 2.6. – POBREZA EN EL MUNICIPIO

Tipo de pobreza	Población	Porcentaje
Población con necesidades básicas satisfechas	186	2,20
Población en el umbral de la pobreza	938	11,10
Población pobre moderada	4082	48,40
Población pobre indigente	3232	38,30
Total	8438	100,00

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

2.2.2.9 Índice de desocupación.

Población Desocupada (PD): Personas que durante la semana anterior al día del censo o encuesta, no tenían trabajo pero lo estaban buscando activamente.

Población Económicamente Activa (PEA): Personas que en determinado período de tiempo trabajaron o buscaron trabajo activamente. Véase cuadro 2.7.

CUADRO 2.7. – INDICADORES DE EMPLEO

Municipio/Provincia/ Departamento	Censo 1992			Censo 2001		
	PEA	PD	TD	PEA	PD	TD
Municipio de Caraparí	2480	39	1,60 %	3219	57	18 %
Provincia Gran Chaco	19584	401	2,00 %	44140	1831	4,1 %
Departamento de Tarija	74094	1505	2,00 %	152076	5423	3,6 %

FUENTE: DIAGNÓSTICO PDM CARAPARÍ 2012 – 2016.

CAPÍTULO III
MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO III - MARCO TEÓRICO

3.1 Estudio geotécnico

Generalidades

Los trabajos realizados durante el estudio geotécnico, deberán estar dirigidos a dar cumplimiento a los requerimientos mínimos de la información imprescindible para llevar a cabo el tipo de obra, como ser:

- Determinación de la humedad natural.
- Tipos de suelos.
- Índice de penetración.
- Ángulo de fricción interna y cohesión.
- Nivel freático.
- Disposición estratigráfica.

Y otros parámetros de importancia y necesarios que permitan la evaluación real de los suelos de fundación que permitan determinar el tipo de fundación y dimensiones.

Para tal efecto, la investigación geotécnica ha sido convencionalmente dividida en las siguientes tres fases:

- Fase 1 - Trabajo de campo.
- Fase 2 - Trabajo de laboratorio.
- Fase 3 - Trabajo de gabinete.

3.1.1 Trabajo de campo

Esta fase de campo determina la ejecución de las siguientes actividades:

- Reconocimiento preliminar del terreno.
- Perforación mecánica de investigación geotécnica.
- Ensayos de penetración dinámica.
- Lectura e interpretación de los materiales extraídos, mediante la confección de perfiles estratigráficos y geotécnicos.
- Toma de muestras.

3.1.1.1 Características técnicas de los sondeos

Las características del sondeo son:

- Método rotatorio y muestreador del tipo helicoidal e Iwan, ejecutado manualmente, con observación continua y permanente de las muestras.
- Diámetro del saca muestra helicoidal: 4 pulgadas.
- Diámetro de la tubería de sondeo: 3/4 pulgadas.
- Diámetro de la tubería de Ademe: 4 pulgadas.

3.1.1.2 Toma de muestras

De los materiales extraídos, una vez caracterizados los suelos y registrados los correspondientes perfiles, se deberán tomar muestras guardando una equidistancia vertical de un metro o en cada variación de material (cambio de estrato) adoptando las normas más adecuadas, para que éstas sean representativas. Dichas muestras serán identificadas y protegidas adecuadamente, para luego ser remitidas al laboratorio de mecánica de suelos, para su análisis respectivo.

3.1.1.3 Ensayo de penetración normal

Los ensayos de penetración normal S.P.T. deberán ser ejecutados de acuerdo con la norma ASTM D-1586. (AASHTO T - 206 - 70).

Este ensayo permite determinar el índice de resistencia a la penetración (N) que ofrecen los suelos al ser ensayados por un penetrometro, el cual es hincado a percusión mediante un martinete de 63.50 Kg., bajo una caída de 76 cm. a través de un tubo guidor.

Este índice, conjuntamente con el tipo de suelo obtenido en laboratorio, permite a través de ábacos y formulas empíricas, determinar la capacidad portante del suelo.

3.1.1.3.1 Características del equipo S.P.T.

Las principales características, de acuerdo a Normas convencionales utilizadas, son:

- Saca muestras bipartido punta de acero con cabeza de acoplamiento con dos orificios y válvula de retención de bola.
- Diámetro externo 2 pulgadas.
- Diámetro interno 1 3/8 pulgadas.
- Longitud de cuchara 27 pulgadas.
- Diámetro externo de la barra para el ensayo 1 1/4 pulgadas.
- Diámetro interno de barras para ensayo 1/2 pulgadas.

3.1.1.3.2 Equipo de hinos

- Peso martinete 63.50 Kg. (140 Libras).
- Cabeza de hinca y tubo guía.
- Altura con caída libre de 76 cm/ (30 pulgadas).

3.1.2 Trabajo de laboratorio

A partir de las muestras extraídas se realizarán los diferentes ensayos de laboratorio, cuya relación nominal es la siguiente:

- Contenido de humedad natural, según ASTM D - 2216 - 71.
- Análisis granulométrico, según ASTM D - 422 - 63.
- Límites de consistencia:
 - Límite líquido, según ASTM D - 423 - 66.
 - Límite plástico, según ASTM D - 424 - 59.
- Índice de plasticidad.
- Ángulo de fricción interna.
- Clasificación de suelos, según método SUCS.
- Resumen de cuadros de trabajo de laboratorio.

3.1.3 Trabajo de gabinete

Después de realizado el trabajo de campo, laboratorio y el análisis de toda la información obtenida, se resume el presente trabajo a través de un informe final, con la formulación de las conclusiones técnicas más variables.

3.2 Estudio topográfico

El estudio topográfico comprende el levantamiento del terreno natural por medio de la creación de una nube de puntos; la cantidad de puntos y el seccionado se harán de acuerdo a las condiciones y detalles correspondientes al terreno. En el caso de ser un terreno relativamente plano requerirá menos cantidad de puntos que para un terreno montañoso escarpado.

A partir de la nube de puntos se podrá generar la planimetría con curvas de nivel, delimitando el terreno de forma precisa, para poder conocer las dimensiones y el área de emplazamiento disponible, con el fin de lograr el máximo aprovechamiento del terreno, tanto de manera funcional como estética.

3.3 Acciones

Las distintas acciones, capaces de producir solicitaciones en una estructura pueden clasificarse, según su variación, a lo largo del tiempo en:

3.3.1 Acciones permanentes

Se designará la letra G, son las que actúan, constantemente en magnitud y posición. Se clasifican como tales aquellas en las que se cumple al menos una de las condiciones siguientes:

- La variabilidad en el tiempo es pequeña.
- Su importancia sobre el efecto total de las acciones es pequeña.
- Presentando dos valores representativos de G, uno máximo y otro mínimo resulta evidente cual es el que gobierna todas las partes de la estructura.

CUADRO 3. 1. - CARGAS PERMANENTES MÍNIMAS

PISOS		
Entrepisos de madera	1,20	KN/m ²
Piso de baldosa de cemento	1,00 - 1,10	KN/m ²
Piso de parquet	0,70 - 0,80	KN/m ²
Piso de baldosa cerámica	0,75	KN/m ²
Impermeabilización	0,15	KN/m ²
Accesorios	0,05	KN/m ²

CUBIERTAS		
Teja superondina Duralit (5mm)	0,09	KN/m ²
Placa ondulada de asbesto cemento	0,18	KN/m ²
Canaleta 43	0,30	KN/m ²
Canaleta 90	0,22	KN/m ²
Teja de lámina galvanizada (Zinc)	0,05	KN/m ²
Teja de aluminio	0,02	KN/m ²
Fibrocemento	0,20	KN/m ²
Teja de arcilla	0,50 - 1,00	KN/m ²
Pizarra	0,25	KN/m ²
Fieltro asfáltico	0,10	KN/m ²
Vidrio	0,15	KN/m ²
Cubierta Duralit Super ondina	0,09	KN/m ²
CIELOS RASOS		
Cielos rasos livianos pegados a la losa	0,05 a 0,10	KN/m ²
Cielos rasos de yeso, suspendidos	0,25	KN/m ²
Cielos rasos de madera	0,10 a 0,50	KN/m ²
Cielos rasos de malla y pañete	0,80 a 1,00	KN/m ²
Malla suspendida de yeso y metal	0,48	KN/m ²
VARIOS		
Barandado	0,35	KN/m
Muro cortina o Fachada ligera	0,75	KN/m
Viguetas pretensadas	0,21	KN/m
Tanque plástico Duralit Cap. 500 lt	0,24	KN
Mat. de sujeción para cub. metálicas	0,02	KN/m ²

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.3.2 Acciones variables

Se distinguirán con la letra Q, son aquellas cuyas variaciones son frecuentes y no despreciables, incluido el caso de las que pueden actuar o no sobre la estructura, por ejemplo:

- Acciones de explotación o uso.
- Acciones de montaje.
- Acciones de viento o granizo.

CUADRO 3.2. - SOBRECARGAS DE USO MÍNIMAS

SOBRECARGAS DE USO Q (KN/m²)	
Vivienda	1,80
Oficina	2,50
Escalera en oficinas y viviendas	3,00
Salón de reunión - Con asientos fijos (anclados al piso)	3,00
- Sin asientos fijos	5,00

SOBRECARGAS DE USO Q (KN/m ²)		
Hospitales	- Cuartos	2,00
	- Sala de operaciones	4,00
Coliseos y Estadios	- Tribunas y Graderías	5,00
Garajes	- Automóviles	2,50
	- Vehículos pesados	Según uso
Hoteles	- Cuartos	2,00
	- Almacenaje y servicios	5,00
Centro de educación	- Aulas	3,00
	- Talleres	3,50
	- Laboratorios	3,00
	- Sala de computación	3,50
	- Sala de archivos	5,00
Bibliotecas	- Sala de lectura	2,00
	- Deposito de libros	5,00
Fabricas	- Livianas	5,00
	- Pesadas	10,00
Baños		Igual a la Q
Teatros	- Escenario	7,50
	- Vestidores	2,00
	- Cuarto de proyección	5,00
Comedores y Restaurantes		5,00
Instituciones penales	- Celdas	2,00
Escaleras		4,00
Salidas de emergencia		5,00
Balcones y Terrazas		3,00
Pasillos		3,00

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

3.3.3 Acción por viento (método estático)

3.3.3.1 Campo de aplicación

El análisis estático se aplica en estructuras con las siguientes características:

- Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.
- La relación de aspecto $\lambda H/d \leq 5$, en donde H es la altura de la estructura y d es la dimensión menor de la base.
- El periodo fundamental de la estructura es menor o igual a dos segundos.
- Estructuras cerradas techadas con sistemas de cubiertas suficientemente rígidas, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría.

3.3.3.2 Dirección de análisis

Las estructuras se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí.

3.3.3.3 Determinación de la acción del viento

3.3.3.3.1 Determinación de la velocidad de diseño

La velocidad de diseño V_D es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. La velocidad de diseño en Km/hr, se obtendrá de acuerdo a la ecuación:

$$V_D = F_T \cdot F_\alpha \cdot V_R$$

Donde: F_T : factor correctivo en función a las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno.

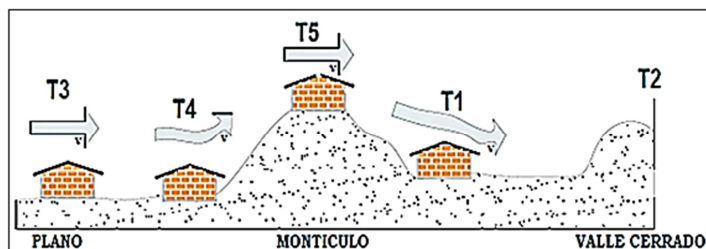
F_α : factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la edificación y de la variación de la velocidad con la altura.

V_R : velocidad regional que corresponde al sitio de emplazamiento.

3.3.3.3.1.1 Factor de topografía

El factor de topografía, F_T toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio de emplazamiento de la edificación. En la *Tabla 3.3.* se muestran los valores recomendados en base a la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características topográficas del sitio, véase *Figura 3.1.*

FIGURA 3.1. - FORMAS TOPOGRÁFICAS LOCALES



FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3.3. - FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, Ft

SITIOS	TIPO	TOPOGRAFÍA	FT
Protegidos	T1	Base de promontorios y faldas de serranías del lado sotavento	0,80
	T2	Valles cerrados	0,90
Normales	T3	Terreno plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes.	1,00
Expuestos	T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %, valles abiertos y litorales planos.	1,10
	T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores a 10%, cañadas cerradas y valles que forman un embudo o cañón, islas.	1,20

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.3.3.3.1.2 Factor de exposición

El coeficiente F_{α} refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z . Así mismo, considera el tamaño de la edificación o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición. El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{\alpha} = F_C \cdot F_{Rz}$$

Donde: F_C : factor que determina la influencia del tamaño de la edificación.

F_{Rz} : factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores.

3.3.3.3.1.2.1 Factor de tamaño

El factor de tamaño, F_C es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas, considerando la clasificación de las edificaciones según su tamaño.

CUADRO 3.4. - CLASE DE ESTRUCTURA, SEGÚN SU TAMAÑO

CLASE	DESCRIPCIÓN
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Así mismo, todas las edificaciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Todas las edificaciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las edificaciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor a 50 metros.

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3.5. - FACTOR DE TAMAÑO, F_c

CLASE DE ESTRUCTURA	F_c
A	1,00
B	0,95
C	0,90

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.3.3.3.1.2 Factor de rugosidad y altura

El factor de rugosidad y altura, F_{rz} establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la edificación. Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = 1,56 \cdot \left(\frac{10}{\delta}\right)^\alpha \quad \text{si } Z \leq 10 \quad F_{rz} = 1,56 \cdot \left(\frac{Z}{\delta}\right)^\alpha \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$F_{rz} = 1,56 \quad \text{si } Z \geq \delta$$

Donde: δ : altura, medida a partir del nivel del terreno de emplazamiento.

α : exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

CUADRO 3.6. - CATEGORÍA DEL TERRENO, SEGÚN SU RUGOSIDAD

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS	LIMITACIONES
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones.	Franjas costeras planas, zonas de pantanos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor. Superficies nevadas planas.	La longitud mínima de desarrollo este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m ó 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, arboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones tienen alturas de 1,5 a 20 m, en una longitud mínima de 1500 m.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de las edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

FIGURA 3.2. - CATEGORÍA DE RUGOSIDAD



FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3. 7. - VALORES α Y δ

CATEGORÍA DEL TERRENO	α			δ [m]
	CLASE DE ESTRUCTURA			
	A	B	C	
1	0,099	0,101	0,105	245
2	0,128	0,131	0,138	315
3	0,156	0,160	0,171	390
4	0,170	0,177	0,193	455

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.3.3.3.1.3 Velocidad regional

La velocidad regional V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del territorio.

3.3.3.3.2 Presión dinámica de base

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina comúnmente presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,0048 \cdot G \cdot V_D^2$$

Donde: V_D : velocidad de diseño.

q_z : presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno.

G : factor de corrección por temperatura y altura respecto al nivel del mar.

$$G = \frac{0,392 \cdot \Omega}{273 + \tau}$$

Donde: Ω : es la presión barométrica.

τ : es la temperatura ambiente promedio.

CUADRO 3.8. - RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA

ALTITUD [msnm]	PRESIÓN BAROMÉTRICA [mm de Hg] Ω
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.3.3.3 Presión exterior

La presión exterior P_e , sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculara utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe} \cdot K_A \cdot K_L \cdot q_z$$

Donde: P_e : presión exterior.

C_{pe} : coeficiente de presión exterior.

K_A : factor de reducción de presión por tamaño de área.

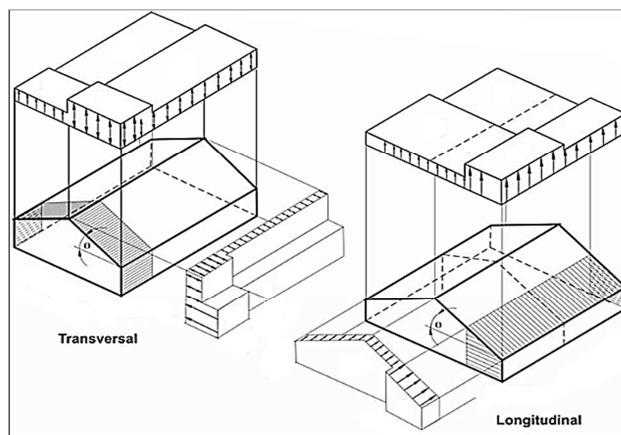
K_L : factor de presión local.

q_z : presión dinámica de base del viento.

3.3.3.3.1 Coeficiente de presión exterior

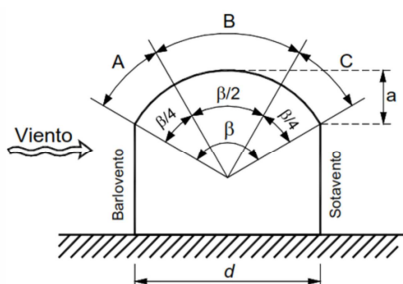
En las siguientes tablas se proporcionan los valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para muros y techos de construcciones cerradas con planta rectangular cerrada. Los parámetros referidos en estas tablas se ilustran en las Figuras 3.3 y 3.4, las cuales dependen de la dirección del viento, y en algunos casos, la altura H es función del ángulo γ . Cuando el valor de C_{pe} sea positivo, se tratara de un empuje sobre el área en cuestión; cuando sea negativo, se tratara de una succión. Esto significa que las presiones positivas actúan hacia la superficie y las negativas se alejan de esta.

FIGURA 3. 3. - DEFINICIÓN DE PARÁMETROS



FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

FIGURA 3. 4 - DEFINICIÓN DE PARÁMETROS CON TECHOS CURVOS



FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3.9. - COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERIOR C_{pe} , MUROS EN BARLOVENTO Y SOTAVENTO

SUPERFICIE	DIRECCIÓN DEL VIENTO	d/b	INCLINACIÓN DEL TECHO γ	C_{pe}
Barlovento	Normal o paralela a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0,80
Sotavento	Normal a las generatrices ($\theta=0^\circ$)	≤ 1	$< 10^\circ$	-0,50
		$= 2$		-0,30
		≥ 4		-0,20
	Paralela a las generatrices ($\theta=90^\circ$)	Cualquiera	$10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$	-0,30
			$= 20^\circ$	-0,40
			$= 25^\circ$	-0,50
Paralela a las generatrices ($\theta=90^\circ$)	Cualquiera	≤ 1	-0,50	
		$= 2$	-0,30	
		≥ 4	-0,20	

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3.10. - COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR C_{pe} , ZONAS DE MUROS LATERALES

DISTANCIA HORIZONTAL A LO LARGO DE UN MURO LATERAL MEDIDO A PARTIR DE LA ARISTA COMÚN CON EL MURO DE BARLOVENTO	COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR C_{pe}
de 0 a 1H	-0,65
de 1H a 2H	-0,50
de 1H a 3H	-0,30
$> 3H$	-0,20

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

CUADRO 3. 11. - COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR C_{pe} , PARA TECHOS CURVOS

TECHOS CURVOS CON ACCIÓN NORMAL A LA GENERATRIZ			
$r = a/d$	ZONAS DE LA CUBIERTA		
	A1	A2	A3
$r < 0,20$	-0,80	$-0,70 r$	-0,50
$0,20 \leq r \leq 0,30$	-0,80	$-0,70 r$	-0,50
	0,30		-0,50
$0,30 < r < 0,60$	$2r - 0,30$	$-0,70 - r$	-0,50

FUENTE: MANUAL TECNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.3.3.3.2 Factor de reducción de presión por tamaño de área

Los valores del factor K_A , se indican en la Tabla 3.12., en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño. Para los casos no contemplados, así como para tanques cilíndricos, el valor K_A será 1.

CUADRO 3. 12. - FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A PARA TECHOS Y MUROS LATERALES.

ÁREA TRIBUTARIA EN m^2 , A	FACTOR DE REDUCCION K_A
≤ 10	1,00
25	0,90
≥ 100	0,80

FUENTE: MANUAL TECNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

La presión exterior, p_e , se verá afectada por el factor K_A cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

1. Estructura principal que soporta techos y muros laterales.
2. Recubrimiento de esos techos y muros.
3. Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como largueros), y
4. Dispositivos de sujeción de dichos recubrimientos.

En el diseño de muros de barlovento y sotavento, este factor no aplica.

3.3.3.3.3 Factor de presión local

El factor de presión local, K_L , se obtendrá de la Tabla 3.13. y afectará solo a las presiones exteriores, las cuales a su vez se combinarán con las interiores. Sin embargo, se tomará como 1.0 si la combinación de presiones exteriores e interiores resulte así más desfavorable.

La presión exterior, p_e , se verá afectada por el factor K_L , cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

1. Recubrimientos de muros y techos.
2. Elementos que soportan los recubrimientos (tales como largueros) y
3. Dispositivos de sujeción de los recubrimientos.

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también será igual a la unidad.

Cuando el área de un elemento de recubrimiento o de un miembro de soporte de éste, exceda las áreas de afectación dadas en la Tabla 3.13., el factor de presión local, K_L , será igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento.

CUADRO 3.13. - FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L PARA RECUBRIMIENTOS Y SOPORTES

PRESIÓN EXTERNA	CASOS	PARTE DE LA ESTRUCTURA	ALTURA DE LA ESTRUCTURA	ZONA DE AFECTACIÓN	ÁREA DE AFECTACIÓN	K_L
Empuje (+)	1	Muro de barlovento	Cualquiera	Cualquiera sobre el muro de barlovento.	$\leq 0,25 a_2$	1,25
Succión (-)	2	(a) Techo	Cualquiera	El ancho de la zona será de 1,0a, a todo lo largo del techo incluyendo la cumblera si es un techo a dos aguas.	$\leq a_2$	1,50
		Muros laterales	$H < 25$ m	El ancho de la zona será de 1,0a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq a_2$	1,50
	(b) Muros laterales	$H \geq 25$ m	La zona de afectada se localiza a una distancia mayor que 1,0a, a partir del borde del muro de barlovento.	$\leq 0,25 a_2$	1,50	
	3	(a) Techo	Cualquiera	El ancho de la zona será de 0,5a, a todo lo largo del borde del techo, incluyendo la cumblera si es un techo a dos aguas.	$\leq 0,25 a_2$	2,00
		Muros laterales	$H < 25$ m	El ancho de la zona será de 0,5a, a todo lo largo del bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq 0,25 a_2$	2,00
	(b) Muros laterales	$H \geq 25$ m	El ancho de la zona será de 1,0a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq a_2$	2,00	
4	Muros laterales	$H \geq 25$ m	El ancho de la zona será de 0,5a, a todo lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento.	$\leq 0,25 a_2$	3,00	

FUENTE: MANUAL TÉCNICO INIFED VOLUMEN IV TOMO III

3.4 Hormigón armado

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, sobre todo de acero; este hormigón reforzado se conoce como 'hormigón armado'. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas longitudinales elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

3.4.1 Materiales constituyentes

3.4.1.1 Hormigón

Habitualmente el hormigón es una estructura y es definido en el proyecto fijando tres de sus parámetros fundamentales.

- Tamaño máximo del árido.
- Consistencia.
- Resistencia.

3.4.1.1.1 Valor mínimo de la resistencia

La resistencia de proyecto f_{ck} del hormigón, en ningún caso será inferior a 12.5 MPa.

3.4.1.1.2 Clasificación de los hormigones

Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a los 28 días, en probetas cilíndricas normales.

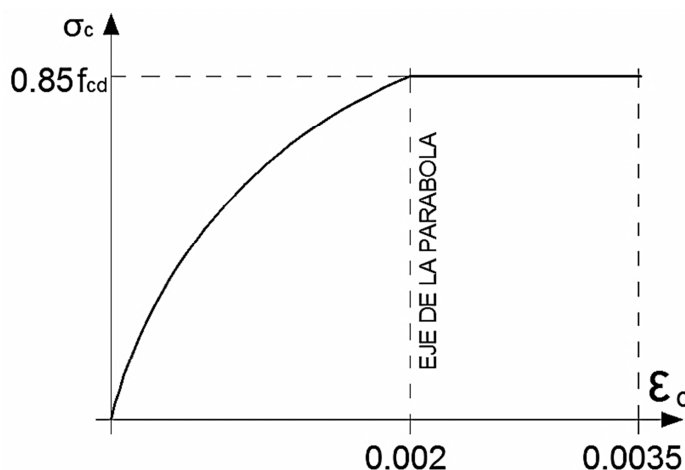
H12.5 ; H15 ; H17.5 ; H20 ; H25 ; H30 ; H35 ; H40 ; H40 ; H45 ; H50 ; H55

3.4.1.1.3 Diagrama tensión - deformación de cálculo del hormigón

3.4.1.1.3.1 Diagrama parábola - rectángulo

Está formado por una parábola de grado n y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa ϵ_{co} (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa ϵ_{cu} (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a $\alpha_{cc} \cdot f_{cd}$, siendo α_{cc} un factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión debido a cargas de larga duración.

FIGURA 3.5. - DIAGRAMA DE CÁLCULO PARÁBOLA – RECTÁNGULO

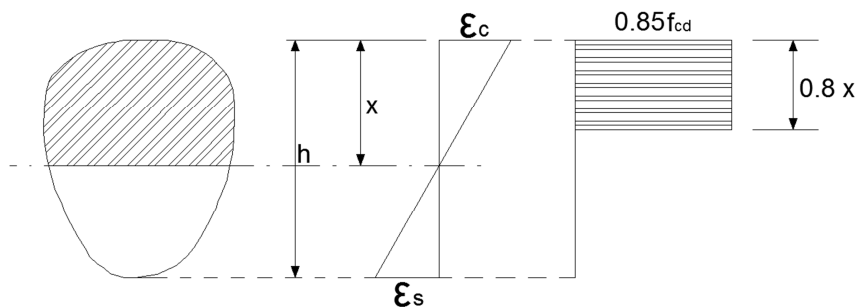


FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.1.1.3.2 Diagrama rectangular

Está formado por un rectángulo de tensión constante $\eta \cdot f_{cd}$ y altura $y = \lambda \cdot x$, siendo x la profundidad del eje neutro y $\eta=1.0$; $\lambda=0.8$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

FIGURA 3.6. - DIAGRAMA DE CÁLCULO RECTANGULAR



FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.1.1.4 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

El módulo secante de deformación longitudinal del hormigón es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente.

Para fines prácticos, se dan los siguientes valores medios de los módulos de deformación longitudinal.

CUADRO 3.14. - MÓDULOS DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Tipo de hormigón	H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55
E_{cm} [MPa]	26000	27000	28000	29000	30500	32000	33300	34500	36000	37000	38000

FUENTE: NORMA CBH-87

3.4.1.2 Aceros para hormigón

Los tipos de aceros que pueden emplearse para la elaboración de armaduras pasivas pueden ser:

- Barras rectas o rollos de acero soldable.
- Alambres de acero corrugado o grafilado soldable.
- Alambres lisos de acero soldable.
- La sección equivalente no será menor al 95.5 % de la sección real.

3.4.1.2.1 Características geométricas

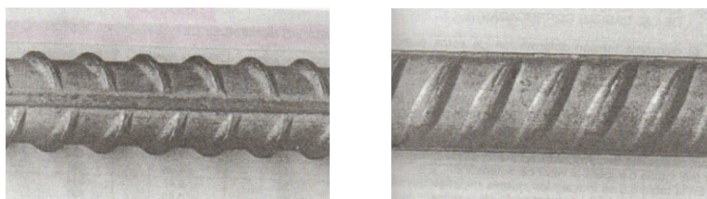
Las barras empleadas en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros. La sección equivalente no será inferior al 95.5 % de la sección.

TABLA 3.15 - MEDIDAS NOMINALES DE LAS BARRAS CORRUGADAS

Diametro nominal ϕ [mm]	Masa nominal m [Kg/m]	Sección nominal A [mm ²]
6	0,222	28,30
8	0,395	50,30
10	0,617	78,50
12	0,888	113,00
14	1,210	154,00
16	1,580	201,00
20	2,470	314,00
25	3,850	491,00
32	6,310	804,00
40	9,860	1260,00

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMÉNES MONTOYA

FIGURA 3.7. – ACERO CORRUGADO B 400 SD.



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA.

3.4.2 Aplicación de los estados límite

La aplicación práctica de los Estados límite se hace evaluando, por un lado la sollicitación en la sección considerada de la pieza S_d , calculada a partir de las acciones actuantes sobre la estructura, multiplicadas por los coeficientes de seguridad o coeficientes de ponderación de acciones γ_f , de valor conocido y predeterminado.

Por otro lado, se evalúa la capacidad resistente de esa sección de la estructura R_d , calculada en función de la geometría de la sección y de las resistencias de cálculo de los materiales, afectadas por sus respectivos coeficientes de minoración y de la geometría de la sección. Entonces para cualquier sección de hormigón armado debe verificarse la siguiente inecuación:

$$(\gamma_f) S_d \leq R_d \left(\frac{1}{\gamma_c}; \frac{1}{\gamma_s} \right) \quad \text{Solicitaciones} \leq \text{Resistencias}$$

3.4.2.1 Resistencias de cálculo del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{ct,m} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Donde: f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{ct,m}$: resistencia de cálculo del hormigón a la tracción.

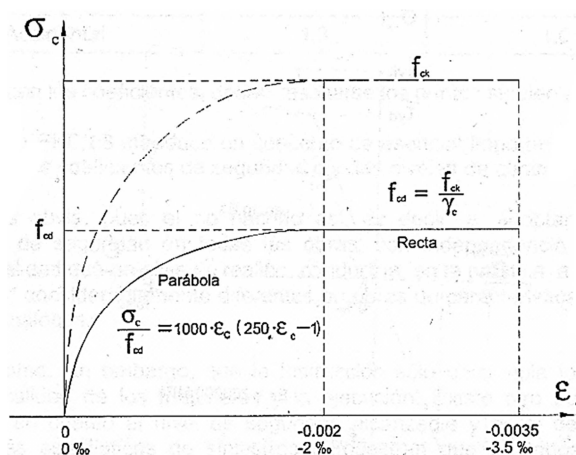
f_{ck} : resistencia característica del hormigón.

γ_c : coeficiente del hormigón.

3.4.2.2 Diagrama de cálculo del hormigón

Como diagrama de cálculo del hormigón se adopta el obtenido a través del característico, mediante una afinidad paralela al eje σ_c de valor $1/\gamma_c$.

FIGURA 3.8. - DIAGRAMA DE CÁLCULO DEL HORMIGÓN



FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.2.3 Resistencia de cálculo del acero

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

Donde: f_{yk} : límite elástico del acero.

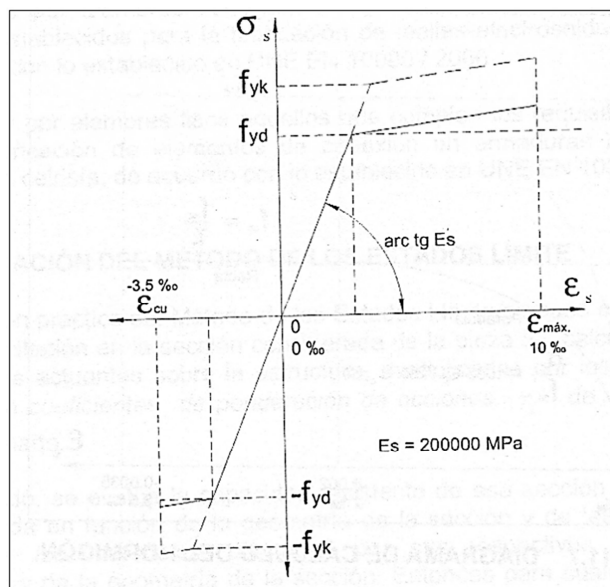
f_{yd} : resistencia de cálculo del acero.

γ_s : coeficiente de minoración.

3.4.2.4 Diagrama de cálculo del acero

Como diagrama de cálculo del acero se adopta el obtenido mediante una afinidad paralela a la recta de Hooke de valor $1/\gamma_s$.

FIGURA 3.9. - DIAGRAMA DE CÁLCULO DEL ACERO



FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.2.5 Valores a considerar en las acciones

3.4.2.5.1 Coeficientes de seguridad

Los valores de los coeficientes de seguridad γ_c , γ_s , como se establecen en la norma CBH-87, se indican a continuación:

CUADRO 3.16. - COEFICIENTES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
ACERO	γ_s	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
HORMIGÓN	γ_c	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10

FUENTE: NORMA CBH-87

3.4.2.5.2 Coeficientes de ponderación de acciones

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_f para las acciones están dados por:

CUADRO 3.17. - COEFICIENTES DE PONDERACIÓN DE LAS ACCIONES

COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCIÓN
$\gamma_f=1,60$	NIVEL DE CONTROL EN LA EJECUCIÓN	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	DAÑOS PREVISIBLES EN CASO DE ACCIDENTE	Reducido	-0,10
		Normal	0
		Intenso	+0,20

FUENTE: NORMA CBH-87

3.4.2.6 Combinación de acciones

Las combinaciones de acciones a considerar de acuerdo a la CBH-87 se indican a continuación:

$$\begin{aligned} & \gamma_{fg}G + \gamma_{fq}Q \\ & 0,90(\gamma_{fg}G + \gamma_{fq}Q) + 0,90\gamma_{fq}W \\ & 0,80(\gamma_{fg}G + \gamma_{fq}Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \end{aligned}$$

Donde: G: Valor característico de las acciones permanentes.

Q: Valor característico de las acciones variables

W: Valor característico de las acciones del viento.

W_{eq} : Valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica.

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

γ_{fg} : Coeficiente de ponderación de acciones permanentes.

γ_{fq} : Coeficiente de ponderación de acciones variables.

3.4.2.7 Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres puntos, A, B o C definidos en la fig. 3.10. Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

Dominio 1. Tracción simple o compuesta. Toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traicionado, del 10‰.

Dominio 2. Flexión simple o compuesta. El acero llega a una deformación del 10‰ y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

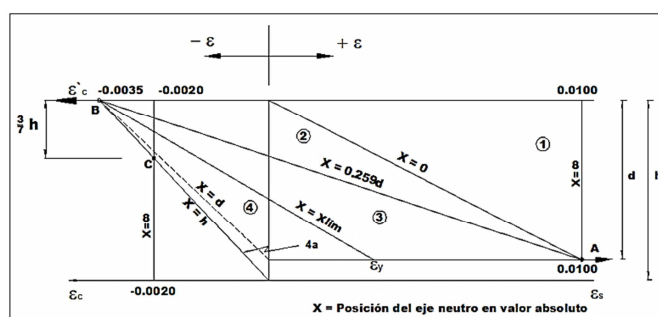
Dominio 3. Flexión simple o compuesta. La resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, corresponde a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5\%$. El alargamiento de la armadura más traicionada está comprendido entre el 10‰ y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4. Flexión simple o compuesta. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B: El alargamiento de la armadura más traicionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5‰.

Dominio 4.a. Flexión compuesta. Todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5. Compresión simple o compuesta. Los materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2\%$.

FIGURA 3.10. – DOMINIOS DE DEFORMACIÓN



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.3 Estado límite último bajo solicitaciones normales

3.4.3.1 Valores límites de cálculo

CUADRO 3.18. – VALORES LIMITES DE CÁLCULO

f_y [MPa]	42,000
ξ lim	0,668
μ lim	0,332
ω lim	0,460

FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.3.2 Sección rectangular (Tabla universal flexión simple)

La tabla corresponde a secciones rectangulares sometidas a flexión simple (dominios 2,3 y 4). En el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, la tabla proporciona directamente los valores de la cuantía mecánica ω , en función del momento reducido μ :

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

Donde: M_d : momento de diseño.

b : base de la sección.

d : canto útil de la sección.

f_{cd} : resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

CUADRO 3.19. – TABLA UNIVERSAL DE FLEXIÓN SIMPLE

ξ	μ	ω	$(\omega/f_y d) \cdot 10^3$	Dominio 2
0,0891	0,0300	0,0310		
0,1042	0,0400	0,0415		
0,1181	0,0500	0,0522		
0,1312	0,0600	0,0630		
0,1438	0,0700	0,0739		
0,1561	0,0800	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1684	0,0900	0,0960		
0,1810	0,1000	0,1074		
0,1937	0,1100	0,1189		
0,2066	0,1200	0,1306		
0,2198	0,1300	0,1426		
0,2330	0,1400	0,1546		
0,2466	0,1500	0,1669		

ξ	μ	ω	$(\omega/f_y d) \cdot 10^3$	
0,2590	0,1590	0,1782		Dominio 3
0,2608	0,1600	0,1795		
0,2796	0,1700	0,1924		
0,2988	0,1800	0,2056		
0,3183	0,1900	0,2190		
0,3383	0,2000	0,2328		
0,3587	0,2100	0,2468		
0,3796	0,2200	0,2612		
0,4012	0,2300	0,2761		
0,4234	0,2400	0,2913		
0,4461	0,2500	0,3069		
0,4696	0,2600	0,3232		
0,4939	0,2700	0,3398		
0,5188	0,2800	0,3570		
0,5450	0,2900	0,3750		
0,5721	0,3000	0,3937		
0,6006	0,3100	0,4133		
0,6283	0,3193	0,4323	0,0994	Dominio 4
0,6305	0,3200	0,4338	0,1007	
0,6476	0,3256	0,4456	0,1114	
0,6618	0,3300	0,4554	0,1212	
0,6681	0,3319	0,4597	0,1259	
0,6788	0,3352	0,4671	0,1343	
0,6952	0,3400	0,4783	0,1484	
0,7310	0,3500	0,5030	0,1860	
0,7697	0,3600	0,5296	0,2408	
0,7788	0,3623	0,5359	0,2568	
0,7935	0,3658	0,5460	0,2854	
0,8119	0,3700		0,3280	
0,8597	0,3800		4,9310	
0,9152	0,3900		0,9251	
0,9848	0,4000		59,9110	

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.3.2.1 Sección rectangular sin armadura de compresión

$$\mu_{lim} \geq \mu$$

Donde: μ_{lim} : momento reducido límite.

μ : momento reducido de cálculo.

3.4.3.2.1.1 Armadura longitudinal necesaria

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

Donde: ω : cuantía mecánica (tabla universal).

b: base de la sección.

d: canto útil de la sección.

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

A_s : área de la armadura necesaria.

3.4.3.2.2 Sección rectangular con armadura de compresión

$$\mu_{lim} < \mu$$

Donde: μ_{lim} : momento reducido límite.

μ : momento reducido de cálculo.

3.4.3.2.2.1 Cuantía mecánica a compresión

$$\omega_2 = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \frac{r}{d}}$$

Donde: ω_2 : Cuantía mecánica superior.

μ_{lim} : momento reducido limite.

μ : momento reducido de cálculo.

r : recubrimiento superior.

d : canto útil de la sección.

3.4.3.2.2.2 Cuantía mecánica a tracción

$$\omega_1 = \omega_{lim} + \omega_2$$

Donde: ω_1 : Cuantía mecánica inferior.

ω_2 : Cuantía mecánica superior.

ω_{lim} : Cuantía mecánica limite.

3.4.3.2.2.3 Armaduras longitudinales necesarias

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde: ω_1, ω_2 : cuantía mecánica.

b : base de la sección.

d : canto útil de la sección.

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

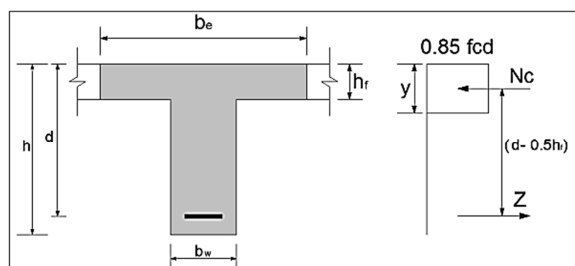
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

A_{s1}, A_{s2} : área de la armadura necesaria.

3.4.3.3 Sección en te (método simplificado)

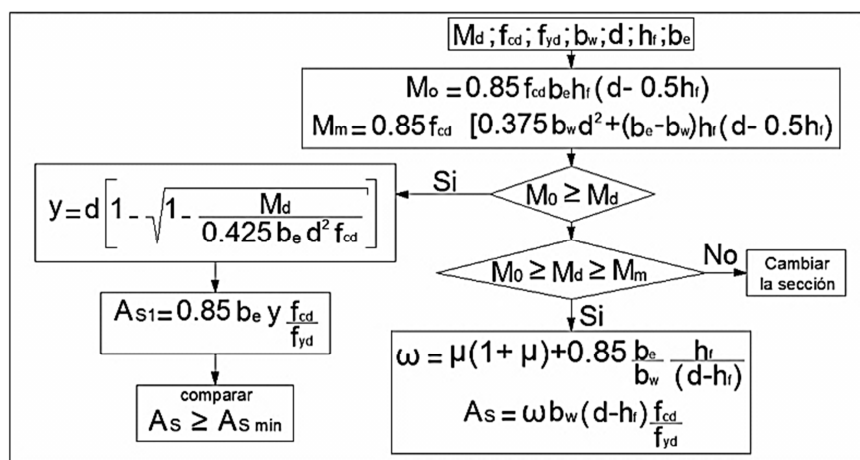
Se basa en el método simplificado donde el diagrama de esfuerzo de compresión del hormigón se usa el diagrama rectangular equivalente en lugar del diagrama parábola rectángulo, el eje neutro es definido por la distancia Y que es igual al 80% de la distancia X .

FIGURA 3.11. – DIAGRAMA RECTANGULAR DE TENSIONES



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

FLUJOGRAMA – DIMENSIONAMIENTO SECCIÓN EN TE (método simplificado)



3.4.4 Diseño de columnas

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

3.4.4.1 Excentricidad mínima de cálculo

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

3.4.4.2 Cuantías límites

La norma Boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$\begin{aligned} A_1 \cdot f_{yd} &\geq 0,05 \cdot N_d & A_2 \cdot f_{yd} &\geq 0,05 \cdot N_d \\ A_1 \cdot f_{yd} &\geq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} & A_2 \cdot f_{yd} &\geq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \end{aligned}$$

Para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , adopta la forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \qquad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Donde: A_c : el área de la sección bruta de hormigón es:

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

A_1 y A_2 : armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d : esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

A_s : el área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

3.4.4.3 Armadura transversal

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

mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón. Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30 cm. Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15 \cdot \emptyset$$

Donde: \emptyset : el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

3.4.5 Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado

3.4.5.1 Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales, cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional, en caso contrario.

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la siguiente tabla, en función de la sustentación de la pieza.

CUADRO 3.20. – LONGITUD DE PANDEO $\ell_0=k \cdot l$ DE LAS PIEZAS AISLADAS

Sustentación de la pieza de longitud ℓ .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2,00
-Ambos extremos articulados	1,00
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a	1,00
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el	0,70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,50
-Soportes elásticamente empotrados	0,70
-Otros casos	0,90

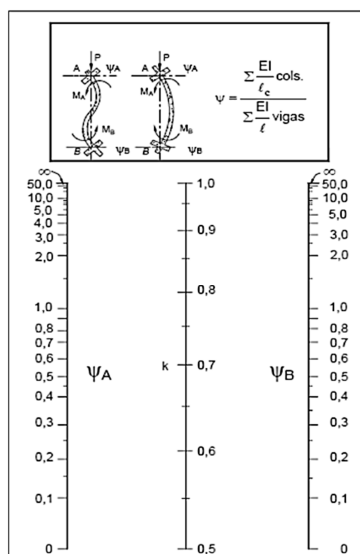
FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a está.

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

$$\Psi_{A,B} = \frac{\sum \left(\frac{E_c \cdot I_c}{L_c} \right) \text{ De todas las columnas que concurren en A, B}}{\sum \left(\frac{E_v \cdot I_v}{L_v} \right) \text{ De todas las vigas que concurren en A, B}}$$

FIGURA 3.12. – MONOGRAMA PARA PÓRTICOS INTRASLACIONALES



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.5.2 Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_0/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_0/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma boliviana de hormigón armado son los que se menciona a continuación:

Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas < 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_0 < 29$), puede aplicarse el método aproximado.

Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_0 < 58$), debe aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_0 > 58$).

3.4.6 Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

3.4.6.1 Sección rectangular con armadura simétrica

El problema de flexión esviada, de mayor importancia práctica, es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, la única incógnita es la armadura total.

3.4.6.2 Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de

diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos N=cte. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x, μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria ω .

3.4.6.3 Proceso de cálculo

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

h_x, h_y : son las dimensiones de la sección del pilar.

M_{yd} : momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} : momentos flectores de cálculo en la dirección X.

N_d : esfuerzo normal de cálculo.

f_{cd} : resistencia de cálculo del hormigón.

f_{yd} : resistencia de cálculo del acero.

Determinar la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos.

$$U_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x} \quad v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y}$$

Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 > \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica ω

Si el valor de v no es redondo, se obtiene ω por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = \omega \cdot U_c$$

Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{\omega \cdot h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Se deberá verificar que la pieza se encuentre en buenas condiciones frente al pandeo, para poder lograr esto se deberá cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x\max}} + \frac{e_y}{e_{y\max}} \leq 1$$

La excentricidad total en la dirección X-X

$$e_{x\max} = \left[e_y + \frac{\beta \cdot h \cdot e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax} \quad e_x = \frac{M_y}{N} \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2\text{cm}$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{b + 20 \cdot e_x}{b + 10 \cdot e_x} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y\max} = \left[\frac{b \cdot e_y}{h} + \beta \cdot e_x \right] + e_{fy} + e_{ay} \quad e_y = \frac{M_x}{N} \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2\text{cm}$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] \cdot \left[\frac{h + 20 \cdot e_y}{h + 10 \cdot e_y} \right] \cdot \frac{l_o^2 \cdot 10^{-4}}{b}$$

Donde: b, h : es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

l_o : longitud de pandeo.

e_a : excentricidad accidental en el plano que se analiza

e_f : excentricidad ficticia en el plano que se analiza

β : una constante cuyos valores están en función del axial reducido v .

CUADRO 3.21. – VALORES DE LA CONSTANTE β .

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	≥ 1
β	0.50	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.7 Cimentaciones

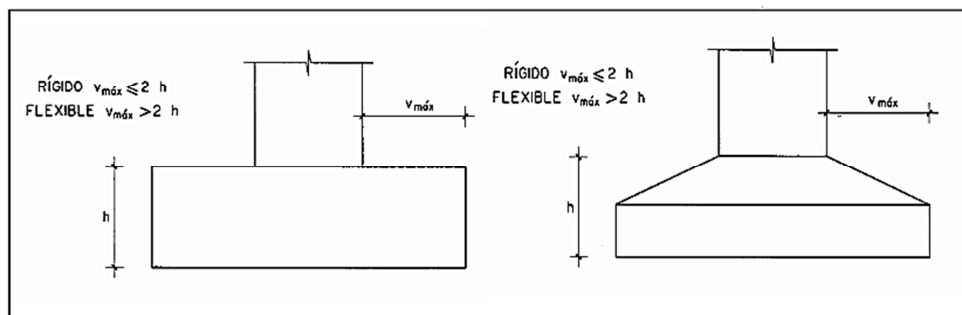
Las cimentaciones son las responsables de transmitir las cargas de las diferentes estructuras al terreno. Generalmente se construyen de hormigón armado, salvo obras de pequeña importancia, en las que pueda ser más rentable emplear hormigón en masa.

3.4.7.1 Clasificación

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condicionan su forma de trabajo), pueden ser:

- **Rígidas:** relación vuelo / canto menor que dos.
- **Flexibles:** relación vuelo / canto mayor que dos.

FIGURA 3.13. – CLASIFICACIÓN DE ZAPATAS AISLADAS



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.7.2 Estabilidad del elemento de cimentación.

Se trata de calcular las presiones que van a actuar sobre el terreno, comprobando que no se supere la tensión admisible del terreno, y comprobar que no exista riesgo de que se produzca vuelco o deslizamiento del elemento.

3.4.7.2.1 Seguridad a hundimiento en zapatas bajo carga centrada

Excentricidades de fuerzas verticales, estas definirán el tipo de distribución de cargas en el terreno.

$$e_x = \frac{M_{dx} + V_{dx} \cdot h}{N_d} < \frac{a}{6} \quad \text{Distribución trapezoidal}$$

$$e_x = \frac{M_{dx} + V_{dx} \cdot h}{N_d} < \frac{a}{6} \quad \text{Distribución triangular}$$

Comprobación de esfuerzos

$$\sigma = \frac{N_d}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{a} \right) \quad \sigma < 1,25 \cdot \sigma_{adm}$$

3.4.7.2.2 Comprobación al vuelco

$$M_1 > M_2$$

$$M_1 = N_d \cdot \frac{a}{2} \quad M_2 = (M_{dx} + V_{dx} \cdot h) \cdot \gamma_1$$

3.4.7.2.3 Comprobación al deslizamiento.

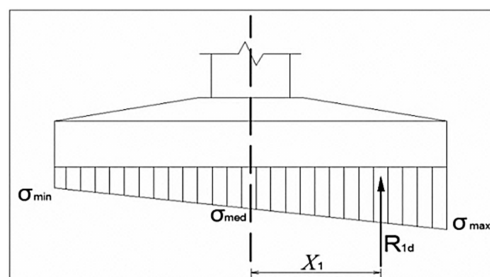
$$C_{sd} > \gamma_2$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi \quad C_d = 0,50 \cdot C \quad C_{sd} = \frac{(N_d \cdot \tan \varphi_d) + (a \cdot b \cdot C_d)}{V_x}$$

3.4.7.3 Cálculos estructurales (Método de Bielas y tirantes)

Se trata de comprobar que el elemento de cimentación resista los esfuerzos a los que se va a encontrar sometido, definiendo el armado necesario en el mismo y los requisitos para garantizar una durabilidad adecuada.

FIGURA 3.14. - CALCULOS ESTRUCTURALES FLEXIÓN



FUENTE: CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y MUROS DE CONTENCIÓN, ANGEL COUTO YAÑEZ

Distancia del centro de gravedad del trapecio a la línea de acción de Nd.

$$X_1 = \frac{\sigma_{med} \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{4} + (\sigma_{max} - \sigma_{med}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{a}{2}}{\sigma_{med} \cdot \frac{a}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_{med}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{2}}$$

Resultante de las tensiones del trapecio mayor.

$$R_{1d} = \frac{a \cdot b \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{med})}{4}$$

Tracción del modelo.

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a')$$

Armadura necesaria de cálculo.

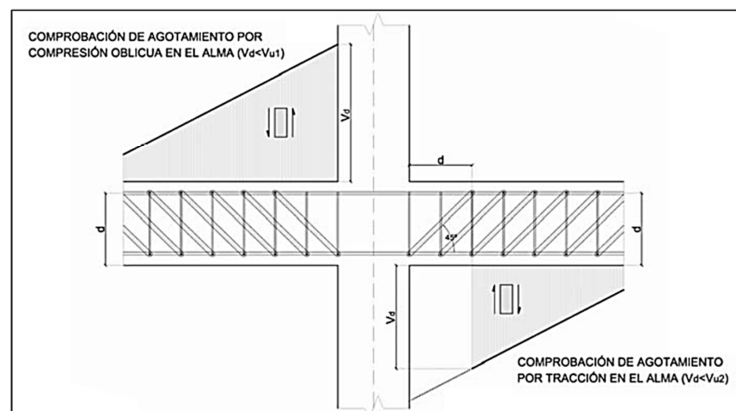
$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

3.4.8 Solicitaciones tangenciales, esfuerzo cortante

El E.L.U de agotamiento por cortante en elementos lineales de hormigón armado de sección constante sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción). Se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto.

Comprobaciones que es necesario realizar en E.L.U. de agotamiento por cortante.

FIGURA 3.15. – COMPROBACIONES ESFUERZO CORTANTE



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA.

3.4.8.1 Comprobación del agotamiento por compresión oblicua en el alma

$$V_d \leq V_{u1}$$

Esta comprobación se realiza en el borde del apoyo. En piezas sin armadura a cortante no resulta necesaria esta comprobación pues se alcanza antes el agotamiento por tracción en el alma.

Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma V_{u1}

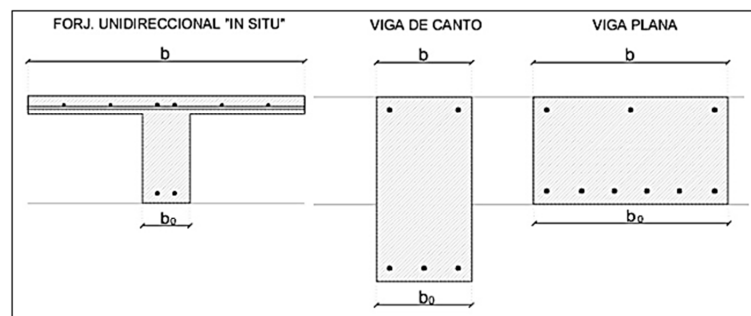
$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: b_o : ancho eficaz de la sección.

d : canto útil de la sección.

f_{cd} : resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

FIGURA 3.16. – ANCHURA MINIMA DEL ALMA



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.8.2 Comprobación del agotamiento por tracción en el alma

$$V_d \leq V_{u2}$$

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia de un canto útil “ d ” del borde del apoyo directo.

Esfuerzo por cortante de agotamiento por tracción del alma V_{u2}

Piezas sin armadura de cortante.

$$V_{u2} = V_{cu} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \varepsilon \cdot (100 * \rho_i \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right) \cdot b_o \cdot d$$

Donde: f_{ck} : Resistencia característica del hormigón.

γ_c : coeficiente de ponderación de resistencia del hormigón.

ρ_1 : cuantía geométrica de la armadura principal de tracción de la losa.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{a \cdot d} \leq 0,02$$

ξ : Coeficiente.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

σ'_{cd} : tensión media de compresión en el alma de la sección.

V_{cu} : contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

Piezas con armadura de cortante.

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

Donde: V_{su} : contribución de la armadura transversal del alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = \frac{0,90 \cdot d \cdot A_{90} \cdot f_{yd}}{S_t}$$

A_{90} : área de armaduras en el alma (cercos a 90°).

f_{yd} : Resistencia de cálculo de la armadura de los cercos a 90°.

S_t : Separación entre estribos.

3.4.8.3 Disposiciones relativas de las armaduras transversales

$$S_t \leq 0,8 \cdot d \leq 30 \text{ cm} \quad V_d \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1}$$

$$S_t \leq 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm} \quad \frac{1}{5} \cdot V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3} \cdot V_{u1}$$

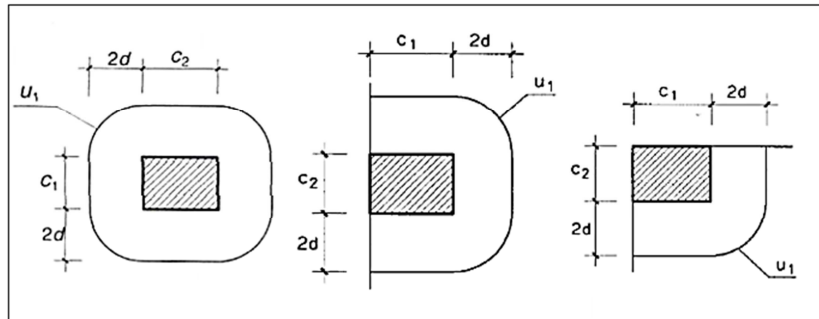
$$S_t \leq 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm} \quad \frac{2}{3} \cdot V_{u1} < V_d$$

3.4.9 Estado último de agotamiento frente a punzonamiento

Es el ELU relacionado con la capacidad de transmisión de tensiones tangenciales en la unión losa/soporte. Su estudio se realiza utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie concéntrica al soporte. Este procedimiento puede aplicarse al estudio de cargas concentradas.

Perímetro crítico para soportes interiores, de borde o de esquina.

FIGURA 3.17. – SUPERFICIE CRÍTICA DE PUNZONAMIENTO



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.9.1 Losas de Hormigón Armado sin armadura de punzonamiento

No será necesaria la armadura de punzonamiento si se verifica:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Donde: τ_{sd} : tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} = \beta \cdot \frac{F_{sd}}{u_1 \cdot d}$$

F_{sd} : esfuerzo de punzonamiento de cálculo.

U_1 : perímetro crítico definido en las figuras anteriores.

β : coeficiente que considera los efectos de excentricidad, de la carga.

d : canto útil de la sección.

τ_{rd} : tensión tangencial máxima resistente en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \varepsilon \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$$

f_{ck} : resistencia característica del hormigón.

γ_c : coeficiente de ponderación de resistencia del hormigón.

ρ_1 : cuantía geométrica de la armadura principal de tracción de la losa.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

ξ : coeficiente.

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

3.4.9.2 Losas de Hormigón Armado con armadura de punzonamiento

Zona adyacente al soporte.

Debe comprobarse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple la limitación.

$$\frac{\beta \cdot F_{sd}}{u_o \cdot d} \leq 0,30 \cdot f_{cd}$$

Si esta comprobación no se cumple habría que aumentar la sección del soporte, el canto de la losa y/o la resistencia del hormigón de la losa.

Zona con armadura transversal de punzonamiento.

En la zona con armadura de punzonamiento se dispondrán estribos verticales que se calcularan de forma que satisfaga la siguiente ecuación:

$$\tau_{sd} \leq 0,75 \cdot \tau_{rs} + 1,5 * \frac{A_{sw} \cdot f_{yad} \cdot \sin \alpha}{S \cdot u_1}$$

3.4.10 Cuantías límites

3.4.10.1 Cuantías mecánicas

Esta armadura tiene como objetivo evitar la rotura frágil y limitar la fisuración.

Flexión simple.

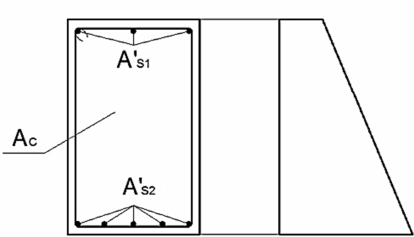
$$A_{S1,m} \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Flexión compuesta.

$$A_{S2,m} \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

Compresión simple o compuesta.

$A'_{S1} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 \cdot N_d$	$A'_{S1} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$
$A'_{S2} \cdot f_{yc,d} \geq 0,05 \cdot N_d$	$A'_{S2} \cdot f_{yc,d} \leq 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$



Tracción simple o compuesta.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq A_c \cdot f_{ct,m}$$

3.4.10.2 Cuantías geométricas

CUADRO 3.22. – CUANTIAS GEOMETRICAS MINIMAS.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL		%o
COLUMNAS		4,00
LOSAS		2,00
VIGAS		3,30
MUROS	ARMADURA HORIZONTAL	4,00
	ARMADURA VERTICAL	1,20

FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87.

$$\frac{A_s}{A_c} \cdot 1000 \geq 3,3$$

La norma CBH-87 recomienda que para el caso en que no se requiera de armadura de compresión necesaria o calculada, se coloque el 30% de la armadura mínima geométrica a tracción.

$$A_{s2,g} \geq 0,30 \cdot A_{s1,g}$$

3.4.10.3 Armadura de piel

Para vigas de canto igual o superior a 60 cm, se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel.

$$\frac{100 \cdot A_s}{b \cdot (2 \cdot d - h)} \geq 0,05$$

3.4.10.4 Cuantía mínima armadura transversal

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

3.4.10.5 Cuantías máximas

La instrucción española no establece limitaciones de cuantía máxima, desde el punto de vista netamente resistente, no hay necesidad de hacerlo, de hecho se han construido tirantes con cuantía elevada.

Pero existen cuatro aspectos que hacen desaconsejables el uso de cuantías elevadas:

- La dificultad de hormigonado.
- La congestión en las zonas de empalme por traslape de las barras, cuando las piezas rebasan su longitud comercial que es de 12 metros.
- La sensibilidad al fuego que presentan en general, las piezas de elevada cuantía.
- El costo del acero, se busca la misma capacidad resistente con el menor costo.

3.4.11 Disposición de armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las longitudinales y las transversales.

Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones (cortantes y torsores).

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos.

3.4.11.1 Distancia entre barras

- Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden cangrejas.
- La distancia libre, horizontal o vertical, entre dos barras aisladas.
- Dos centímetros.
- El diámetro de la barra más gruesa.
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.
- Si se disponen dos o más capas horizontales de barras, las de capa a capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre la otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

- En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto con dos barras de la armadura principal $\phi \leq 32$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\phi \leq 25$.
- En soportes y otros elementos comprimidos hormigonados, en posición vertical, cuyas dimensiones sean tales que no sea necesario disponer empalmes de armaduras, pueden colocarse en contacto hasta cuatro barras de la armadura principal de $\phi \leq 32$.

3.4.11.2 Distancia a los paramentos

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

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que se recomienda a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros.² Si es necesario disponer un mayor recubrimiento, salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

CUADRO 3.23. – RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS

ELEMENTO DE HORMIGÓN ARMADO	RECUBRIMIENTO (cm)
Para losas y paredes en el interior de los edificios	1,50
Para losas y paredes al aire libre	1,50
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,50
Para vigas y pilares al aire libre	2,00
Para piezas en contacto con el suelo	3,00
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4,00

FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.11.3 Doblado de armaduras.

Con independencia del ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios que los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona de codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

CUADRO 3.24. - DIAMETRO MINIMO DE MANDRIL PARA EL DOBLADO DE BARRAS

Clase de barras corrugadas	Ganchos y pastillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diametro de la barra \varnothing			
	< 20 mm	\geq 20 mm	\leq 25 mm	> 25 mm
B 400 S y B 400 SD	4 \varnothing	7 \varnothing	10 \varnothing	12 \varnothing

FUENTE: NORMA BOLIVIANA CBH-87

3.4.11.4 Anclaje de armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que garantice que éste es capaz de movilizar, toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

3.4.11.4.1 Posición de las barras

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto a la dirección del hormigonado.

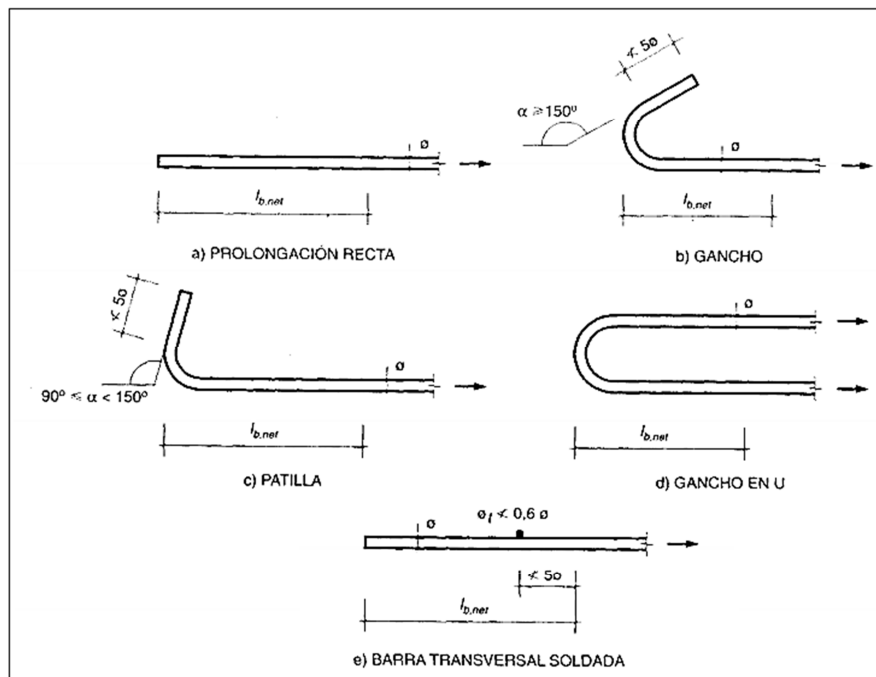
CUADRO 3.25. - POSICIONES DE BARRAS A EFECTOS DE ANCLAJE

<p>Posición I, de buena adherencia: Barras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un Angulo comprendido entre 90° y 45°, y barras que, formando un ángulo menor 45°, están situadas en la mitad inferior de la pieza o a una distancia igual o mayor que 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.</p>
<p>Posición II, de adherencia deficiente: Barras no incluidas en el caso anterior.</p>

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA.

3.4.11.4.2 Ganchos y pastillas normales

FIGURA 3.18. – POSICIONES DE BARRAS A EFECTOS DE ANCLAJE



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA.

3.4.11.4.3 Longitud básica

La longitud básica de anclaje se define para barras corrugadas en prolongación recta y se considera suficiente para anclar una fuerza de valor Asf_{yd} , suponiendo tensión de adherencia constante. La expresión simplificada de la norma viene dada por:

Para posición Tipo I.

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Para posición Tipo II.

$$l_{bl} = m \cdot \phi^2 > \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi$$

Donde: m : coeficiente numérico que depende del tipo de acero y hormigón.

ϕ : diámetro de la barra.

f_{yk} : límite elástico.

3.4.11.4.4 Longitud neta de anclaje

La longitud neta de anclaje se define como:

$$l_{b\text{ neta}} = l_{bl} \cdot \frac{A_s}{A_{s\text{ real}}} \cdot \beta$$

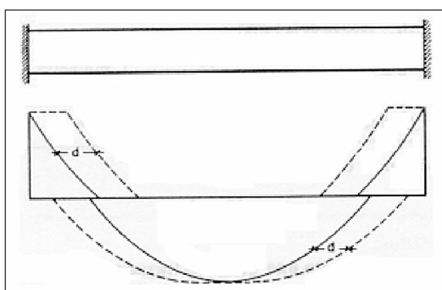
Donde: l_b : longitud básica.

A_s : área necesaria de cálculo.

$A_{s\text{ real}}$: área real.

β : factor reductor que depende del tipo de anclaje.

FIGURA 3.19. – DECALAJE DE LEY DE MOMENTOS



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.12 Estados límite de servicio

Los **estados límite de servicio** se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y dependen de la función que deba cumplir. En estructuras de hormigón armado, los más importantes son los de:

Deformación, caracterizado por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) excesivo en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

Fisuración, caracterizado por el hecho que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión. Se estudia respecto a la sección.

Vibraciones, caracterizado por la producción en la estructura de vibraciones indeseables de una determinada amplitud y frecuencia. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

DETALLES SOBRE LAS COMPROBACIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO,
Véase: ANEXO F - Comprobación estado límite de fisuración y ANEXO G - Comprobación estado límite de deformación.

3.4.13 Definición del tipo ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

CUADRO 3.26 - CLASIFICACIÓN DE AMBIENTES PARA CLASE NORMAL

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones - Elementos de hormigón en masa.	- Interiores de edificios, protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos.	- Sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Tableros y pilas de puentes en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón en cubiertas de edificios.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.	- Construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

3.4.14 Tamaño máximo del árido

Cuanto mayor sea el tamaño del árido, menos agua se necesitará para conseguir la consistencia deseada, ya que la superficie específica de los áridos (superficie que hay

que mojar) será más pequeña. Como consecuencia, podrá reducirse la cantidad de cemento, resultando más económico el hormigón para la misma resistencia.

Conviene, por lo tanto, emplear el mayor tamaño posible de árido, siempre que sea compatible con las exigencias de puesto en obra.

CUADRO 3.27 – VALORES RECOMENDADOS PARA EL TAMAÑO MÁXIMO DEL ÁRIDO

Dimensión mínima de la sección del elemento	Tipo de elemento y tamaño máximo del árido			
	Vigas, pilares y muros armados	Muros sin armar	Losas muy armadas	Losas poco armadas y sin armar
De 5 a 10 cm	De 10 a 20 mm	20 mm	De 15 a 25 mm	De 20 a 40 mm
De 15 a 30 cm	De 20 a 40 mm	40 mm	40 mm	De 40 a 80 mm
De 40 a 80 cm	De 40 a 80 mm	80 mm	De 40 a 80 mm	80 mm
Más de 80 cm	De 40 a 80 mm	160 mm	De 40 a 80 mm	De 80 a 160 mm

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA.

3.4.15 Escaleras

Las escaleras son elementos de comunicación fija entre los distintos niveles de un edificio o lugar. Son estructuras que, según Primiano, se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Según el material con el que están construidas: escaleras de madera, de hierro, de piedra, de mampostería, de hormigón armado, mixtas.
- Según el destino o uso: escaleras principales, secundarias, de servicio, de sótano, etc.
- Según su ubicación en el edificio: escaleras interiores o exteriores.

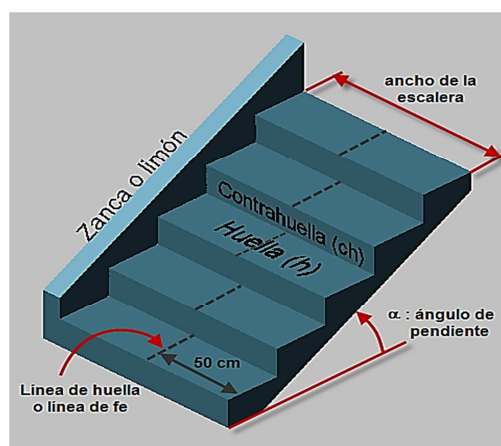
3.4.15.1 Partes de las escaleras

Terminología y conceptos

- *Caja*: emplazamiento o local donde se sitúa la escalera
- *Tramo*: sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- *Descanso*: parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas, también llamada rellano. Cada nivel de piso es descanso principal.
- *Huella*: parte horizontal del escalón.
- *Contrahuella*: parte vertical del escalón.

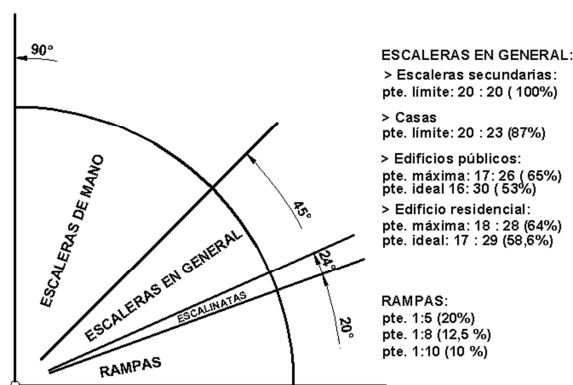
- *Ojo de la escalera*: hueco o vacío central que queda entre los tramos o vuelta de la escalera.
- *Nervio o árbol*: cuando en vez de ojo, hay un tabique o macizo, generalmente estructural.
- *Zanca o limón*: estructura resistente en la cual se apoyan los peldaños o escalones.
- *Baranda*: protección de la escalera que generalmente se sostiene o construye sobre la zanca.
- *Línea de huella o línea de fe*: Línea trazada sobre la proyección horizontal de una escalera, paralela a la proyección horizontal de la zanca, que representa el eje por dónde camina la persona que usa la escalera apoyando su mano en la baranda.

FIGURA 3.20 – PARTES DE LA ESCALERA



FUENTE: MATERIAL DE INTERNET

FIGURA 3.21. – ESPECIFICACIONES DE ESCALERAS

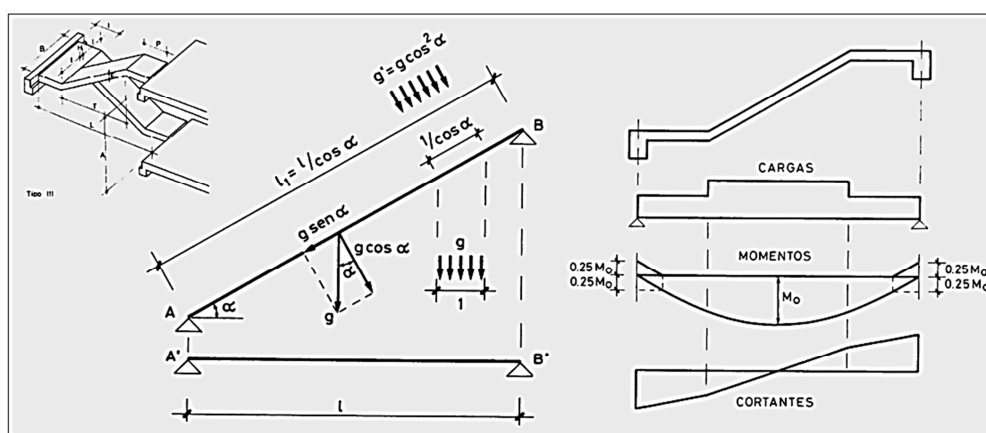


FUENTE: MATERIAL DE INTERNET

3.4.15.2 Esquema estructural

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

FIGURA 3.22. – ESQUEMA ESTRUCTURAL



FUENTE: MATERIAL DE INTERNET

3.4.15.3 Armado de la escalera

- Verificación de armaduras mínimas, tanto mecánica como geométrica, tratando el elemento como losa.
- Armadura longitudinal de positivos, calculada para el momento máximo en centro del vano.
- Armadura longitudinal de negativos, calculada para el 25% del momento máximo positivo.
- Armadura transversal de reparto 25% de la armadura principal.
- Verificación a cortante sin disponer de armadura transversal.

3.5 Estructuras metálicas

3.5.1 Diseño por factores de carga y resistencia LRFD

El método aplicado en el diseño de estructuras metálicas es el LRFD, diseño por factores de carga y resistencia.

El método de factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límites. El diseño por estado límite trata de lograr que las características acción - respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural deja de realizar la función para la cual fue diseñada.

Se propone que la estructura se diseñe con referencia a varios estados límite. Los estados límite más importantes son: resistencia bajo carga máxima, deflexiones y ancho de grietas bajo carga de servicio. En consecuencia la teoría de la resistencia máxima se enfoca para el dimensionamiento de las secciones, utilizando la teoría elástica solamente para asegurar el comportamiento bajo cargas de servicio.

Para revisar la seguridad de una estructura, se debe verificar que la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura en conjunto sea mayor que las acciones que actúan sobre los elementos o sobre la estructura. La resistencia para la seguridad estructural, de acuerdo al LRFD, se divide en factores de carga y factores de reducción de capacidad.

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

Donde resistencia de diseño, es la resistencia que la sección posee, minorada por un factor de reducción de capacidad; resistencia requerida es la solicitación de las cargas actuantes, afectadas por coeficientes de mayoración.

3.5.2 Factores de carga

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento de las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, para que se sumen a una improbable falla.

Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas.

Combinación de solicitaciones en la sección debido a las cargas de servicio del código, multiplicadas por factores de carga.

La LRFD establece la siguiente nomenclatura para cargas o solicitaciones:

D = cargas permanentes.

L = sobrecargas.

U = resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = carga de viento.

Las combinaciones de estados de carga pueden adoptar las siguientes formas simplificadas:

Si se tiene solo carga permanente (D) y sobrecarga (L).

$$U = 1.4D \quad ; \quad U = 1.2D + 1.6L$$

Si se tiene solamente carga permanente (D), sobrecarga (L) y viento (W).

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W \quad ; \quad U = 1.2D + 1.6L + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

3.5.3 Factores de reducción de capacidad

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, mano de obra y en las dimensiones. En las vigas se considera el más alto valor de ϕ debido a que están diseñadas a fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero a tracción. En las columnas tienen el valor más bajo de ϕ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico: adicionalmente la falla de una columna puede significar el desplome de toda la estructura y es difícil realizar la reparación.

La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

La resistencia nominal es la resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Los factores de reducción de la resistencia ϕ :

- En secciones controladas por tracción $\phi=0.90$.
- Secciones controladas por compresión: elementos con armadura zunchada $\phi=0.70$; otros elementos armados $\phi=0.65$.
- Corte y torsión $\phi=0.75$.
- Aplastamiento del hormigón (excepto p/zonas anclaje postesado) $\phi=0.65$.
- Zonas de anclaje de postesado $\phi=0.85$.
- Modelos de bielas $\phi=0.75$.
- Flexión sin carga axial en elementos pretensados con longitud embebida del cordón menor que la longitud de anclaje $\phi=0.75$.
- Para hormigón estructural simple $\phi=0.55$.

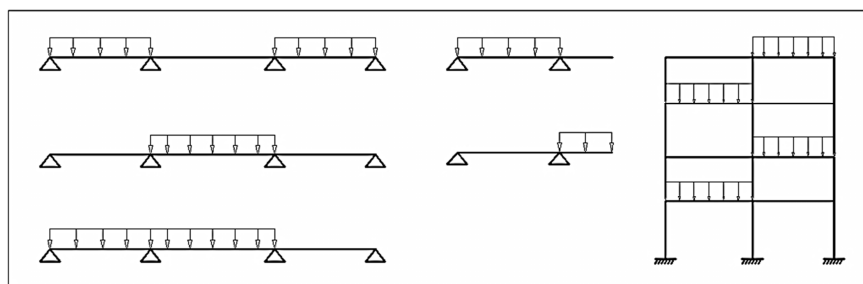
DETALLES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS METÁLICOS,

Véase: ANEXO E.1. Análisis y diseño cubierta metálica.

3.6 Alternancia de sobrecargas.

La alternancia de la carga viva o sobrecarga, da como resultado un patrón de cargas dando lugar a los resultados más críticos (fuerzas, momentos, deflexiones, etc.) en el elemento o sección que se estudia. Se deberá considerar la intensidad total de la sobrecarga o carga viva, aplicada solo a una parte de una estructura o miembro, si produce un efecto más desfavorable que la misma intensidad aplicada a todo el miembro o estructura. Por lo tanto, en muchos casos, se debe investigar para un miembro estructural determinado, las diversas posiciones de la sobrecarga o carga viva para que no se pase inadvertido algún potencial modo de falla.

FIGURA 3.23. – ALTERNANCIA DE CARGAS



FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

Cuando la sobrecarga no es importante (del orden del 20% de la carga total) podemos prescindir de la hipótesis de alternancia.

3.7 Vida útil de las estructuras

Se entiende por vida útil de una estructura el periodo de tiempo, a partir de la finalización de su ejecución, durante el que debe mantener los requisitos de seguridad y funcionalidad de proyecto y un aspecto estético aceptable. Durante ese periodo requerirá una conservación de acuerdo con el plan de mantenimiento que se establezca para el efecto.

La vida útil nominal depende del tipo de estructura y debe ser fijada por la Propiedad previamente al inicio del proyecto. En ningún caso su valor será inferior a lo indicado en las Reglamentaciones aplicables o, en su defecto, al dado en la siguiente tabla.

CUADRO 3.28. - VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS

TIPO DE ESTRUCTURA	VIDA ÚTIL NOMINAL
Estructuras de carácter temporal	Entre 3 y 10 años
Elementos estructurales reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios públicos, de salud y de educación	75 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

FUENTE: HORMIGÓN ARMADO, JIMENES MONTOYA

CAPÍTULO IV
INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPITULO IV – INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1 Características de la estructura

El presente proyecto comprende el diseño estructural de un edificio central, un escenario y un tanque elevado, además de otros módulos complementarios que solo tendrán incidencia en la elaboración del presupuesto general. A continuación se hará una descripción técnica de los módulos.

El edificio central, será utilizado como un edificio público que brindara diferentes servicios, por lo que se tomó en cuenta la explotación de uso en el diseño, comprende dos niveles planta baja y planta alta, también contará, en la parte posterior, con un escenario y graderías.

Estas estructuras estan interconectas con tres escaleras, una interior que conectará la planta baja con la planta alta y dos exteriores que conectaran el escenario, la planta alta y los patios.

La planta baja, dispondrá de un salón comedor, una sala completa para la preparación de alimentos y atención, una batería de baños, un depósito, un dormitorio y un camarín.

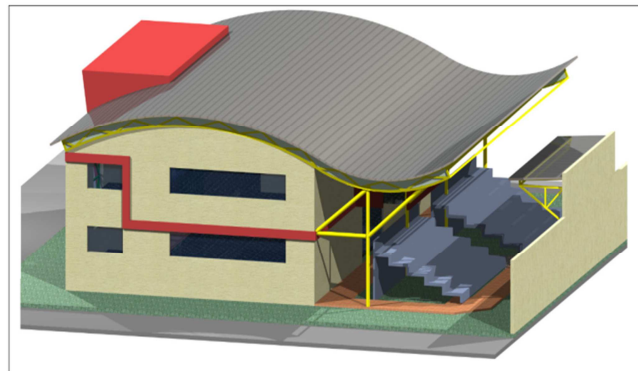
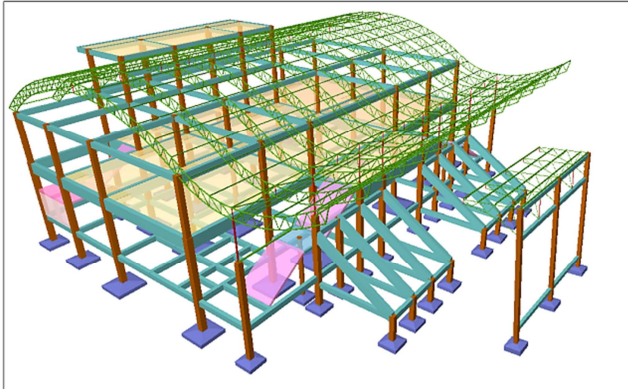
La planta alta dispondrá de tres oficinas, una sala de reuniones, una secretaría, una dirección, una sala de archivos, un hall de espera y una batería de baños.

En la parte posterior del edificio central estarán ubicados un escenario y graderías, éstas tendrán capacidad para 100 personas, en cuanto el escenario tendrá un metro de desnivel para una mejor apreciación de los eventos y/o reuniones y tendrá una cubierta metálica.

El tanque elevado tendrá una estructura de sustentación de hormigón armado con una altura de 7.50 metros y dos tanque plásticos con capacidad total de 1000 litros, protegidos por una pequeña estructura metálica.

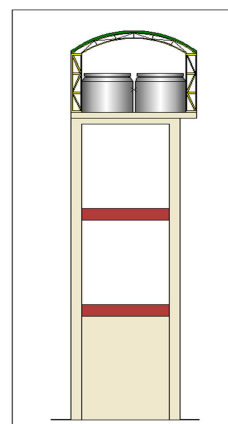
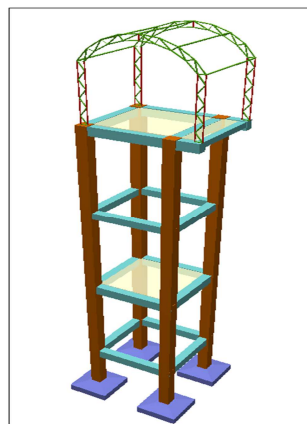
El cerrado perimetral será de mampostería combinada con rejas metálicas, contará con tres ingresos: dos en la parte frontal que da a la Av. Circunvalación y uno lateral que da a la calle Independencia.

FIGURA 4.1. - MODELACIÓN EDIFICIO CENTRAL Y ESCENARIO



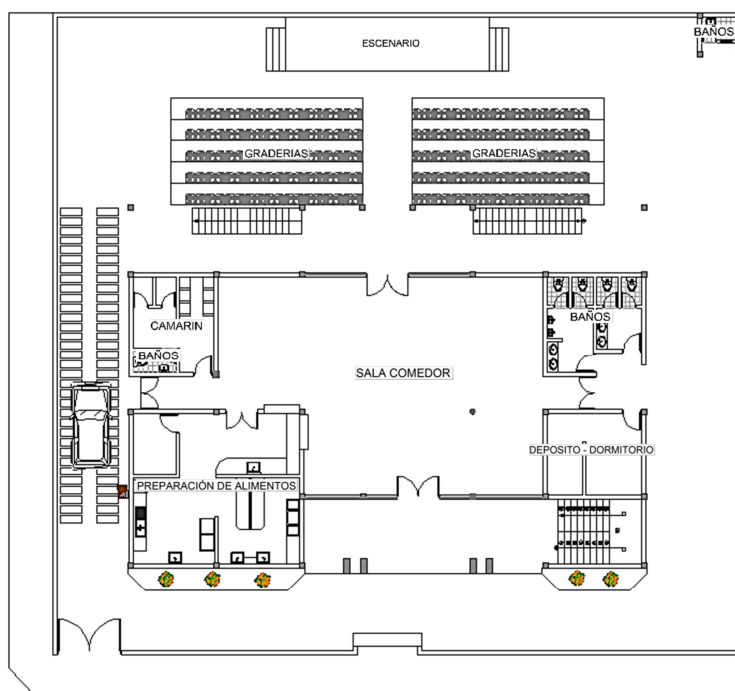
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA 4.2. - MODELACIÓN TANQUE ELEVADO



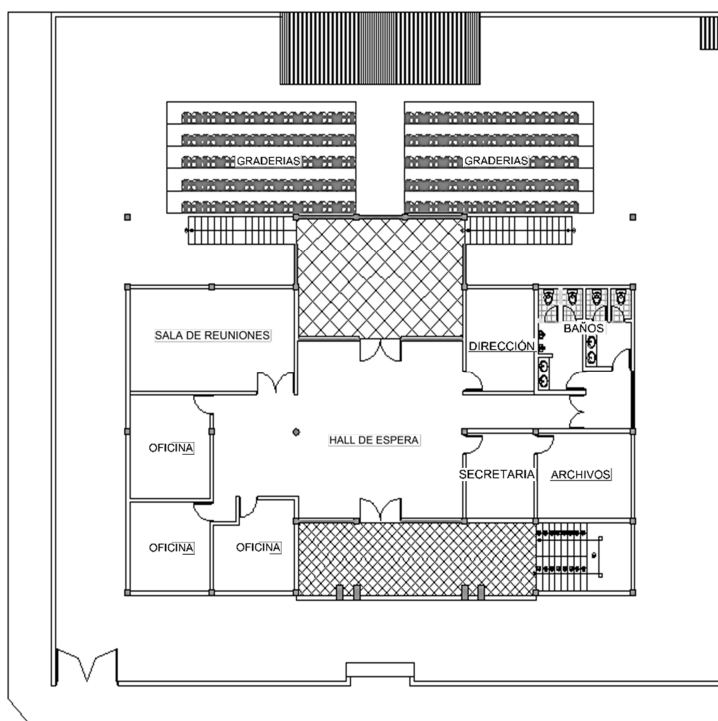
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA 4.3. - VISTA EN PLANTA GENERAL, PLANTA BAJA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA 4.4. - VISTA EN PLANTA GENERAL, PLANTA ALTA



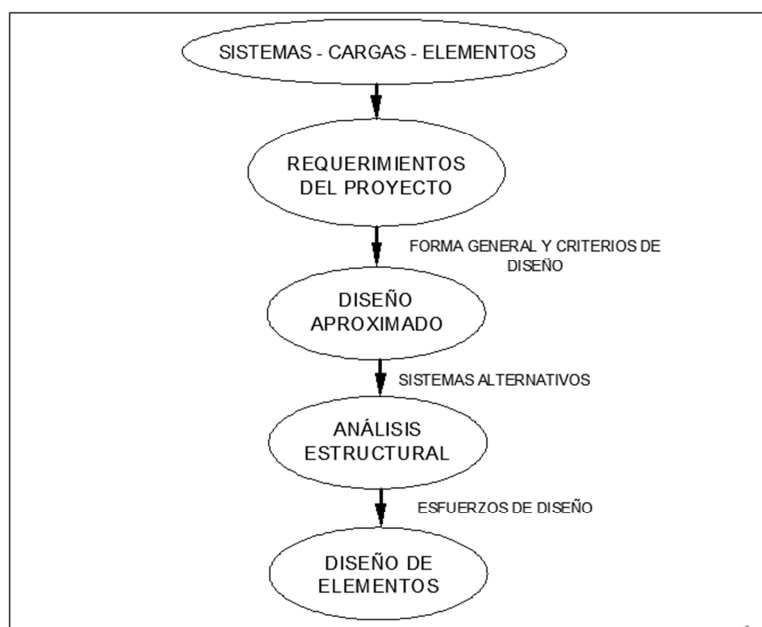
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.2 Concepción estructural

La estructuración consiste en la adecuada distribución de los elementos estructurales, llámense columnas, escaleras, vigas o losas, para que conformen la estructura del edificio, de modo tal que éste pueda resistir las solicitaciones de peso u otros, de la manera más adecuada, teniendo en cuenta la economía en su construcción, su estética, la funcionalidad y, lo más importante, la seguridad de la estructura.

Para elaborar apropiadamente el proyecto, se utilizó un método de aproximación sistemática, el cual se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 4.5. - ESQUEMA ESTRUCTURAL



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

De todo este largo proceso iterativo, en el que se probaron varios modelos, se obtuvo uno tridimensional matemático, que representa el modelo físico del proyecto.

Este modelo se utilizará para predecir analíticamente la respuesta de la estructura. En el ANEXO L. Planos, se encuentran los planos detallados de cada uno de los elementos analizados.

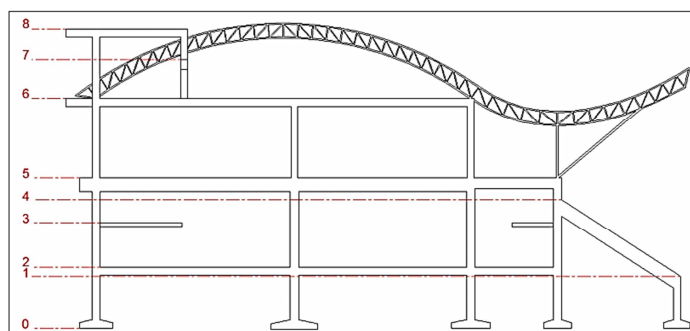
A continuación se muestran los detalles de los niveles establecidos.

TABLA 4.1. - DETALLE DE NIVELES EDIFICIO CENTRAL

N°	Nivel	Altura (m)	Cota (m)
8	Fachada	0,90	9,04
7	Apoyo intermedio cubierta metalica	1,60	8,14
6	Encadenado (Planta Alta)	2,90	6,54
5	Losa casetonada (Planta Baja)	0,84	3,64
4	Final graderias	0,78	2,80
3	Apoyo intermedio escaleras	1,62	2,02
2	Sobercimientos	0,40	0,40
1	Inicio Graderias	1,50	0,00
0	Cimentación	-----	-1,50

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA 4.6. - CORTE TRANSVERSAL DEL EDIFICIO CENTRAL

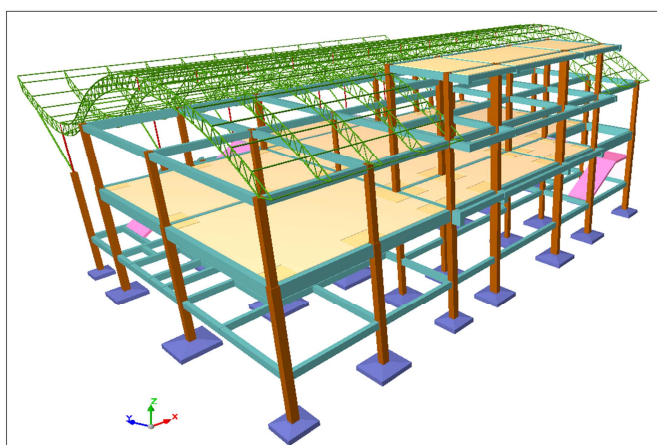


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.3 Sistema de ejes globales

El sistema de ejes globales establecidos para las estructuras son los siguientes, coordenadas X (Longitud frontal), Y (Longitud lateral) y Z (Altura).

FIGURA 4.7. - SISTEMA DE EJES GLOBALES



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.4 Sistema de unidades

De acuerdo a lo establecido en la norma CBH-87, se adoptaron las unidades del Sistema Internacional, a continuación se muestran las unidades más relevantes:

TABLA 4.2. – SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES

Cantidad	Unidad	Cantidad	Unidad
Longitud	m	Modulo de elasticidad	N/mm ²
Dimensiones de la sección	mm	Pesos unitarios	KN/m ³
Área de refuerzo de acero	mm ²	Resistencias de materiales	MPa
Deflexiones	mm	Cargas puntuales	KN
Esfuerzos axiales	KN	Cargas lineales	KN/m
Esfuerzos cortantes	KN	Cargas superficiales	KN/m ²
Momentos	KN.m	Momento de inercia	mm ⁴

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.5 Estudio geotécnico.

Para el correcto conocimiento, tanto en la configuración geológica, como en la distribución de los suelos y dispersión de los diferentes parámetros geotécnicos, se han realizado dos (2) sondeos de exploración geotécnica.

Las observaciones realizadas In situ, índices de penetraciones obtenidas con el penetrómetro estandarizado S.P.T. y el análisis de laboratorio de mecánica de suelos, se evidencia que los suelos existentes son sedimentos aluviales, de la edad geológica Cuaternaria, correspondiente a la llanura Chaco – Beniana.

El estudio geotécnico recomienda, como profundidad mínima de exploración, 1.50 metros, siendo 0.50 metros de limpieza de materia orgánica y 1.00 metros de estrato analizado.

De acuerdo a esta recomendación, la Fosa (1) tiene una profundidad de 2.00 metros, 0.50 metros por debajo de la profundidad mínima, encontrando un estrato homogéneo a lo largo de la excavación, presentando características particulares, siendo un suelo CL Arcilla inorgánica con una resistencia de 1.05 Kg/cm², de consistencia media y coloración café claro. La Fosa (2) tiene una profundidad de 1.50 metros, ya que a

dicha profundidad presenta características similares a la Fosa (1), con la diferencia de ser un suelo de consolidación firme y con resistencia de 1.35 Kg/cm².

Dada la experiencia del técnico encargado de realizar el estudio, el área urbana del municipio de Caraparí presenta suelos con resistencias por debajo de 1.00 Kg/cm²; considerando esta característica de la zona de emplazamiento, las resistencias obtenidas en dichas profundidades, las características de la estructura y las solicitaciones a las que están sometidas las cimentaciones, no es imprescindible profundizar más del mínimo recomendado para las fosas de exploración, con el objeto de obtener un suelo de consolidación firme o duro de alta resistencia.

TABLA 4.3. - RESUMEN DE RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

FOSA	PROFUNDIDAD [m]	TIPO DE SUELOS [UNIFICADA]		ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	TENSION ADMISIBLE [Kg/cm ²]
1	2,00	CL	Arcilla inorganica de baja a mediana plasticidad color café claro.	15	1,05
2	1,50	CL	Arcilla inorganica de baja a mediana plasticidad.	15	1,35

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

De acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio, se determinó como profundidad de fundación de diseño 1.50 metros y como tensión admisible de diseño 1.00 Kg/cm².

Véase: ANEXO B. Estudio geotécnico.

4.6 Estudio topográfico.

De acuerdo a lo especificado en el capítulo anterior, se ha realizado el estudio topográfico con equipo de alta precisión Estación Total Sokkia y equipo de orientación GPS Garmin.

El estudio dio como resultad una nube de puntos que consta de 36 puntos y dos BM,s los cuales fueron suficientes para realizar la delimitación y la medición del terreno de emplazamiento ya que la superficie del mismo es relativamente plana.

TABLA 4.4. - RESUMEN DE RESULTADOS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO

CARACTERÍSTICA	PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
Punto mas bajo	3	7585964,12	422739,32	823,898
Punto mas alto	38	7586054,07	422729,97	825,400
BM1	1	7586050,88	422733,90	825,344
BM2	2	7585997,84	422694,94	824,686

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Véase: ANEXO C. Estudio topográfico.

4.7 Análisis estructural

El análisis estructural del edificio consiste en estudiar el probable comportamiento del edificio a medida que sus elementos principales reciban acciones, ya sean de gravedad por el peso propio del edificio o las acciones del viento, entre otras.

Este análisis se hace de acuerdo a la norma Boliviana CBH-87, la cual define los parámetros y criterios de análisis a tomar en cuenta, dependiendo de las características y condiciones de la estructura.

Para poder realizar dicho análisis se ha hecho uso del programa computacional Cypecad, mediante un cálculo espacial en tres dimensiones, el cual, basándose en un sistema de análisis por métodos matriciales de rigidez sobre un modelo estructural, calculará de manera inmediata los esfuerzos que se producen en ella por la aplicación de las diferentes acciones.

4.8 Elementos de hormigón armado

4.8.1 Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación se establecen las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el diseño de los elementos estructurales.

Hormigón.

- Resistencia característica f_{ck} 21 MPa.
- Módulo de elasticidad E_c 29300 N/mm².

Acero de refuerzo.

- Resistencia característica f_{yk} 420 MPa.
- Módulo de elasticidad E_s 210000 N/mm².

Peso específico del hormigón armado $\gamma_{H.A.}$ 25 KN/m³.

Recubrimientos en elementos: Zapatas 50.00 mm.
 Columnas y Vigas 25.00 mm.
 Nervios de losa casetonada 15.00 mm.

Tamaño máximo del agregado: Zapatas $D = 40.00$ mm.
 Columnas y Vigas $D = 30.00$ mm.
 Losa casetonada $D = 20.00$ mm.

4.8.2 Norma de diseño

En todo el análisis y diseño de elementos de hormigón armado se empleó la *Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87*.

4.8.3 Coeficientes de ponderación

De acuerdo a lo establecido por la Norma Boliviana CBH-87, los coeficientes de ponderación, para CONTROL NORMAL, son los siguientes:

Coeficientes de minoración de resistencia.

- Acero de refuerzo γ_s 1.15
- Hormigón γ_c 1.50

Coeficientes de ponderación de las acciones

Acción favorable.

- Permanente γ_g 0.90
- Variable γ_q 0.00

Acción desfavorable.

- Permanente γ_g 1.60
- Variable γ_q 1.60

4.8.4 Definición de acciones de diseño

Además de las acciones originadas por el peso propio de la estructura, se consideran las acciones permanentes debidas a mampostería, barandas y acabados; como así también las acciones variables debidas a explotación o uso, de montaje o mantenimiento y de viento o granizo. Las acciones de diseño se especifican en el *ANEXO D. Análisis de cargas*.

4.8.5 Hipótesis de cargas

Las combinaciones de acciones a considerar de acuerdo a la CBH-87, se indican a continuación:

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

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

Donde: G: Valor característico de las acciones permanentes.

Q: Valor característico de las acciones variables.

W: Valor característico de las acciones del viento.

γ_{fg} : Coeficiente de ponderación de acciones permanentes.

γ_{fq} : Coeficiente de ponderación de acciones variables.

4.8.6 Losa casetonada

En el presente proyecto los entresijos del edificio central serán de losas casetonadas, conocidas también como losas reticulares. Este tipo de entresijos se va volviendo cada vez más popular, sobre todo en edificios y/o colegios.

Se ha optado por este tipo de losas por las grandes luces a ser cubiertas que llegan de hasta ocho metros de longitud, por otra parte, será un edificio de uso público donde se presentarán cargas elevadas, cargas de alto tráfico peatonal, situación que origina una acción permanente de carga y descarga de la estructura; frente a estas condiciones, las losas casetonadas ofrecen un mejor comportamiento estructural ante las sollicitaciones de orden estático y dinámico.

Se han empleado losas reticulares con complementos de poliestireno perdidos, nervios paralelos a los bordes armados en dos direcciones ortogonales y ábacos con el fin de controlar el punzonamiento entre columnas y losas.

Los esfuerzos de diseño son los de momentos flectores y cortantes, son representados por isovalores.

El dimensionamiento de la losa casetonada está reducido al cálculo estructural de los nervios en los estados límite últimos.

No se ha realizado la comprobación de los estados límite de servicio, ya que el peralte de la losa fue determinado por la relación de la luz libre establecida por la norma española que garantiza las deformaciones, la economía y la flecha del elemento. Véase: ANEXO E.2. *Análisis y diseño estructural “Losa casetonada”*.

4.8.7 Losa alivianada

Se han aplicado losas alivianadas para cubrir la fachada del edificio central, las graderías y la estructura del tanque elevado. Las losas alivianadas son de espesor 15.00 cm, con viguetas de hormigón armado prefabricado, complementos de plastoform, carpeta de compresión de espesor 3.00 cm y armadura de reparto $\phi 6c/25$.

Las losas alivianadas utilizadas han sido verificadas dimensionalmente en los estado límite últimos, en sección simple considerando solo la vigueta de hormigón armado en etapa de construcción y en sección compuesta con la carpeta de compresión. Véase: ANEXO E.7. *Análisis y diseño estructural “Losa alivianada”*.

4.8.8 Vigas y columnas

Las vigas y columnas han sido planteadas para garantizar una respuesta adecuada del edificio ante las solicitaciones de orden estático y dinámico.

Considerando las cargas permanentes, sobrecargas, cargas de viento, cargas de losas, escaleras, muros y todos los elementos del edificio, se ha realizado el

predimensionamiento de las vigas y columnas en función de las luces de cálculo entre columnas y alturas de los entresijos.

El cálculo de las armaduras de los elementos viga y columnas de hormigón armado, se ha realizado por medio de las envolventes de diseño correspondientes a la serie de combinaciones de carga, es decir, envolventes de momentos flectores, corte y axiales resultantes del análisis estructural proporcionados por el software Cypecad.

Se ha dispuesto de columnas cuadradas y circulares, las cuales se han diseñado como columnas intraslacionales aisladas, cumpliendo con las verificaciones de esbeltez y aplicando el método correspondiente, de acuerdo a sus características. *Véase: ANEXO E.4. Análisis y diseño estructural "Columnas de hormigón armado".*

Las vigas son de tipo peraltadas descolgadas y han sido dimensionadas bajo esfuerzos normales, esfuerzos tangenciales y comprobados en estado último de agotamiento. *Véase: ANEXO E.3. Análisis y diseño estructural "Vigas de hormigón armado".*

4.8.9 Cimentación

Las cimentaciones están constituidas por zapatas superficiales aisladas rígidas de geometría piramidal, las cuales se emplean en situaciones donde el terreno alcanza a cotas poco profundas la resistencia adecuada en relación a las cargas a transmitir.

Para el diseño de las zapatas, las acciones de dimensionamiento utilizadas son las provenientes del previo análisis estructural de la estructura.

Las acciones consideradas, en el cálculo de las zapatas, son los esfuerzos (axiales, momentos y cortantes) que se le transmiten desde la estructura, además del peso propio y el peso de rellenos situados sobre las mismas.

Para establecer las dimensiones de la zapata y las comprobaciones de las tensiones del terreno se utilizarán los efectos provenientes de las combinaciones pésimas transmitidas por la estructura con sus valores característicos, el peso de la zapata y el terreno que gravita sobre él.

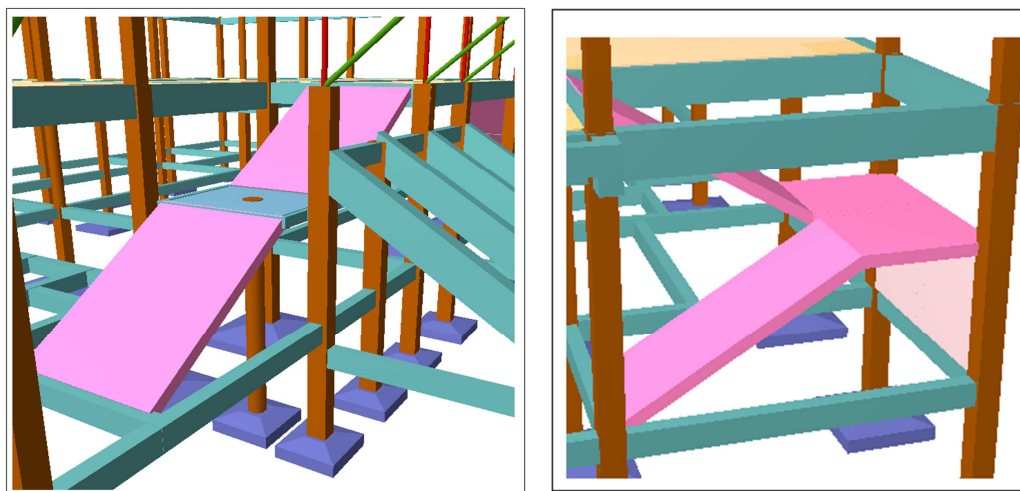
Para la comprobación de los estados límite últimos, se consideran los efectos de las tensiones de terreno, obtenidos para los esfuerzos transmitidos por la estructura bajo condiciones pésimas mayoradas y la mayor acción mayorada del peso propio de la zapata y del terreno.

La metodología de cálculo será aplicada de acuerdo a la clasificación de la zapata, es decir, si se trata de zapatas rígidas se utilizara el método de Bielas y tirantes, en cambio, si se tratara de una zapata flexible se utilizara el método de Teoría general de flexión. Véase: ANEXO E.5. Análisis y diseño estructural “Zapatas de hormigón armado”.

4.8.10 Escaleras y Rampa para personas con discapacidad

Se han analizado dos tipos de escaleras, una interior con apoyo intermedio de muro de hormigón armado y la segunda exterior continua con apoyo intermedio formado por un pilar de hormigón armado, como se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 4.8. – TIPOS DE ESCALERAS



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

El predimensionamiento fue realizado en función a las características de la estructura como altura a ser salvada y distancia horizontal entre apoyos. Para determinar las dimensiones de los componentes de la escalera se utilizaron los conceptos y criterios del libro “El arte de proyectar” de Neufert. ANEXO E.6. Análisis y diseño estructural “Escaleras de hormigón armado”.

La rampa para personas con discapacidad se la ha predimensionado obedeciendo la norma IMSS Normas para la accesibilidad de las personas con discapacidad, donde establece una pendiente máxima del 12 % y un ancho mínimo de carril de 0.90 metros.

De acuerdo a estas especificaciones se ha determinado implementar una rampa de hormigón armado de doble carril para personas con discapacidad con un ancho de 1.80 metros y una longitud de 40.10 metros, cumpliendo con la pendiente máxima y ancho mínimo, por otra parte cuenta con 6 descansos a lo largo de toda la rampa, Véase la siguiente figura.

FIGURA 4.9. – RAMPA PARA PERSONAS CON DISCAPACIDAD



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.8.11 Tanque elevado

Se dispuso de un tanque elevado de almacenamiento de agua, el cual cuenta con una altura de 7.60 metros. El sistema de almacenamiento cuenta con dos tanques de almacenamiento plástico Duralit con capacidad de 500.00 litros cada uno haciendo un total de 1000.00 litros, los cuales están apoyados sobre una estructura aporricada de hormigón armado que cuenta con tres niveles separados con vigas de arriostre, así mismo, los tanques están protegidos con una estructura metálica aislada. ANEXO L. Planos.

4.8.12 Comprobación de secciones

La finalidad de todo cálculo estructural es comprobar que se mantiene, por debajo de un valor determinado la probabilidad de que la estructura alcance un límite, dentro del plazo previsto para su vida útil.

Por esto se ha realizado el análisis de los estados últimos de servicio para determinar las deformaciones y fisuras, dentro de cada uno de los elementos estructurales, y que los mismos estén dentro de los parámetros establecidos por la norma aplicada. Véase: ANEXO F. Comprobación estado límite de fisuración; ANEXO G. Comprobación estado límite de deformación.

4.9 Estructuras metálicas

4.9.1 Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación, se establecen las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el diseño de los elementos estructurales.

Perfiles láminas y conformados en frío A36.

- Límite elástico del acero F_y 250.00 MPa.
- Módulo de elasticidad E_s 203000.00 MPa.

4.9.2 Norma de diseño

Los elementos de acero laminado serán diseñados con la *Norma AISC LRFD 86* y para los elementos de acero conformado en frío se empleara la *Norma AISI S100-2007 (LRFD)*.

4.9.3 Factores de reducción de capacidad de carga.

De acuerdo a la normativa, a continuación se muestran los factores de reducción de capacidad aplicados en el diseño.

Para elementos de acero laminado *AISC LRFD 86*.

Elementos sometidos a tracción.

0,90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base, fluencia de la sección total de miembros a tensión.
-------------	--

Elementos sometidos a compresión.

0,85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
-------------	---

Para elementos de acero conformados en frío *AISI S100-2007 (LRFD)*.

ϕ_b	0,95	<i>Secciones rigidizadas</i>
	0,90	<i>Secciones no rigidizadas</i>

4.9.4 Factores de carga y combinaciones de carga

Las combinaciones de acciones a considerar, de acuerdo a las respectivas normas se indican a continuación:

Para elementos de acero laminado *AISC LRFD 86*.

$$\begin{aligned}
 U &= 1,4 * G \\
 U &= 1,2 * G \\
 U &= 1,2 * G + 1,6 \\
 U &= 1,2 * G + 1,3 \\
 U &= 1,2 * G + 0,5 * Q + 1,3 \\
 U &= 0,9 * G + 1,3
 \end{aligned}$$

Para elementos de acero conformados en frío *AISI S100-2007 (LRFD)*.

$$\begin{aligned}
 U &= 1,4 * G \\
 U &= 1,2 * G + 0,5 * Q \\
 U &= 1,2 * G + 0,8 * V \\
 U &= 1,2 * G + 1,6 * Q \\
 U &= 1,2 * G + 1,6 * V \\
 U &= 1,2 * G + 0,5 * Q + 1,6 \\
 U &= 0,9 * G \\
 U &= 0,9 * G + 1,6 * V
 \end{aligned}$$

Donde: G: Valor característico de las acciones permanentes.

Q: Valor característico de las acciones variables.

V: Valor característico de las acciones del viento.

4.9.5 Cubierta metálica cóncava convexa

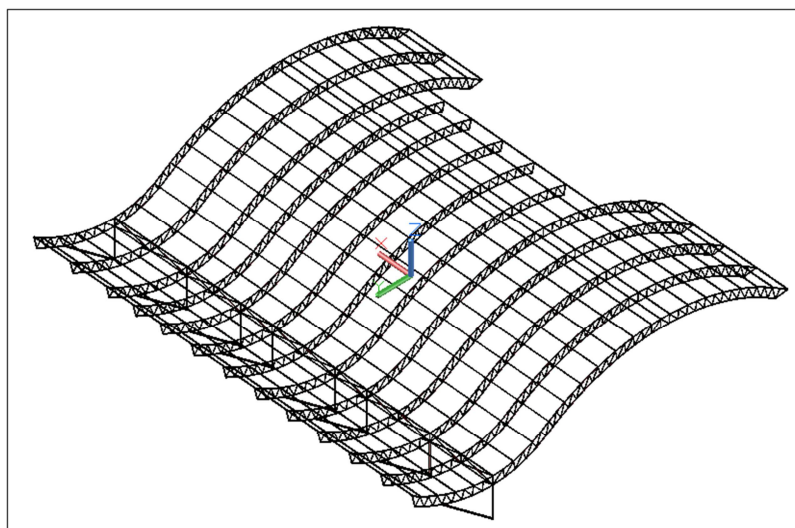
La cubierta metálica se ha diseñado con cerchas compuestas de perfiles de acero laminado “tubos circulares” y correas de perfiles tipo C de acero conformado en frío.

La cubierta metálica cóncava convexa consta de 13 cerchas con espaciamiento comprendido entre 1.70 a 2.30 metros, las cerchas tienen un sistema de celosía tipo Howe empleadas para luces moderadas, con cordones superior e inferior paralelos, montantes perpendiculares a los cordones principales y montantes inclinados. La separación de los cordones principales es de 0.50 metros, entre montantes perpendiculares a los cordones principales es de 0.57 metros y por último las correas son espaciadas, cada montante perpendicular por medio aprox. 1.08 metros.

La cubierta cuenta con tres sistemas de apoyo, dos ubicados sobre las vigas de hormigón armado y otra sobre columnas de hormigón armado, a su vez cuenta con un sistema de arriostre que garantiza la rigidez de la estructura.

En la parte convexa de la estructura cuenta con tres compuertas metálicas con policarbonato, garantizando el buen mantenimiento rutinario de suciedad depositada, apertura de compuertas en lluvias o granizo en exceso y que a su vez funciona como tragaluz.

FIGURA 4.9. – CUBIERTA METÁLICA



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

4.10 Especificaciones técnicas

Se desarrollaron las especificaciones técnicas de cada ítem en particular, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además se deben cumplir los controles de calidad respectivos para la aplicación de los materiales en la materialización del proyecto. *Véase: ANEXO J. Especificaciones técnicas.*

4.11 Precios unitarios

Los precios unitarios han sido desarrollados utilizando precios de mano de obra y materiales actuales, dando cumplimiento a las normativas vigentes de las leyes sociales y tributarias.

A continuación se detallan los componentes de los precios unitarios:

1 Materiales.

2 Mano de obra.

Cargas sociales (67.00% de subtotal mano de obra).

Impuestos IVA (14.94% del subtotal mano de obra + cargas sociales).

3 Equipo maquinaria y herramientas.

Herramientas menores (5.00% de total mano de obra).

4 Gastos generales y administrativos.

Gastos generales (10% de 1+2+3).

5 Utilidad.

Utilidad (10.00% de 1+2+3+4).

6 Impuestos.

Impuestos IT (3.09% de 1+2+3+4+5).

7 Total precio unitario.

(Suma 1+2+3+4+5+6).

Véase: ANEXO H.2. Precios unitarios.

4.12 Presupuesto

A continuación se presenta un resumen del presupuesto general por módulos en Bs.

Nº	Descripción	Parcial
>	M01 - OBRAS PRELIMINARES	5.999,97
>	M02 - EDIFICIO CENTRAL - ES CENARIO - TANQUE ELEVADO	2.974.447,29
>	M03 - CERRADO PERIMETRAL	295.410,87
>	M04 - OBRAS COMPLEMENTARIAS	46.301,44
		3.322.159,57
Son: Tres Millon(es) Trescientos Veintidos Mil Ciento Cincuenta y Nueve con 57/100 Bolivianos		

Véase: ANEXO H.3. Presupuesto general.

4.13 Plazo de ejecución

Según el cronograma y planeamiento de cada uno de los módulos componentes del proyecto se estimó un tiempo de ejecución de obra de 300 días calendario.

Véase: ANEXO I. Cronograma de ejecución.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Habiéndose finalizado el diseño y análisis del proyecto concluido por la Norma Boliviana CBH-87 y Normas LRFD para elementos metálicos se ha llegado a las siguientes conclusiones.

- El estudio geotécnico es primordial para el planteamiento de alternativas en cuanto a cimentaciones con el fin de obtener una adecuada respuesta estructural, considerando la seguridad y la economía de la estructura.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final, sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos, de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos y el análisis de los efectos.
- La distribución y el uso de los ambientes definidos por la arquitectura hacen que este edificio no contenga simetría en ninguna dirección, impidiendo una adecuada distribución de columnas, generando mayores esfuerzos que exigen mayor sección en los elementos, incrementando el peso propio de la estructura.
- En el diseño de cimentaciones se utilizaron zapatas aisladas Tipo I “Rígidas” con geometría piramidal, ya que debido a los esfuerzos a los que están sometidas requieren de peralte considerable y al ser piramidales se disminuyó un gran volumen de hormigón.
- Durante el análisis estructural de las columnas se pudo observar que la sollicitación predominante es el esfuerzo normal ante los momentos flectores y

esfuerzos cortantes, por lo que no son relevantes las comprobaciones de estabilidad.

- Para el diseño de vigas de hormigón armado, el dominio de deformación, tres es la mejor situación, ya que los dos materiales son aprovechados al máximo y se rompen simultáneamente, antes de la ruptura frágil. Las vigas más solicitadas fueron verificadas en estado de servicio, tanto en fisuración así como en deformación, cumpliendo con las limitaciones establecidas en la normativa.
- De acuerdo a los requisitos dimensionales de la estructura y al tipo de uso a la cual está dirigida, se dispuso que el entrepiso de la segunda planta sea compuesto por losas casetonadas bidireccionales, ya que frente a estos tipos de condiciones ofrecen mejor comportamiento estructural.
- Se pudo observar que a medida que aumenta la luz de cálculo entre columnas, las losas casetonadas requieren más armadura de refuerzo, por lo que se debe disminuir la separación entre nervios; por otra parte, también se podría aumentar el peralte total de la losa, lo que no sería conveniente, ya que el aumento de su peso propio sería mayor que en la primera alternativa.
- Las losas alivianadas han sido analizadas a flexión y corte, en sección simple (solo viguetas) y en sección compuesta (Viguetas más carpeta de compresión). Este análisis, en estado límite último, se lo realizó con el fin de garantizar el buen funcionamiento de las losas, ante las solicitaciones a las que están sometidas.
- En el diseño de cubiertas metálicas la separación entre cerchas es fundamental, ya que una excesiva separación genera mayores esfuerzos internos dentro de los elementos componentes de las cerchas exigiendo mayor sección de los elementos, haciendo a la estructura más robusta, antiestética y de gran peso propio.

- En el predimensionamiento de la cubierta parabólica se debe considerar el comportamiento del tipo del material a ser utilizado, ya que al tener una curvatura demasiado pronunciada se producirían importantes inconvenientes en la construcción, más específicamente durante el techado de la misma.
- Debido a que las soldaduras son utilizadas como medio de unión en la cubierta metálica, es sumamente importante que el acero empleado tenga características adecuadas de soldabilidad y que la soldadura sea correctamente seleccionada.
- En el diseño estructural no se hizo hincapié en un análisis minucioso con respecto a la estabilidad horizontal de la estructura en su conjunto, ya que la estructura se define como intraslacional por tener menos de 15 pisos y contar con un desplazamiento menor al permitido por la norma. Esto facilita el análisis de las columnas, las cuales fueron analizadas como columnas o soportes intraslacionales aislados.
- Una estructura no se puede modelar o idealizar en su totalidad de acuerdo a su complejidad, por lo que es necesario definir apoyos o conexiones de los elementos estructurales que se asimilen en lo posible al comportamiento real de la edificación.
- Conocer el método constructivo de los materiales ayudará a comprender el análisis y el comportamiento del elemento analizado.

5.2 Recomendaciones

- Para realizar el cálculo estructural se deben tener en cuenta los tres aspectos básicos y fundamentales para tener un procedimiento adecuado que son el análisis estructural, el análisis de fuerzas internas y el diseño estructural.

- Realizar diferentes modelos estructurales de manera iterativa, hasta poder alcanzar el diseño estructural más eficiente, de acuerdo a las condiciones y recomendaciones previamente establecidas.
- Se recomienda disponer de una gran variedad de bibliografía, ya que cada libro plasma los conocimientos y criterios del autor ayudando a plantear mejores alternativas en el diseño.
- La utilización de computadoras de última generación y software actualizados ofrece una mayor eficiencia, por lo que se recomienda su empleo para obtener resultados con mayor exactitud y rapidez.