

1. ANTECEDENTES

En el presente trabajo se detalla las razones para la realización del diseño estructural del Centro de Salud en la comunidad de Tomatas Grande 15 de Abril de la provincia Méndez.

Las instituciones y personas involucradas con el proyecto, son el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo, la Universidad Juan Misael Saracho y el universitario José Luis Quispe García.

La propuesta de proyecto de ingeniería contempla el diseño estructural de sustentación de un Centro de Salud en la comunidad de Tomatas Grande 15 de Abril en la provincia Méndez del departamento de Tarija, que consta de dos plantas y tiene una estructura continua.

En la actualidad la comunidad de Tomatas Grande 15 de Abril no cuenta con un centro de salud. Es así que, debido a la escasa prestación de este servicio básico de salud, se ve la necesidad de la implementación de un nuevo Centro de Salud con el fin de mejorar la calidad de vida de la población local y de las comunidades aledañas de manera directa.

En la actualidad las personas que viven en el lugar para poder acceder a una atención médica deben de recorrer aproximadamente 8 km para llegar al centro de salud más cercano que se encuentra en la comunidad de Canasmoro, además la mayoría de la gente del lugar son de escasos recursos económicos por lo tanto algunos de ellos no cuentan con los servicios básicos de alcantarillado, luz eléctrica y agua potable por lo que son un grupo de personas vulnerables a adquirir alguna enfermedad endémica con mayor facilidad, por estas razones es primordial poder contar con un Centro de Salud en el lugar.

Para el diseño estructural se considerará una estructura aporricada de H° A°, con una terraza de losa alivianada. Para ello se empleará el paquete computarizado CYPE CAD-2016 para el cálculo estructural de la infraestructura, y con los esfuerzos

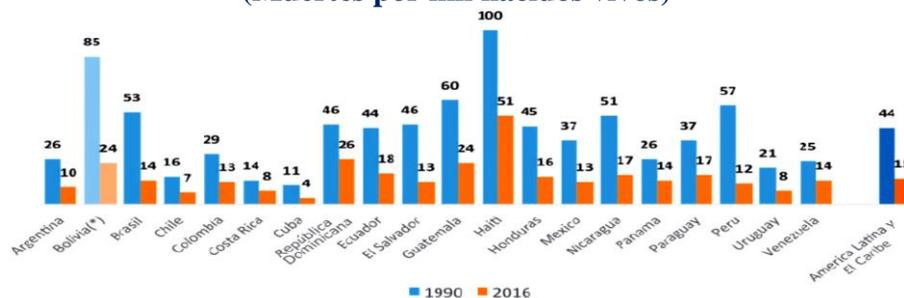
obtenidos del programa se procederá a realizar la verificación manual de cada elemento de la estructura.

1.1. El problema

El acceso a una atención de salud de calidad y calidez en el municipio de San Lorenzo es deficiente y particularmente en la comunidad de Tomatas Grande 15 de Abril, donde no se cuenta con un centro de salud. Los índices de mortalidad materna infantil y enfermedades endémicas muestran cifras preocupantes a pesar de que el departamento de Tarija se encuentra con niveles bajos de mortalidad materna infantil en comparación con el resto del país; según los datos publicados por el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) se muestra que a nivel nacional las defunciones por mortalidad infantil promedio es de 24 por cada 1,000 nacidos vivos (**ver cuadro 1.1**), en el caso del departamento de Tarija es de 17 defunciones por cada 1,000 nacidos vivos (**ver cuadro 1.3**), estas cifras reflejan la necesidad urgente de mejorar y contar con una mejor infraestructura para la atención hospitalaria de la población y así contar con una atención oportuna de calidad y calidez, lo cual se reflejará en una reducción considerable en el problema de mortalidad materna infantil y enfermedades endémicas, mejorando así la calidad de vida de las personas del lugar, (**ver anexos A-1 cuadro 1**).

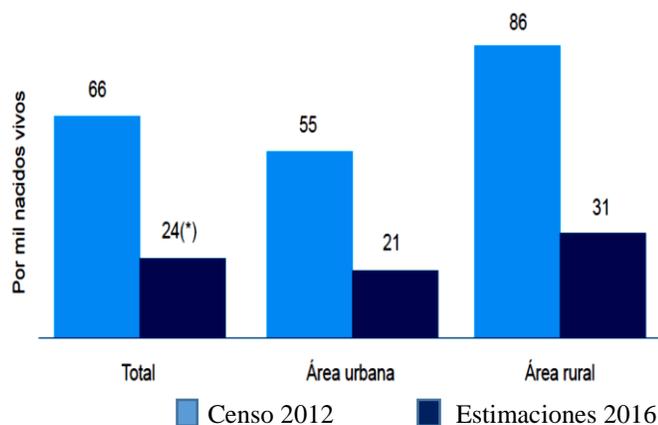
En los siguientes cuadros se muestra datos estadísticos sobre la mortalidad infantil de la región Sudamericana, como también a nivel nacional y departamental:

Cuadro Nº 1.1 Reducción de mortalidad en menores de un año en América Latina, 1990-2016
(Muertes por mil nacidos vivos)



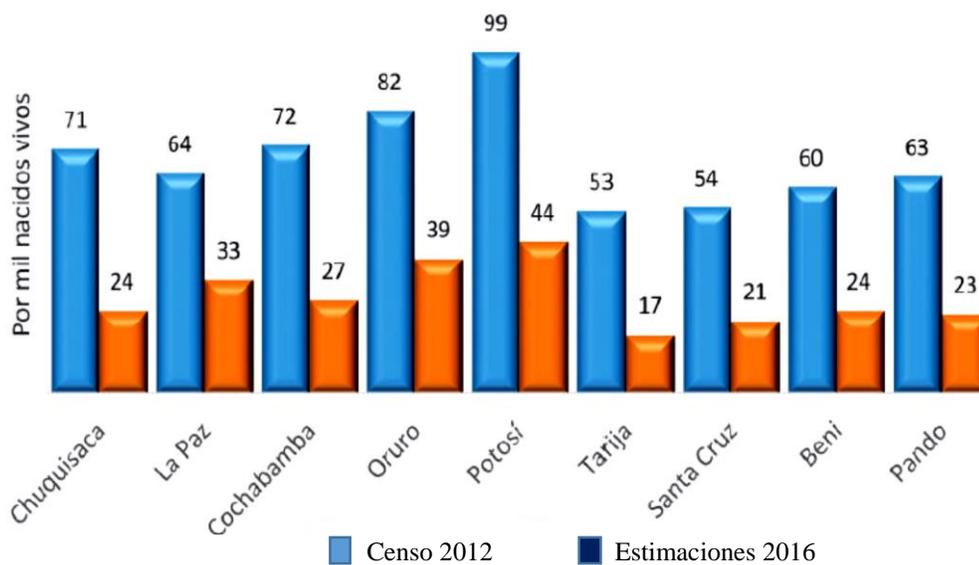
Fuente: Levels and Trends in Child Mortality. Report 2017

Cuadro Nº 1.2 Tasa de mortalidad infantil por área geográfica, Censo 2012 y Estimaciones 2016



Fuente: UDAPE Estimaciones 2016 INE-BOLIVIA

Cuadro Nº 1.3 Tasa de Mortalidad Infantil por departamento, Censo 2012 y Estimaciones 2016



Fuente: UDAPE Estimaciones 2016 INE-BOLIVIA

Cuadro Nº 1.4 Tasa de Mortalidad Infantil y en la niñez por municipio

PROVINCIAS Y MUNICIPIOS		TASA DE MORTALIDAD INFANTIL (Por mil nacidos vivos)	TASA DE MORTALIDAD EN LA NIÑES (Por mil nacidos vivos)
Cercado	Tarija	11.8	14.4
Aniceto Arce	Padcaya	12.9	16.9
	Bermejo	17.7	21.6
Gran Chaco	Yacuiba	18.8	23.2
	Caraparí	16.1	18.3
	Villa Montes	17.4	21.3
José María Avilés	Uriondo	16.3	19.9
	Yunchará	21.3	26.8
Eustaquio Méndez	San Lorenzo	15.1	18.2
	El Puente	17.6	22.9
Burnet O'Connor	Entre Ríos	15.7	18.9
Total Promedio		17	21

Fuente: UDAPE "Unidad de Análisis de Políticas Sociales y Económicas"

Cuadro Nº 1.5 Distribución de la Población por Distritos y Sexo, Municipio de San Lorenzo

Distrito	Nº Flías.	Total Habitantes	Total		Porcentajes %	
			Hombres	Mujeres	Hombres	Mujeres
San Lorenzo	756	3,599	1,748	1,851	48.6	51.4
Tomatitas	643	3,435	1,671	1,764	48.6	51.4
Santa Bárbara	355	1,812	896	916	49.4	50.6
Choroma	249	1,556	775	781	49.8	50.2
Tomatas grande	627	3,446	1,702	1,744	49.4	50.6
Sella Méndez	233	2,337	1,156	1,181	49.5	50.5
El Rosal	384	2,211	1,059	1,152	47.5	52.5
Pantipampa	300	1,763	855	908	48.5	51.5
Jarca Cancha	270	1,555	778	777	50	50
Jarcas	305	1,498	746	752	49.8	50.2
TOTAL	4,122	23,212	11,386	11,826	49.05	50.95

Fuente: INE censo poblacional 2012.

1.2. Planteamiento

De acuerdo a las últimas estadísticas proporcionadas por CNPV (Censo Nacional Poblacional y Vivienda) -2012 (INE) los índices o tasas de mortalidad infantil y enfermedades endémicas (**ver cuadro 1.3**), en el departamento de Tarija al igual que en el municipio de San Lorenzo en comparación a años anteriores han disminuido considerablemente; lo que obliga a mejorar el servicio de salud para poder mantener estos niveles y generar políticas sociales para reducirlo cada vez más.

La tasa de mortalidad es de 15.1 defunciones por cada mil nacidos vivos a nivel municipal, y la tasa de mortalidad infantil es de 17 defunciones a nivel departamental de menores de un año por cada mil niños nacidos vivos, (**ver cuadro 1.4**).

Esta situación se ha venido dando desde ya hace un largo tiempo en este municipio las principales causas que originan estos índices de mortalidad son los siguientes.

- Pésima atención en centros de salud.
- Malos hábitos de higiene de parte de la población.
- Inadecuada educación sanitaria.
- Deficiente acceso a centros de salud (centros de salud alejados).
- Ambientes insalubres para la atención médica.
- Atención inadecuada por médicos empíricos del lugar.

La carencia de servicios hospitalarios y puestos sanitarios, sumando a los bajos niveles de ingresos y educación, limita el acceso de la población a la medicina convencional, ocasionando que la población recurra a los médicos empíricos, curanderos y parteras. Que en muchos de los casos realizan estas prácticas de medicina tradicional sin reunir los mínimos requisitos de higiene y cuidados que se deberían tener en la realización de la misma. De esta situación resultan los altos índices de mortalidad que se dan por prácticas de medicina empírica mal practicada que desenlaza de manera trágica con el fallecimiento de las personas.

De continuar esta situación en el municipio de San Lorenzo más propiamente en la comunidad de Tomatas 15 de Abril los índices de mortalidad subirán y la gente seguirá viviendo en esta situación crítica. En muchos casos la gente se verá obligada a migrar ya sea al interior o exterior del país quedando este territorio en el olvido y sin el progreso de su gente.

Por lo cual se hace necesario plantear como soluciones posibles las siguientes alternativas:

- Construcción y equipamiento de un Centro de Salud que reúna las condiciones óptimas para brindar una mejor atención hospitalaria.
- Concientización sobre la importancia de la higiene personal y lavado de los alimentos que se consume.
- Visitas periódicas de postas móviles de salud con personal idóneo y necesario para una buena atención médica.
- Capacitación de los médicos empíricos de la zona.
- Incremento de ítems para el sector salud.

1.3. Formulación

Con la construcción de una nueva infraestructura para el “CENTRO DE SALUD TOMATAS GRANDE 15 DE ABRIL” (centro de salud de primer nivel ambulatorio), se puede solucionar la necesidad principal que es el de brindar una buena atención médica en un nuevo centro de salud que cuente con las instalaciones necesarias y adecuadas. De esta manera se puede lograr reducir los índices de mortalidad materna infantil como las enfermedades endémicas de la región, brindando una atención de calidad y calidez a la población del lugar.

1.4. Objetivos

1.4.1. General

Realizar el “**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CENTRO DE SALUD TOMATAS GRANDE 15 DE ABRIL**” ubicado en la provincia Méndez del departamento de Tarija, en el municipio de San Lorenzo, en la comunidad de

Tomatas Grande 15 de Abril, cumpliendo con los parámetros de diseño de la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 para edificación.

1.4.2. Específicos

- Plantear adecuadamente la idealización de la estructura mediante la utilización del programa informático Cypecad para el diseño de los elementos estructurales en función de la Normativa Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.
- Verificar que el diseño estructural del nuevo Centro de Salud de Tomatas Grande 15 de Abril esté en función a lo recomendado por el Ministerio de Salud de Bolivia para centros hospitalarios en pro de contar con estructuras adecuadas para la atención de la población.
- Verificar y comparar los resultados del cálculo estructural proporcionados por el programa Cypecad con los obtenidos de manera manual.
- Realizar un estudio y análisis litológico del estrato rocoso presente en el área de emplazamiento de nuestro proyecto para poder determinar su clasificación y capacidad portante del suelo de fundación.
- Comparar diferentes tipos de materiales aislantes termo-acústicos y elegir aquel que sea el más viable tanto económicamente, como de fácil disponibilidad en el mercado.
- Realizar los cómputos métricos de los diferentes ítems con los que contará la estructura, como también determinar el tiempo de ejecución de la obra y así estimar el costo referencial de ejecución del proyecto.

1.5. Justificación

1.5.1. Técnica

La necesidad de contar con un diseño estructural es muy importante para definir una alternativa viable, para plantearla como propuesta de proyecto cumpliendo todas las especificaciones técnicas brindada por el Gobierno Municipal Autónomo de San Lorenzo y que esté en fusión a los reglamentos exigidos por el Ministerio de Salud en cuanto a la población beneficiaria (**ver anexo A-1, cuadro 2**), y las dimensiones

adecuadas de los ambientes para cada especialidad, para su buen funcionamiento (**ver anexo A-1 cuadro 3**).

1.5.2. Académica

El desarrollo del proyecto colaborará a la profundización y aplicación de los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera, además que permite al estudiante el desarrollo de habilidades en el diseño de propuestas de proyecto.

1.5.3. Social

Contribuir con un diseño estructural en lo que respecta al nuevo “CENTRO DE SALUD TOMATAS GRANDE 15 DE ABRIL”, pensando siempre en la necesidad que tiene toda la población de contar con una infraestructura adecuada para una buena atención hospitalaria en el lugar que reside, se logrará mejorar la salud de las personas que viven en esta comunidad y en el área de influencia del proyecto mejorando al mismo tiempo su calidad de vida, ya que el acceso a la salud de calidad y calidez es un derecho que está plasmado en la Constitución Política del Estado Plurinacional de Bolivia.

1.6. Alcance del proyecto

El presente trabajo sólo se enfocará en el diseño estructural de la edificación, para este fin se analizarán los siguientes puntos:

- Estúdio de suelos: Determinación de la capacidad portante, clasificación del estrato rocoso se lo realizará mediante un análisis Geológico.
- Diseño y cálculo estructural del “Centro de Salud Tomatas 15 de Abril”.
- Planos a detalle del cálculo estructural del nuevo “Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril”.
- Especificaciones técnicas.
- Cómputos métricos.
- Precios unitarios.
- Presupuesto total del proyecto.

Cuadro N° 1.6 Distribución de ambientes

Planta Baja		Primer Piso		Azotea	
Cantidad	Uso	Cantidad	Uso	Cantidad	Uso
1	Información - Fichaje	1	Auditorium	1	Tanques de agua
1	Sala de parto	1	Administración	1	Azotea sin acceso público
1	Sala de vacunas	1	Secretaria		
1	Sala de emergencia	1	Sala de reunión		
1	Sala de descanso de médicos	1	Vestidores mujeres		
2	Cuarto septico	1	Vestidores hombres		
1	Sala de recuperación	1	Médico familiar		
1	Servicios sociales	1	Laboratorio		
1	Registro de parto	2	Residencia médica		
1	Farmacia	1	Depósito		
1	Servicio de lavandería	1	Almacen de insumos		
1	Consultorio de pediatría	1	Cuarto séptico		
4	Baños públicos	1	Consultorio de odontología		
1	P/discapacitados	1	Ambiente de limpieza		
1	Caseta de control	2	Baño público		
1	Deposito general	4	Baños pequeós		
1	Central de oxígeno	1	Escalera pública		
1	Garaje y mantenimiento				
1	Pieza del portero				
1	Taller de electricidad y plomería				
1	Caseta de control				
2	Escalera				
1	Rampa				

Fuente: Elaboración propia

1.6.1. Planteamiento estructural

A continuación, se muestra el planteamiento elegido para el diseño estructural.

- **Técnica**

Se plantea realizar losas alivianadas con complemento de plastroformo para losas de entre piso.

Como se sabe el peso mismo de la estructura es la carga más grande que deberá soportar dicha estructura. Con este tipo de estructura, se sabe y está comprobado que los pesos de estas se reducen de manera considerable.

Como el peso de la estructura será menor con relación a una estructura convencional apoticada se plantea una estructura de fundación con zapatas aisladas.

- **Económica**

Este tipo de estructura si bien nos permite tener menores volúmenes de hormigón, el diseño y construcción de estas estructuras lleva mayor tiempo y se debe realizar un control mayor al momento de su ejecución. Lo que eleva el costo de mano de obra calificada con relación a una estructura convencional.

- **Social**

Con la construcción de un Centro de Salud de estas características se logrará generar una fuente de empleo para las personas del lugar que participen en la construcción del mismo que además de contar con una fuente de empleo estarán aportando al desarrollo de su comunidad.

Debido a que su alcance es mayor técnicamente. Al no ser una estructura convencional. Con relación al costo esta alternativa eleva la mano de obra, pero los volúmenes de obra son menores existiendo una relativa compensación de costos entre ambos.

Por lo tanto, el planteamiento estructural del nuevo Centro de Salud “Tomatas 15 de Abril” tiene las siguientes características:

- Estructuras de entrepiso losa alivianada con complemento de plastofor.
- Estructura de edificación aporticada H°A°.
- Fundaciones de zapatas aisladas H°A°.

Se realizará los cálculos estructurales con el programa informático Cypecad.

1.6.2. Aporte académico

- Se realizará un análisis técnico sobre la implementación de **materiales aislantes térmico acústico en paredes** para el diseño de la estructura del Centro de Salud y determinar cuál es el material y método de construcción más conveniente a utilizar en dicho proyecto.

1.7. Localización

El diseño estructural del nuevo Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril se encuentra al sur de Bolivia, en el departamento de Tarija, en la provincia Méndez, en la comunidad de Tomatas Grande 15 de Abril sobre el camino principal de Tomatas Grande.

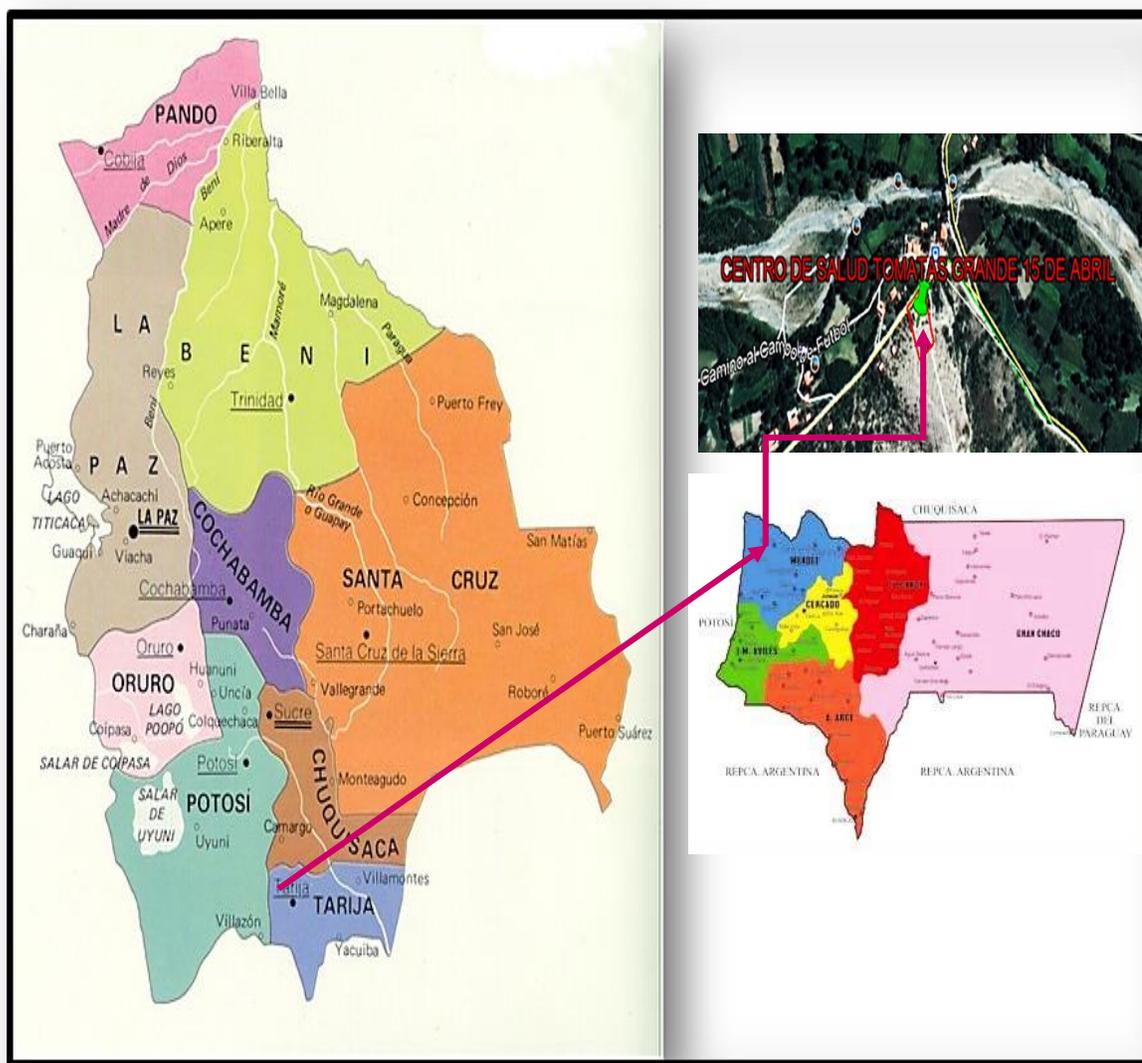
Las Coordenadas geográficas de su ubicación son:

- Zona 20 k
- A una altura de 2158 msnm
- Latitud 21°18'40.26"S
- Longitud 64°47'49.85"O

La comunidad de Tomatas 15 de Abril tiene las siguientes colindancias:

- Al Norte con la comunidad de Corana Norte.
- Al Sur con la comunidad Wayco.
- Al Este con la comunidad de Tomatas Grande.
- Al Oeste con la comunidad de Trancas.

Figura Nº 1.1 Ubicación del Proyecto



Fuente: Google, Mapas de Bolivia

2. MARCO TEÓRICO

Para el “Diseño de la nueva infraestructura del Centro de Salud Tomatas 15 de Abril”, se debe tener el diseño arquitectónico, conocimiento del suelo donde se va a fundar, idealizar la estructura y definir las dimensiones de los elementos de la estructura de sustentación adecuadamente, conocer las características de los materiales a emplear, las cargas intervinientes tomando en cuenta que se trata de un centro de salud y posteriormente diseñar correctamente.

2.1. Estúdio de suelos

Cuando se trata de edificaciones, el estúdio de suelos es imprescindible para poder conocer la capacidad máxima portante del suelo, y verificar su resistencia con la carga de la infraestructura a construir. Para este fin existen varios métodos que se podrían realizar, el terreno disponible para la construcción del centro de salud está compuesto por un estrato rocoso, es por esto que se realizarán los siguiente métodos para determinar su resistencia portante al corte, el método más fiable es mediante una prueba de laboratorio que consiste en el ensayo de Resistencia a Compresión Simple (uniaxial) con ayuda de una prensa hidráulica, también se realizará la determinación de su dureza mediante el método Rock Quality Designation “RQD” que consiste en un análisis según su grado de fracturación, una vez obtenido las diferentes resistencia por cada método por separado se procederá a sacar una media de las resistencia obtenidas para poder contar un valor más real en cuanto a la resistencia portante del maciso rocoso; posteriormente con ayuda de tablas y un análisis litológico se procederá a su clasificación.

2.1.1. Resistencia máxima portante del suelo

Para contar con el dato exacto de resistencia del suelo se deben realizar pruebas correspondientes al estudio del terreno. Para lo cual inicialmente se descartó la realización del estudio del SPT, debido a que este método de determinación de la resistencia portante del suelo solo aplica a suelos relativamente finos y por lo tanto no corresponde realizarlo porque el suelo de emplazamiento de nuestro proyecto está

constituido por un estrato rocoso y que más bien correspondería en realizar un análisis geológico para su clasificación exacta y determinación de su resistencia portante. Se propone:

Realizar primeramente una recolección de una muestra (testigos) de rocas en una cantidad necesaria para realizar los ensayos necesarios.

A continuación, se explicará de forma breve los métodos a desarrollar para poder determinar la resistencia máxima portante del estrato rocoso:

2.1.1.1. Determinación de la dureza según el método de Mhos.

La escala de dureza de Mohs es una de las formas más antiguas de medición de la dureza que fue ideada por el mineralogista alemán **Friedrich Mohs en 1812**. El ensayo de dureza de Mohs implica observar si una superficie de un material puede ser rayada por otra sustancia o material conocido con una dureza ya definida.

Es una de las pruebas más importantes para la identificación de muestras de minerales.

Esta prueba compara la resistencia de un mineral a ser rayado por diez minerales de referencia conocidos como la escala de dureza de Mohs, por eso se dice que es una **prueba relativa**.

Medición de la Dureza

Partiendo de que la "Dureza" es la resistencia de un material a ser rayado. La prueba se lleva a cabo mediante la colocación de una punta de un material de los 10 anteriores (le llamaremos A) sobre una superficie sin marcas de otro material y el intento de producir un rasguño sobre él (le llamaremos material B).

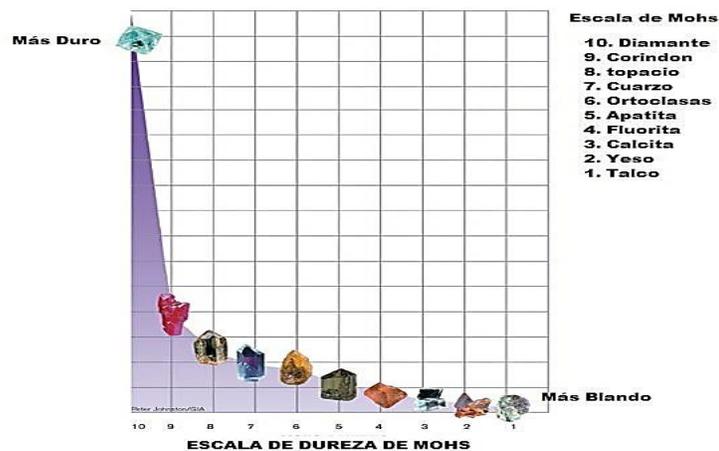
Figura N° 2.1 Determinación de la dureza de una roca según Mohs



Fuente: Escala de dureza Mohs.

Otra cosa importante sobre la escala de dureza de Mohs es que **no es lineal**. Por ejemplo, la progresión desde la calcita a la fluorita (de 3 a 4 en la escala de Mohs) refleja un incremento en dureza de aproximadamente del 25 por ciento; pero la progresión del corindón al diamante (9 a 10 en la escala de Mohs), refleja un aumento de la dureza de más del 300 por ciento. Puedes verlo en la curva de la siguiente imagen:

Cuadro N° 2.1 Escala de Mohs



Fuente: Escala de dureza Mohs.

La escala de Mhos puede ser también expresada en valores absolutos como lo indica Rosiwal, a diferencia de la escala de Mohs en la que los valores son relativos, y el interés queda relegado al aficionado o una primera aproximación que lo hace útil en la investigación de campo (in situ).

Cuadro N° 2.2 Relación entre la escala de Mhos y la dureza equivalente según Rosiwal

Mineral	Grado Escala de Mohs	Dureza Rosiwal (Kgf/cm ²)
Talco	1°	0,03
Yeso	2°	1,25
Calcita	3°	4,5
Fluorita	4°	5
Apatita	5°	5,5
Feldespato	6°	37
Cuarzo	7°	120
Topacio	8°	175
Corindón	9°	1.000
Diamante	10°	140.000

Fuente: August Karl Rosiwal.

2.1.1.2. Ensayo Compresión Simple

Este ensayo permite determinar en el laboratorio la resistencia uniaxial no confinada de la roca, o resistencia a la compresión simple. Es un ensayo para la clasificación de la roca por su resistencia.

Consiste en preparar probetas cuadradas de 10 cm de lado y 20 cm de alto, luego se pesará cada uno respectivamente. Posteriormente se lo colocará entre los platos de la prensa hidráulica para su respectiva compresión, a continuación, se somete las probetas a un esfuerzo continuo de compresión hasta que se fracture y ese valor será la máxima fuerza de compresión que resiste la roca antes de fallar.

Figura № 2.2 Pesado de Probetas de roca



Fuente: Elaboración propia.

Figura № 2.3 Ensayo de Compresión Simple



Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

Dónde:

σ_c ; resistencia a compresión simple

F_c : carga aplicada hasta la rotura

A : área de la probeta

2.1.2. Clasificación del macizo rocoso

La Mecánica de Rocas se encarga del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos y de su respuesta ante la acción de las fuerzas aplicadas en su entorno físico.

La finalidad de la Mecánica de Rocas es conocer y predecir el comportamiento de los materiales rocosos ante la actuación de las fuerzas internas y externas que se ejercen sobre ellos. Cuando se trabaja en un macizo rocoso o se construyen estructuras sobre las rocas se modifican las condiciones iniciales del medio rocoso, el cual responde a estos cambios deformándose y/o rompiéndose.

El conocimiento de las tensiones y deformaciones que puede llegar a soportar el material rocoso ante unas determinadas condiciones permite evaluar su comportamiento mecánico y abordar el diseño de estructuras y obras de ingeniería. La relación entre ambos parámetros describe el comportamiento de los diferentes tipos de rocas y macizos rocosos, que dependen de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales y de las condiciones a que están sometidas en la naturaleza.

Matriz rocosa

Es un material rocoso exento de discontinuidades, o bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa a pesar de considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

Macizo rocoso

Es un conjunto de los bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diversos tipos que afectan al medio rocoso. Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisótropos y heterogéneos. Prácticamente pueden considerarse que presentan una resistencia a la tracción nula.

Factores geológicos que determinan el comportamiento y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos son:

- La Litología y propiedades de la matriz rocosa.
- La estructura geológica y las discontinuidades.
- El estado de esfuerzos a que está sometido el material.
- El grado de alteración o meteorización.
- Las condiciones Hidrogeológicas.

2.1.2.1. Meteorización de los materiales rocosos

La meteorización de la matriz rocosa es condicionada por factores ambientales que generan procesos físicos y químicos que afectan al macizo rocoso en general, mientras mayor sea la meteorización ocurre aumento de la porosidad, permeabilidad y deformabilidad del material rocoso, al mismo tiempo que disminuye su resistencia

1.- Procesos de meteorización de origen físico:

- Formación de hielo
- Insolación
- Formación de sales
- Hidratación
- Capilaridad.

2.- Procesos de meteorización de origen químico:

- Disolución
- Hidratación
- Hidrolisis
- Oxidación y reducción

2.1.2.2. Efectos del nivel freático sobre las propiedades de los macizos rocosos

El agua como material geológico coexistente con las rocas influye en su comportamiento mecánico y en su respuesta ante las fuerzas aplicadas.

Los efectos más importantes son:

- Juega un papel importante en la resistencia de las rocas blandas y de los materiales meteorizados.
- Reduce la resistencia de la matriz rocosa en rocas porosas.
- Rellena las discontinuidades de los macizos rocosos e influye en su resistencia.
- Las zonas alteradas y meteorizadas superficiales, las discontinuidades importantes y las fallas son camino preferente para el flujo del agua.
- Produce meteorización química y física en la matriz rocosa y en los macizos rocosos
- Es un agente erosivo.
- Produce reacciones químicas que pueden dar lugar a cambio en la composición del agua.

En rocas fracturadas la presencia del agua acelera el proceso de aflojamiento, especialmente en lugares de altos esfuerzos donde el aflojamiento ocurre más rrapida, la presencia de agua en las fallas geológicas y en zonas de corte influye significativamente en la estabilidad de la masa rocosa.

La clasificación de macizos rocosos en base a aspectos geotécnicos surge por la necesidad de obtener parámetros geométricos que sean útiles en el diseño de proyectos de ingeniería.

Los macizos rocosos se clasifican basados en factores que determinen su comportamiento mecánico:

1. Propiedades de la matriz rocosa.
2. Frecuencia y tipo de las discontinuidades que definen:
 - El grado de fracturación “índice RQD”.

- El tamaño y la forma del macizo.
 - Sus propiedades hidrogeológicas.
3. Grado de meteorización o alteración.
 4. Estado de tensiones in situ.
 5. Presencia de agua.

Dependiendo de sus características y condiciones, la masa rocosa puede variar de una zona a otra, como también de área en área dentro de una misma zona.

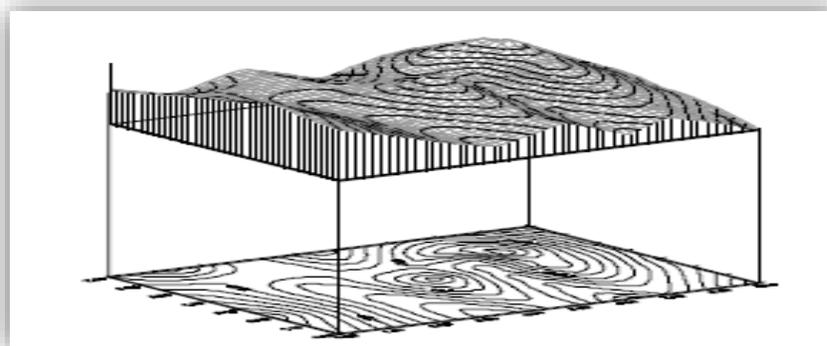
2.2. Estúdio Topográfico

A nadie pasará desapercibido que en casi cualquier tipo proyecto o estúdio, será necesario disponer de un modelo, a escala reducida, del terreno sobre el que vamos a plasmar nuestras ideas, es decir, a construir.

Posteriormente, la Topografía también será nuestra fiel aliada para materializar en el terreno todo aquello que hemos proyectado.

Pueden definirse las curvas de nivel como “Isopletas” que, en un mapa, representan la línea de intersección de un determinado plano horizontal con la superficie del terreno”, es decir, son curvas que unen puntos del terreno con la misma altitud (Fig. 6). También se denominan isohipsas y cuando representan el relieve submarino, curvas batimétricas.

Figura Nº 2.4 Curvas de nivel.



Fuente: Nociones de topografía, Jorge Franco Rey.

Las altitudes de los otros planos suelen corresponder a cifras redondeadas y suelen representarse de una manera jerárquica, dando lugar a curvas ordinarias (cada 1 m, por ejemplo) y curvas maestras, trazadas con un grueso destacado (cada 5 m), llevando indicado su valor.

El intervalo o equidistancia entre curvas de nivel sucesivas se elige en función de la escala del plano o mapa y de la naturaleza del terreno, según las pendientes del mismo. Para realizar una representación clara es conveniente que la separación gráfica entre dos curvas consecutivas sea mayor o igual a 1 mm, pudiendo llegar, en casos excepcionales, a 0,5 mm. En la tabla siguiente podemos ver algunos ejemplos.

Cuadro Nº 2.3 Relación entre Escala, pendiente del terreno y separación de las curvas de nivel en el plano.

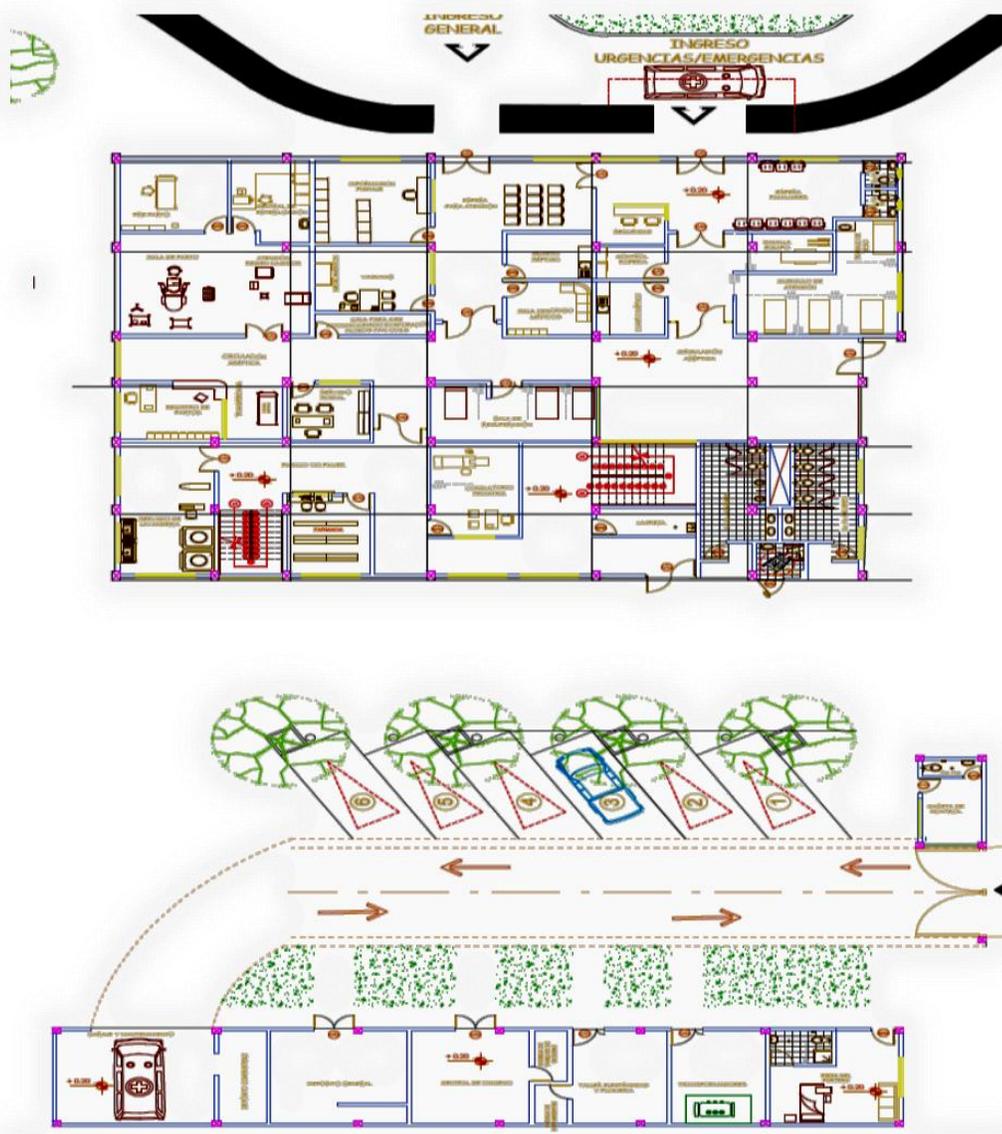
Escala del plano o mapa	Pendiente del terreno	Equidistancia elegida (m)	Separación curvas en el terreno (m)	Separación curvas en el plano (mm)
1 / 10.000	1 / 100	1	100	10
1 / 10.000	10 / 100	1	10	1
1 / 10.000	20 / 100	1	5	0,5
1 / 2.000	1 / 100	1	100	50
1 / 2.000	10 / 100	1	10	5
1 / 2.000	20 / 100	0,5	2,5	1,25
1 / 1.000	10 / 100	1	10	10
1 / 1.000	10 / 100	0,5	5	5

Fuente: Nociones de topografía, Jorge Franco Rey.

2.3. Diseño arquitectónico

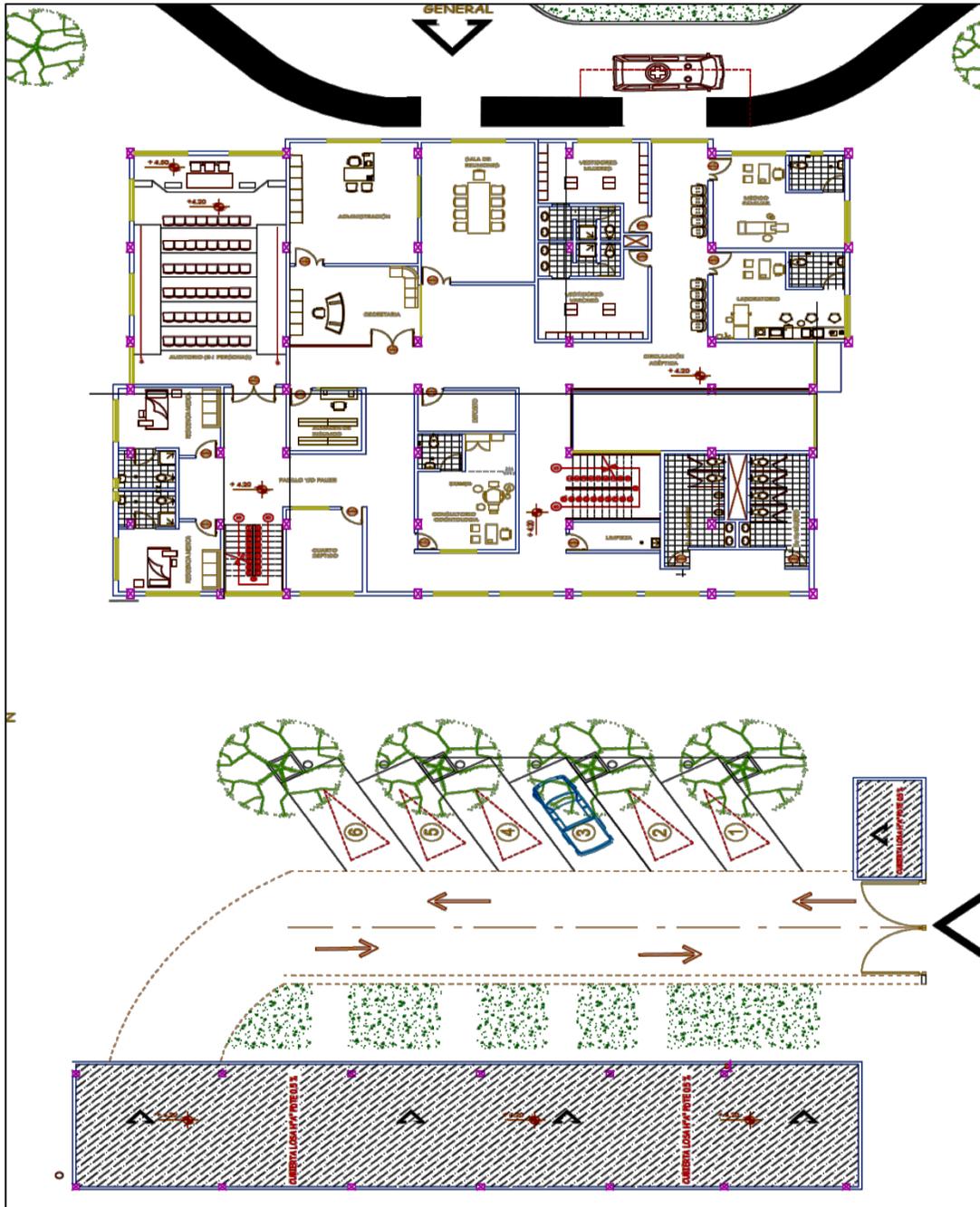
Los planos arquitectónicos para la nueva infraestructura del Centro de Salud de Tomatas 15 Abril fueron realizados por el personal técnico del Área de Planificación de la Alcaldía municipal de San Lorenzo, provincia Méndez - Tarija.

Figura N° 2.5 Vista planta baja.



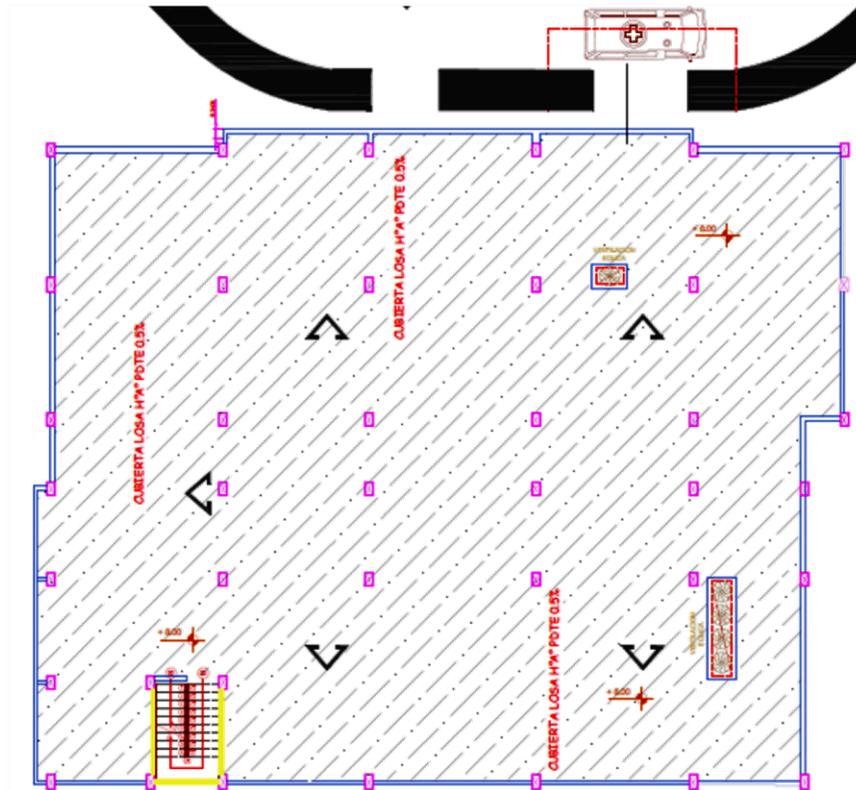
Fuente: Alcaldía Municipal de San Lorenzo

Figura № 2.6 Vista Primer Piso



Fuente: Alcaldía Municipal de San Lorenzo.

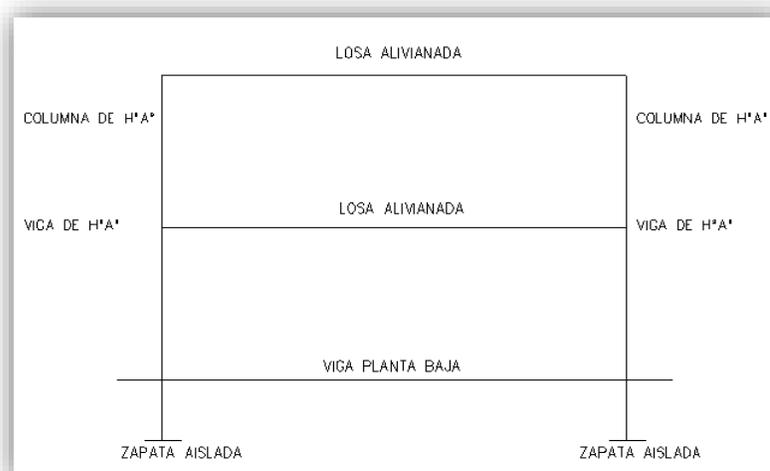
Figura N° 2.7 Vista cubierta de losa aliviana de H°A°.



Fuente: Alcaldía Municipal de San Lorenzo.

2.4. Idealización de las estructuras

Figura N° 2.8 Idealización de las estructuras.



Fuente: Elaboración propia.

2.4.1 Sustentación de la edificación

Estructura de sustentación: Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas.

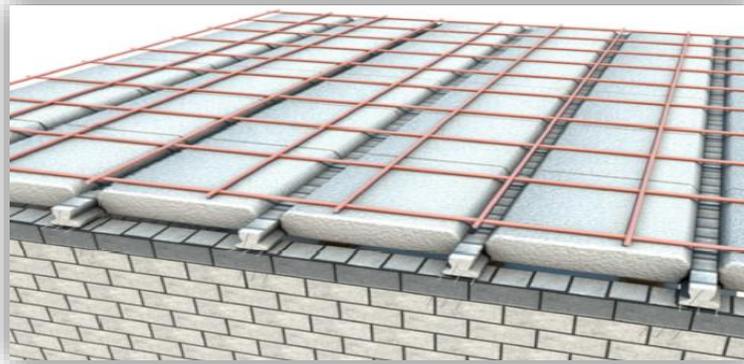
2.4.2 Fundación

Fundaciones: Zapatas aisladas, esquineras y medianeras.

2.4.3 Sustentación de la cubierta

Cubierta: losa alivianada

Figura Nº 2.9 Idealización de la losa.



Fuente: Elaboración propia.

Las viguetas pretensadas están diseñadas para generar una perfecta adherencia con el hormigón de la losa.

Son utilizadas en todo tipo de losas como elementos resistentes, reduciendo significativamente los pesos estructurales y facilitando el colocado de las losas, reduce de manera importante los tiempos de ejecución de obra y baja los costos de mano de obra significativamente.

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Estados límites

Las estructuras deben cumplir, entre otros, los requisitos de Estabilidad, Resistencia, Funcionalidad y Durabilidad. El procedimiento utilizado para garantizar que se cumplen estos requisitos con una adecuada fiabilidad o, dicho de otro modo, con una probabilidad suficientemente pequeña, es el Método de los Estados Límite.

Si la estructura supera alguno de los Estados Límite se puede considerar que esta ya no cumple las funciones para las que ha sido proyectada.

Los Estados Límites pueden clasificarse en:

- a) **Estados Límites Últimos (ELU)**, Son los que ponen fuera de servicio una estructura por colapso o ruptura de la misma o una parte de ella, lo que pondría en riesgo la vida de personas (Corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura).

Pueden ser debidos a deformaciones plásticas excesivas; rotura o pérdida de estabilidad de la estructura o parte de ella; pérdida de equilibrio o parte de ella; acumulación de deformaciones o fisuración progresiva por cargas repetidas.

Los estados límites incluyen:

- Equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.
- Agotamiento, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- Pandeo o inestabilidad, de una parte o del conjunto de la estructura.
- Adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- Anclaje, determinado por el cedimiento de un anclaje.
- Fatiga, caracterizado por la rotura de algunos de los materiales de la estructura por el efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas dinámicas.

- b) **Estados Límites de Servicio (ELS)**, también llamado Estados Límites de Utilización), corresponde a la máxima capacidad de servicio de la estructura. Se relacionan con la funcionalidad, de estética y la durabilidad de la estructura, y dependen de la función que deban cumplir. Pueden ser debidos a:

- Deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.
- Fisuración, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite en función a 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 de la viga.
- Vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

c) **Estados Límites de Durabilidad (ELD)**, que corresponde a la duración de la estructura (vida útil). Están relacionados con la necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

Los agentes que afectan negativamente la durabilidad del hormigón son:

- **De tipo mecánico** (Uso inadecuado, impactos, etc.)
- **De tipo físico**, principalmente por acciones térmicas.
- **De tipo biológico**, a cargo de bacterias, hongos, algas o musgos.
- **De tipo químico**: ácidos, sulfatos, álcalis, aguas con $\text{pH} < 5$, líquidos con burbujas, etc.

2.5.2. Acciones de carga sobre la estructura

Una acción es un conjunto de:

Fuerzas concentradas y repartidas, deformaciones impuestas o impedidas parcial o totalmente, debidas a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que generalmente actúan en una edificación se definen a continuación:

- a) **Acción gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que puedan actuar por razón de uso. En ciertos casos puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- b) **Acción del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies.
- c) **Acción térmica.** Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.
- d) **Acción sísmica.** Es la producida por las deformaciones debidas a los cambios de temperatura.
- e) **Acción reológica.** Es la producida por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.
- f) **Acción del terreno.** Es la producida por el empuje activo o el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

2.5.3. Hipótesis de cargas

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\begin{aligned}
 \text{HIPÓTESIS I} & \quad \gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q \\
 \text{HIPÓTESIS II} & \quad 0.90(\gamma_{fg} * G + y_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fq} * W
 \end{aligned}$$

Dónde:

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

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

W= Valor característico de la carga del viento.

γ_{fg} =Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se tomará $\gamma_{fg} = \gamma_f$, aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura, si su efecto es favorable se tomara el valor ponderado $\gamma_{fg} = 0,90$.

γ_{fq} =Coeficiente de ponderación de las cargas variables, si su efecto es desfavorable se tomara $\gamma_{fq} = \gamma_f$, y si el efecto es favorable se tomara $\gamma_{fq} = 0$.

γ_f =Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados limites últimos no deberá ser menor que $\gamma_f = 1,25$ pero si mayor.

Los coeficientes de ponderación γ , para el caso de control normal de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$ si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$ si el efecto de las cargas permanentes es desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$ si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$ si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

2.5.3.1. Sobrecarga de viento

Para la determinación de la carga debido al efecto del viento se utilizó la normativa española; Documento Básico SE-AE. La acción de viento, en general es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

Dónde:

q_b = la presión dinámica del viento.

C_e = el coeficiente de exposición.

C_p = el coeficiente eólico o de presión.

2.5.3.2. Presión dinámica del viento

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 * \delta * v_b^2$$

Dónde:

V_b^2 =Velocidad del viento (m/s), para el proyecto se tomó una velocidad de 22 m/s (80Km/hr).

δ = Densidad del aire

Los siguientes cuadros nos proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan las normas.

Cuadro Nº 2.4 Cargas permanentes

Materiales		Peso específico kn/m ³
Pisos	Cerámico	22
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50

Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	24
diversos	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

Cuadro Nº 2.5 Cargas de Uso

Lugar		Carga	
		KN/m ²	Kg/m ²
Azoteas y terrazas	Azoteas accesibles	3	300
	Azoteas inaccesibles	1	100
Escaleras y caminos de salida	Viviendas y hoteles	4	400
	Todos los demás destinos	5	500
teatros		5	500
Hospitales	Salas de operaciones	3	300
	Habitaciones privadas	2	200
	Corredores en piso superiores	4	400
Colegios	Aulas	7	700
	Corredores en planta baja	5	500
Salones	Asientos móviles	5	500
	Asientos fijos	3	300
Baños	Viviendas	2	200
	Otros Destinos	3	300
Balcones	Viviendas en general	3	300

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado.

2.5.4. Elementos Estructurales

Los principales aspectos de interés práctico en el comportamiento de una estructura son:

- a) La resistencia de una estructura, es decir, la magnitud de las cargas con una distribución dada que causarán la falla de la estructura.
- b) Las deformaciones traducidas en deflexiones y agrietamientos que van a presentarse en la estructura cuando este cargada en condiciones de servicio.

La mecánica del concreto se basa en las siguientes premisas:

- Las fuerzas internas en una sección están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección.
- La deformación unitaria en una barra de refuerzo embebida (a tensión o compresión) es la misma que la del concreto circundante. Existe una adherencia perfecta que no permite deslizamientos entre los dos materiales.
- Las secciones transversales planas antes de la aplicación de la carga siguen siendo planas para el elemento cargado.
- El concreto no es capaz de resistir ningún esfuerzo a tensión.
- La teoría se basa en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencia de los materiales constituyentes, o en alguna simplificación razonable relacionada.

2.5.4.1. Disposición de las armaduras

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

Las armaduras longitudinales su principal objetivo es de absorber, los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se las coloca para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre

armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

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. Su trazado puede ser longitudinal o transversal.

2.5.4.2. Distancia entre barras

Las barras de acero 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 cangregeras o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

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

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

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\varnothing \leq 32\text{mm}$ (una sobre otra), e incluso tres barras de $\varnothing \leq 25\text{mm}$. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por dicho material.

2.5.4.3. 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 compactación del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos unas limitaciones más o menos coincidentes con las que recomendamos 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. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y 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.
- c) También en función al tipo de estructura que se piensa diseñar se tomará un recubrimiento necesario considerando la agresividad del medio al cual estará expuesto dicho elemento.
- d) **La vida útil** de la estructura está directamente relacionada con el espesor de recubrimiento a fin de garantizar que la obra no presentará daño alguno que afecte su integridad y comprometa el tiempo de vida útil de proyección.

Cuadro Nº 2.6 Recubrimientos Mínimos

Para lozas y paredes en el interior de los edificios	1.5 cm
Para lozas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4 cm

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado.

Cuadro Nº 2.7 Recubrimiento en función a la vida útil de la infraestructura.

TIPO DE ESTRUCTURA	VIDA UTIL "años"	RECUBRIMIENTO "mm"
Estructuras de carácter temporal	3-10	10-20
Elementos reemplazables que no formar parte de la estructura principal ej. Barandillas.	10-25	15-25
Edificios agrícolas	15-50	15-25
Edificios de viviendas u oficinas y estructuras de ingeniería civil	50	25-35
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	100	35-50

Fuente: Apuntes de Hormigón Armado EHE-08.

2.5.4.4. Doblado de las 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 de 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.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro Nº 2.8 Radios de curvatura para ganchos y estribos

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\varnothing < 20\text{mm}$	2 \varnothing	2 \varnothing	2 \varnothing	2.5 \varnothing	3 \varnothing
$\varnothing \geq 20\text{mm}$	2.5 \varnothing	2.5 \varnothing	3 \varnothing	4 \varnothing	5 \varnothing

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

- a) En el caso de estribos con $\emptyset < 10\text{mm}$ los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a $1.50 \emptyset$ cualquiera que sea el acero
- b) Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con $\emptyset > 6\text{mm}$ es obligatorio colocar gancho en las extremidades del anclaje.

Radios de curvatura de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro Nº 2.9 Radios de curvatura de la armadura principal

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Radio mínimo	5 \emptyset	6 \emptyset	6 \emptyset	7.5 \emptyset	9 \emptyset

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la fisuración del hormigón en la región que se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas.

2.5.4.5. Anclaje de las armaduras

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas especificadas o que se prolonguen las distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura está solicitada a las tensiones máximas. ¹

Jiménez Montoya dice” la longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje”.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta son:

$$lb_1 = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

Para aceros lisos

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.28 * \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPA)}$$

Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0.90 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}; \quad \tau_{bu} = 0.40 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \text{ (MPA)}$$

Cuando la armadura real es mayor que la necesaria.

$$lb = \frac{\phi * f_{yd} * A_{s \text{ calc}}}{4 * \tau_{bu} * A_{s \text{ real}}} \quad lb \geq \begin{bmatrix} 0.30 * lb_1 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

En el caso de que la armadura real colocada en la pieza sea mayor que la armadura necesaria determinada por el cálculo estructural (donde el esfuerzo de las barras no llega a la tensión de cálculo) podemos recalculer el tamaño del anclaje en función de la relación de la armadura calculada y la armadura real colocada en la pieza.

Dónde:

ϕ =Diámetro de la armadura

f_{yd} = Es la resistencia de cálculo de la armadura

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión

lb_1 = Es el tamaño mínimo para la transmisión de la fuerza de cálculo al hormigón

τ_{bu} = La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho.

Se adoptan las siguientes consideraciones.

Para aceros lisos

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

Para aceros corrugados

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} lb/3 \\ 10 * \phi \\ 15cm \end{bmatrix}$$

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables los anclajes por gancho (135° a 180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), solo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay un anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- 5ϕ o 50mm, a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- 10ϕ o 70mm, a continuación de un arco de círculo de 90° .

2.5.4.6. Empalme de las armaduras

Las barras de acero se comercializan están entre 10 y 12m de largo cuando tenemos una pieza estructural de un mayor tamaño es necesario hacer un empalme para cubrir las solicitaciones determinadas en los diagramas. Otras veces se tiene la obra un pedazo de armadura que se lo puede reutilizar con las otras armaduras respetando los empalmes.

2.5.4.6.1. Empalme por traslapo o solapo

Es el tipo de empalme más común no es utilizado en barras de acero cuyo diámetro sea mayor a 25mm y explícitamente prohibido utilizado en tirantes.

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra para la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje el mismo es corregido por un coeficiente ψ "Psi" que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.

Ecuación para poder determinar el empalme por traslape

$$l_v = \psi * l_b$$

Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_b \end{bmatrix}$$

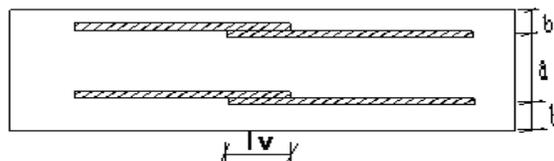
Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_b \end{bmatrix}$$

Coeficiente ψ ; que multiplica el largo de anclaje rectilíneo depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme también depende de la distancia "A" que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas en la misma sección transversal.
- También depende la distancia "B" que la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza.

Figura Nº 2.10 Empalme por traslape.



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

Cuadro Nº 2.10 Determinación del coeficiente Ψ

Distancia a	Distancia b	Porcentaje máximo de barras empalme				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10 * \emptyset$	$B \leq 5 * \emptyset$	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
$a > 10 * \emptyset$	$b > 5 * \emptyset$	1.00	1.00	1.20	1.30	1.40

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

La norma también limita el porcentaje de los empalmes de las barras traccionadas en una misma sección transversal en función al tipo de sollicitación.

Existen varios tipos de empalmes, pero sólo nos limitamos al empalme por traslape porque es más utilizado en nuestro proyecto. La norma recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1mm.

Para poder asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra de acero a otra, es fundamental que el espesor del hormigón que exista alrededor del empalme sea lo suficiente. El valor mínimo que recomienda la norma boliviana de hormigón armado para ese espesor, es de dos veces el diámetro de las barras.

2.6. Estructura de sustentación de la edificación

2.6.1. Diseño de vigas rectangulares a flexión

Las vigas son elementos estructurales sometidos esencialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

La viga de Hormigón Armado sujeta al efecto de flexión puede fallar de dos formas, por falla del concreto o por falla del Acero, dichas fallas se diferencian fundamentalmente en que la falla por aplastamiento del concreto es una falla explosiva y sin previo aviso, mientras que la falla por fluencia del acero es una falla gradual donde se observa un incremento de la deflexión de la viga, dicha deflexión visible permite a los ocupantes abandonar la estructura, antes que se produzca el colapso. Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro **2.11**.

Cuadro Nº 2.11 Coeficiente de mayoración.

Coeficientes básicos	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_s = 1.60$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0.00
		intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidentes	Mínimos	-0.10
		Normal	1.00
		Intenso	+0.20

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado.

Cuadro Nº 2.12 Coeficientes de minoración

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0.00
		intenso	-0.05
hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0.20
		Normal	0.00
		intenso	-0.10

Fuente: Norma boliviana del hormigón armado.

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene del cuadro 2.11.

$$M_d = M * \gamma_s$$

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \leq \mu_{lim}$$

Dónde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamada canto útil).

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

Se calculará el valor μ_{lim} se obtiene del cuadro 2.13.

si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ no necesita armadura a compresión

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, solo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- 1) Con el valor del momento reducido se entra al cuadro 2.15 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo

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

Dónde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

- 3) Calcular la armadura mínima y el valor de μ se obtiene del cuadro 9

$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares

- 4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ necesita armadura a compresion

Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

1) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión

$$j = r / d$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{d\lim}}{1 - j}$$

$$w_{s1} = w_{\lim} + w_{s2}$$

Dónde:

w_{\lim} = Este valor se obtiene del cuadro 2.13.

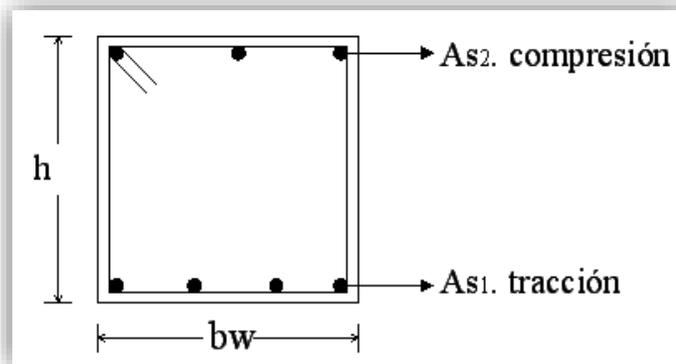
w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico.

Figura Nº 2.11 Viga de hormigón armado



Fuente: Elaboración propia.

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{s2} = \frac{w_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

As1 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

As2 = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene del cuadro 2.14.

$$A_{\min} = \mu * b_w * d$$

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Cuadro 2.13 Valores límites.

fy (kp/cm ²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd (kp/cm ²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

FUENTE: Norma boliviana del hormigón armado.

Cuadro Nº 2.14 Cuantías geométricas mínimas.

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armadura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armadura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armadura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armadura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armadura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armadura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

FUENTE: Norma boliviana del hormigón armado.

Cuadro Nº 2.15 Tabla universal para flexión simple o compuesta.

ξ	μ	W	$(W/F_yd).10^3$	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		2
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		D
0.2796	0.17	0.1924		O
0.2988	0.18	0.2056		M
0.3183	0.19	0.2190		I
0.3383	0.20	0.2328		N
0.3587	0.21	0.2468		I
0.3796	0.22	0.2612		O
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		3
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	D
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	O
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	M
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	I
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	N
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	I
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	O
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	4
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		59.911	

FUENTE: Norma boliviana del hormigón armado.

2.6.1.1. Diseño de vigas a cortante

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que tendrá que ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de sección, la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigón, situaciones de las apoyadas, etc.

Jiménez Montoya dice” en caso particular de inercias constantes tenemos que la tensión de cizallamiento es definida por la ecuación ya conocida de la resistencia de los materiales”.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Dónde:

τ = Esfuerzo cortante

v = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento

m = Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

b = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I = Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

Cálculo de armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos, barras levantadas.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \quad (kg/cm^2)$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

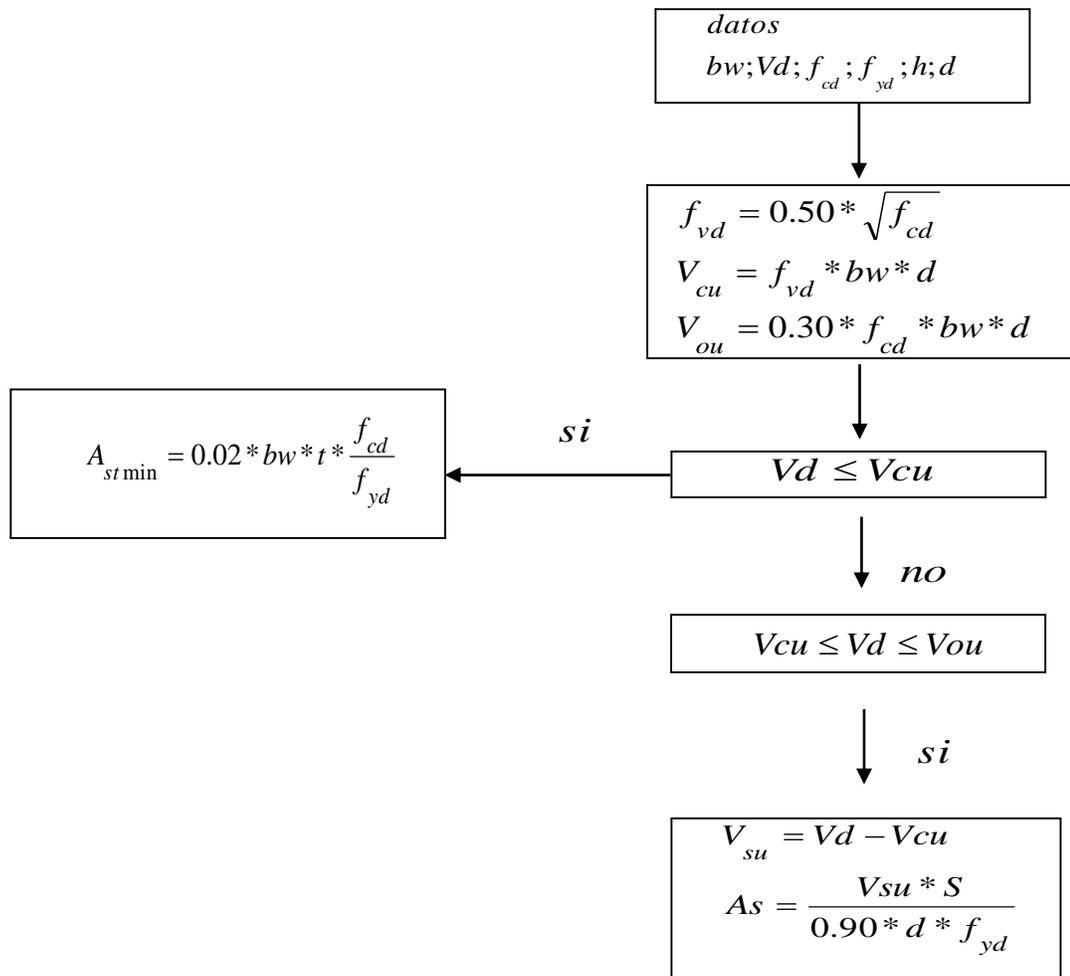
$$V_d > V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu}$$

La norma recomienda, en todas las piezas de hormigón armado se debe colocar por lo menos una armadura mínima así para el estribo vertical es el 2% de la sección transversal de la pieza.

$$A_{st \min} = 0.02 * bw * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 5000 kg/cm². A continuación, se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde se indica las fórmulas y criterios de cálculo.



2.6.1.2. Armadura de piel.

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10 mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si no se trata de acero ordinario con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 * A_{s\ piel}}{b * (2d - h)} \geq 0.05$$

2.6.2. Diseño de elementos a compresión

2.6.2.1. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales esencialmente sometidos a compresión 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.

Jiménez Montoya nos dice: La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

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

2.6.2.2. 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.

Siendo h : el canto total, en la dirección principal considerada.

2.6.2.3. Disposición de las armaduras

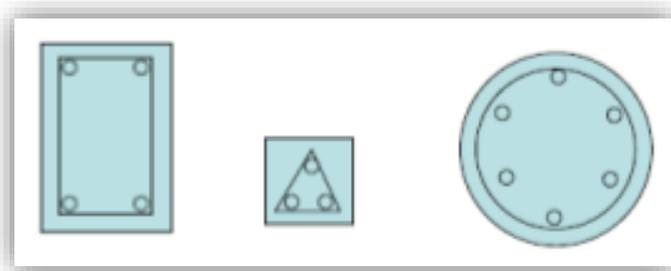
Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25cm si la sección es circular.

Refuerzo mínimo según el código es: $0,01 A_g < A_s < 0,08 A_g$

Mínimo 4 varillas en anillos rectangulares, 3 en anillos triangulares y 6 varillas confinadas por espirales:

Figura Nº 2.12 Colocación de varillas en diferentes secciones



Fuente Diseño es estructuras de Hormigón, Arthur Nilson.

2.6.2.3.1. Armaduras longitudinales

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

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

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2cm, que el diámetro del mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.6.2.3.2. Cuantías límites

La norma boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2, las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_2 * f_{yd} \geq 0.05 * N_d$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede ponerse en la forma:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * N_d \quad A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero que no se tomará mayor en este caso de 5000 kg/cm².

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.

2.6.2.3.3. 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, además también es una manera de rigidizar un elemento estructural; 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 30cm.

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:

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

\emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \emptyset$.

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

2.6.2.4. Pandeo de piezas comprimidas de hormigón armado.

2.6.2.4.1. Ideas previas.

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Jiménez Montoya nos dice Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

2.6.2.4.2. Longitud de pandeo

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones 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 el [cuadro 2.16](#) en función de la sustentación de la pieza

Cuadro Nº 2.16 Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ de las piezas aisladas.

Sustentación de la pieza de longitud l .	k
-Un extremo libre y otro empotrado	2
-Ambos extremos articulados	1
-Biempotrado, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
-Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
-Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
-Soportes elásticamente empotrados	0.70
-Otros casos	0.90

FUENTE: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

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

Jiménez Montoya nos dice la longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte.

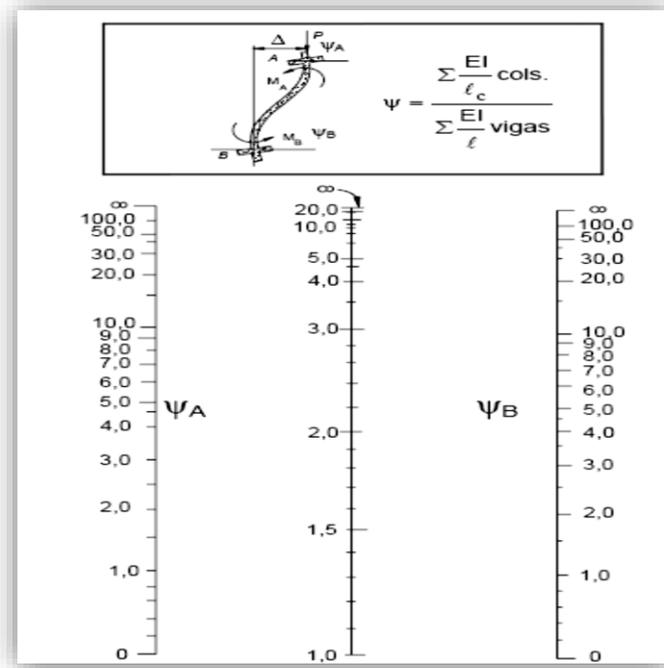
Siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

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

Longitud de pandeo $l_0 = k * l$ (k se obtiene entrando con ψ)

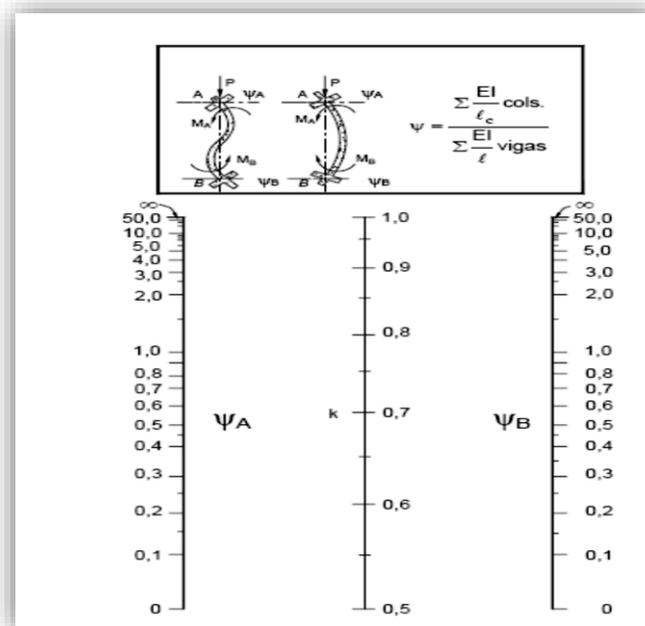
$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todos los pilares}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \psi_B \text{)}$$

Figura Nº 2.13 Pórticos traslacionales (para obtener el valor de k)



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado

Figura Nº 2.14 Pórticos intraslacionales (para obtener el valor de k).



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado.

2.6.2.5. Esbeltez geométrica y mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ 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 mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), 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 $\lambda_o > 58$).

2.6.2.6. 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. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

La mayoría de los pilares, pues, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

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.

2.6.2.7. Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, en la única incógnita es la armadura total.

Jiménez Montoya nos dice. En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación.

2.6.2.8. 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 (para poder observar las rosetas, ver el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya ver anexos Pag. 685).

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 w .

2.6.2.9. 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

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 \succ \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica w

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w 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.

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

Determinar la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} \rightarrow A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}}$$

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

$$e_{x \max} = \left[e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right] + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_x = \frac{My}{N} \quad ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm$$

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

La excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y \max} = \left[\frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right] + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_y = \frac{Mx}{N} \quad ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] * \frac{l_o^2 * 10^{-4}}{h} \quad (kg/cm^2)$$

Dónde:

b, h = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

lo = Longitud de pandeo.

ea = Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

ef = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v.

Cuadro Nº 2.17 Valores de la constante β , para el cálculo de la excentricidad ficticia

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: Norma Boliviana de hormigón armado.

2.6.3. Diseño de Fundaciones

Las cimentaciones de hormigón armado son muy frecuentes en edificación: Como es el caso de zapatas superficiales.

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir acompañado por un estudio de suelo, en el que se consideren su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías; las estructuras colindantes, etc.

Debido a la importancia que merecen las fundaciones de cada proyecto de forma particular, es importante recalcar que toda cimentación debe de garantizar la estabilidad de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Las cimentaciones deben contar pues, con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento, y sus asientos deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura cimentada y con su función. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura que se soporta (en especial, las acciones que transmite y su capacidad de deformación) y por otra, el terreno de que se trate (en especial su resistencia y su deformabilidad).

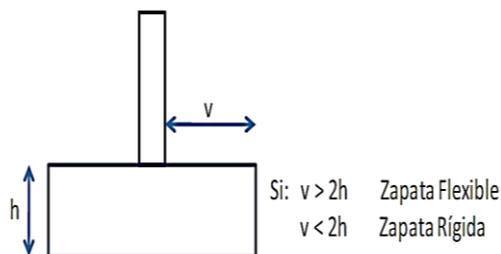
A continuación, se explicará los pasos de cálculo de dimensionamiento para fundaciones:

2.6.3.1. Cimentaciones

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente. Para limitar los asentamientos de la estructura se deberá transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente y distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Las zapatas además pueden ser flexibles o rígidas de acuerdo a sus características geométricas, a la relación entre su canto y su vuelo.

Figura Nº 2.15 Zapata aislada



Fuente. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Carlos Crespo V.

2.6.3.2. Tipos de Fundaciones

2.6.3.2.1. Fundaciones profundas

Se considerará que una cimentación es profunda cuando su extremo inferior está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho.

Se clasifican en los siguientes tipos:

- a) **Pilote aislado:** aquel que está a una distancia lo suficientemente alejada de otros pilotes como para que no tenga interacción geotécnica con ellos.
- b) **Grupo de pilotes:** son aquellos que, o bien por su proximidad interaccionan entre sí, o bien están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos como para que trabajen conjuntamente.

c) **Zonas pilotadas:** son aquellas en las que los pilotes están dispuestos con el fin de reducir el asiento y mejorar la capacidad frente al hundimiento. Suelen ser pilotes de escasa capacidad portante individual y están regularmente espaciados o situados en puntos estratégicos

2.6.3.2.2. Fundaciones superficiales

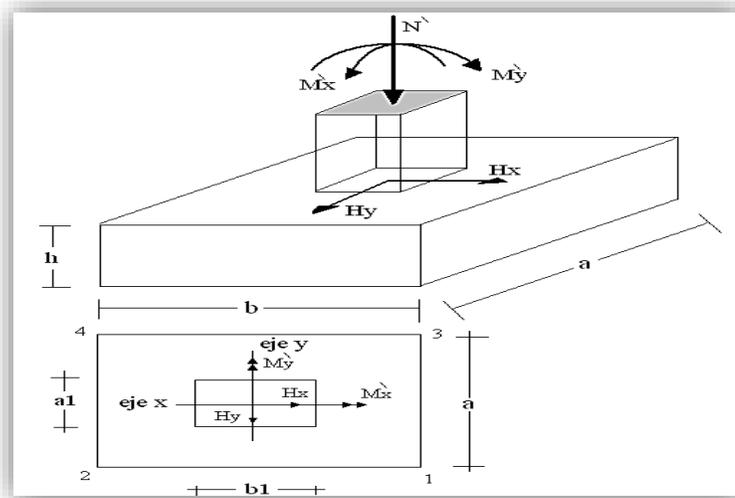
Las cimentaciones superficiales son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener la suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

En resumen, las Cimentaciones Superficiales reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

Se considera cimentación superficial cuando se tienen entre 0,50 m. y 4 m. de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura; de no ser así, se harán Cimentaciones Profunda.

2.6.3.3. Diseño de zapatas aisladas

Figura Nº 2.16 Solicitaciones presentes en una zapata aislada



Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya.

Dónde:

M_x = Momento en el eje x.

M_y = Momento en el eje y.

H_y = Cortante en el eje y.

H_x = Cortante en el eje x.

N = Carga total que llega a la zapata.

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

Procedimiento de cálculo:

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

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 0,05 (5%) del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1,05 N'$$

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

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

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

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

$$A = a \cdot b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas. Escogidos los valores de “a” y “b”, se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

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

En esta etapa hay que verificar que:

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

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

3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

Primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

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

Dónde:

$$f_{cd} = \text{Resistencia de diseño del Hormigón}$$

$$f_{ck} = \text{Resistencia característica del Hormigón}$$

$$\gamma_C = \text{Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).}$$

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

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

Dónde:

$$f_{cd} = \text{kg/cm}^2$$

$$\gamma_f = \text{Coeficiente que normalmente vale 1,6}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = \text{kg/cm}^2$$

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 + b1}{4} + \frac{ab}{2k - 1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25cm \end{array} \right.$$

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

$$h = d + c$$

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

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

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A} \cdot a \cdot b \cdot h = 2,4 \text{ (tn/m}^3\text{)} \cdot a \cdot b \cdot h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata

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

5. Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

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

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

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento, y es negativo si tiene sentido contrario.

6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

+ = Compresión - = Tracción

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

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{ab^2} - \frac{6Mx}{ba^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los esfuerzos debidos a flexo-compresión. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección. Luego se debe de verificar:

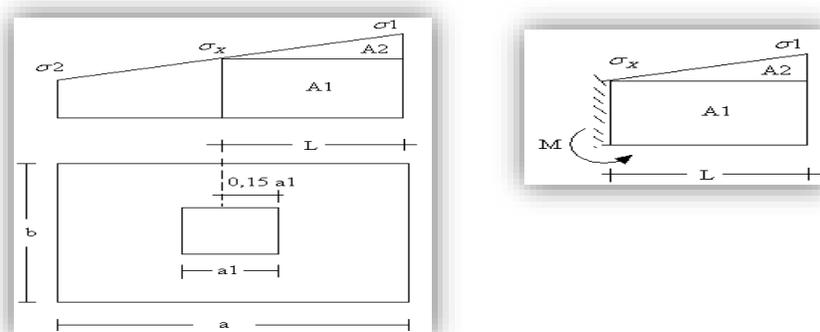
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

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

7. Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido, y se halla el momento a una distancia del 0,15 de a_1 .

Figura N° 2.17 Momento de diseño en zapatas.



Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya.

Se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0,15a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a}(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A_1.D_1 + A_2.D_2 = \sigma_x L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x)L}{2} \left(\frac{2}{3} L \right) = \frac{L^2}{3} \left(\sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \text{ (tn*m/m)}$$

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

$$M_d = 1,6 M b$$

8. Cálculo del área de acero

Con el momento de diseño expresado en (Kg*cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} < 0,2517$$

Dónde:

b = 100 cm (por metro)

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón

M_d = momento de diseño

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0015$ (ver cuadro 2.14). Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

9. Se verifica que la zapata no se Vuelque

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

10. Se verifica que la zapata no se Deslice

Para suelos arenosos sin cohesión
arcillosos

Para suelos cohesivos

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

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

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

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

φ = ángulo de rozamiento interno

C = cohesión

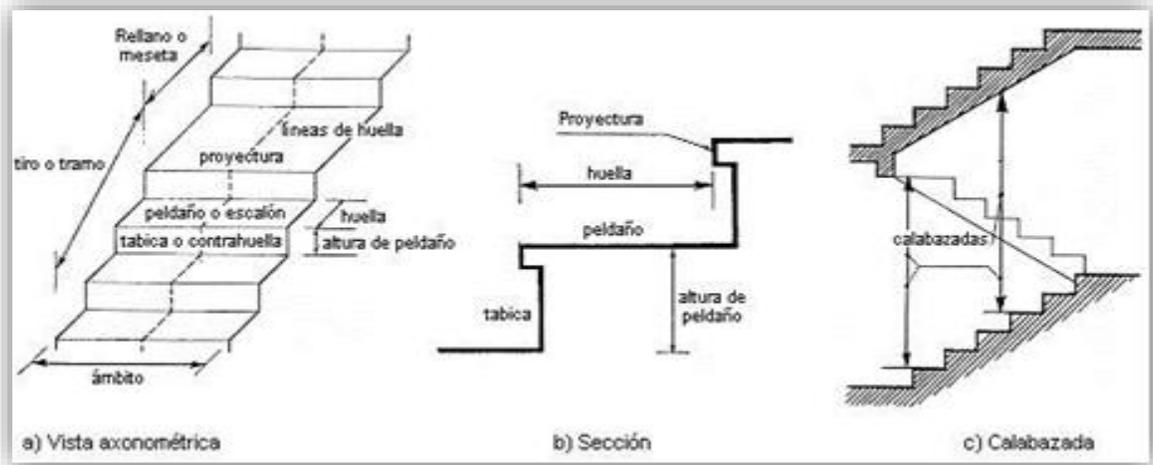
A = a*b

2.6.4. Diseño de Escaleras

2.6.4.1. Definición

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

Figura № 2.18 Características geométricas de una escalera.



Fuente: Arte de Proyectar en Arquitectura. Neufert.

Contrahuella: Es la parte vertical del fondo del peldaño.

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

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

Contemplamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:

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

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

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

Tiro: Es una sucesión continua de peldaños (21 asumidos).

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

El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella “h” y de la contrahuella “c”. Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo, las dimensiones de “c” y “h” han de cumplir determinadas condiciones, siendo las más frecuentes:

$$\text{(Blondel)} \quad h + 2c = k \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 59\text{cm} \rightarrow (\text{edificios de viviendas}) \\ k = 66\text{cm} \rightarrow (\text{edificios p\u00fablicos}) \end{array} \right.$$

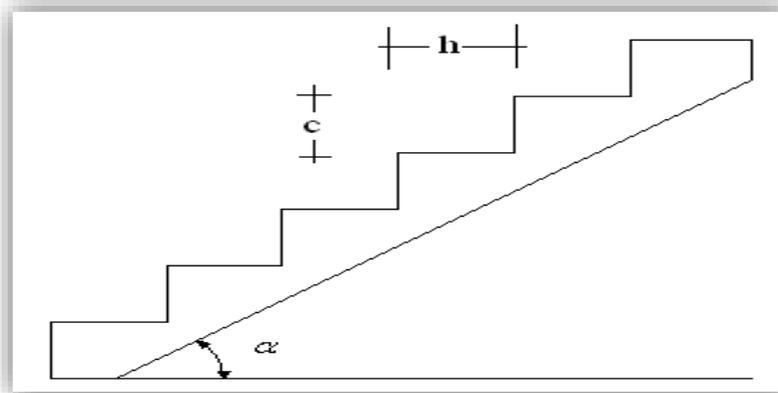
$$\text{(Tournus)} \quad h + 2c = 63 \text{ cm}$$

$$h - c = 12 \text{ cm}$$

$$\text{(Neufert)} \quad 2c + h = 61 \text{ a } 64 \text{ cm}$$

$$h - c = 12 \text{ cm}$$

Figura N\u00b0 2.19 Huella y contrahuella en escaleras.



Fuente: Hormig\u00f3n armado Jim\u00e9nez Montoya.

2.6.4.2. Esfuerzo en los Tiros

Se considera el caso de una escalera formada por un solo tiro, con los extremos articulados. Llamando α al ángulo del tiro con la horizontal y “g” al peso lineal de escalera de proyección horizontal de tiro, la carga “g” se descompone en una normal al tiro, de valor $g \cos \alpha$ y otra paralela, de valor $g \sin \alpha$. La carga normal al tiro:

$$g' = \frac{g \cos \alpha}{1 / \cos \alpha} = g \cos^2 \alpha$$

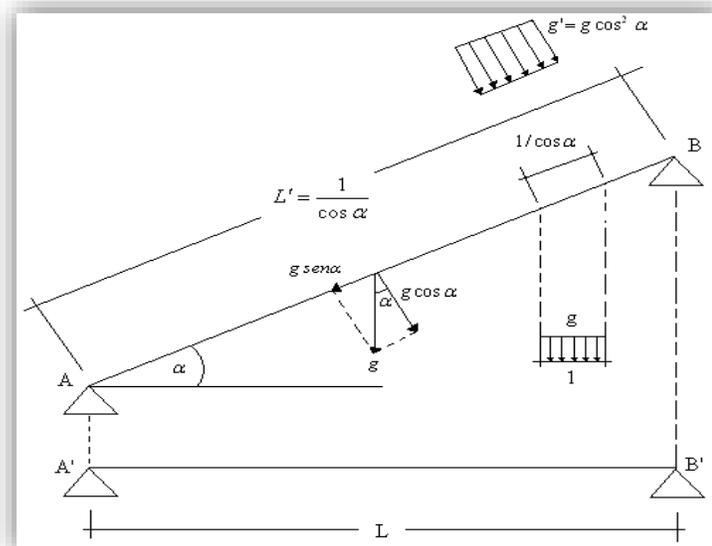
El momento flector de cargas permanente vale por tanto.

$$M_D = \frac{1}{8} g' (L')^2 = \frac{1}{8} g \cos^2 \alpha \left(\frac{L}{\cos \alpha} \right)^2 = \frac{1}{8} g L^2$$

Donde, como se ha dicho “g” es la carga permanente por ml, de proyección horizontal. Siendo “q” la sobrecarga por ml. el momento total, resulta:

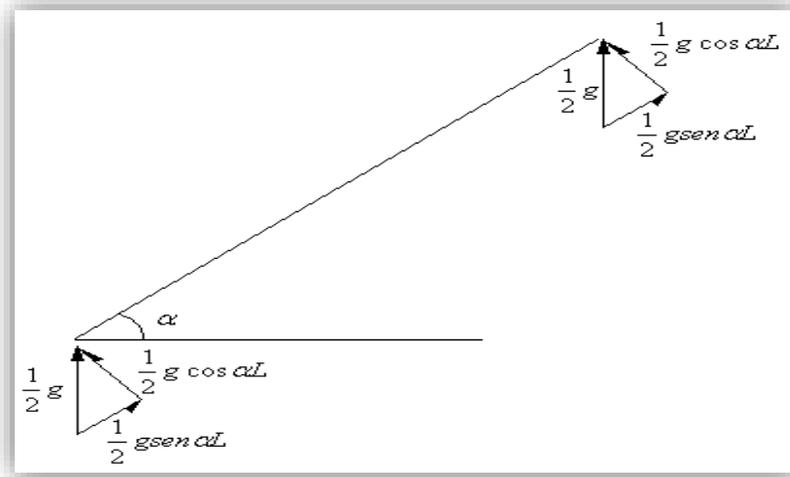
$$M_T = \frac{1}{8} (g + q) L^2$$

Figura Nº 2.20 Esfuerzo en tiros de escaleras.



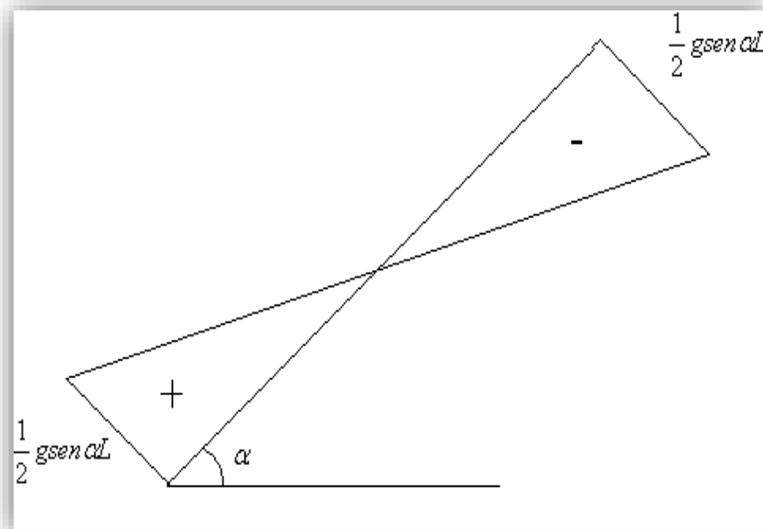
Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya.

Figura Nº 2.21 Reacciones en apoyos de escaleras.



Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya.

Figura Nº 2.22 Diagrama de fuerzas normales.



Fuente: Hormigón armado Jiménez Montoya.

Los esfuerzos cortantes en A y B resultan:

$$V_A = V_B = \frac{1}{2}g \cos^2 \alpha L' = \frac{1}{2}g \cos \alpha L$$

Las reacciones paralelas al plano del tiro (Figura 2.21) son $\frac{1}{2} g \operatorname{sen} \alpha L$, en el apoyo inferior y el mismo valor en el superior. Esto conduce a que la mitad superior del tiro esté en tracción y la mitad inferior en compresión, ambas linealmente variables, de acuerdo con lo que se indica en la Figura 2.22. Estos esfuerzos introducen tracciones que son despreciables en la mayoría de los casos.

2.6.5. Estructura de sustentación de la cubierta

2.6.5.1. Diseño de losa

Para el diseño de cubiertas se debe tomar en cuenta primeramente el material a emplear para la losa.

El espaciamiento está en función del complemento de la losa, cerámica, hormigón y polietireno (plastoformo).

Determinación de la altura de la capa de compresión de la losa (e):

Donde b es el inter eje de viguetas.

$$e_0 = \frac{b}{6}$$

Cálculo de la armadura necesaria de reparto para la losa:

$$As_{nec} \geq \frac{50 * h_0}{f_{yd}}$$

Cálculo del número de barras:

Diámetro comercial recomendado $\varnothing = 6mm$

Área de acero del diámetro asumido $A_n = \varnothing \text{ cm}^2$

$$n = \frac{As_{nec}}{A_n}$$

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis de estudio de suelos

Al tratarse de un suelo rocoso en el lugar de emplazamiento del Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril, se realizó un análisis geológico para clasificar el tipo de roca y determinar su resistencia portante del mismo.

Para determinar la resistencia portante del suelo rocoso se realizó los siguientes métodos:

- Método Escala de Mhos.
- Método de Compresión simple, es un método destructivo.
- Método de R.Q.D., es un método no destructivo.

El análisis geológico que se realizó fue muy minucioso con ayuda de equipos del laboratorio de Hormigón y con ayuda de un Geólogo especialista en la materia; es así que se llegó a la conclusión de que se trata de una roca metamórfica llamada Caolinita que tiene una resistencia portante de 5,9 kg/cm², que en comparación con los suelos arcillosos, granulares se trataría de un suelo bueno para fundación.

En el **Anexo A.2** se podrá ver a detalle los métodos de clasificación y determinación de su resistencia admisible portante.

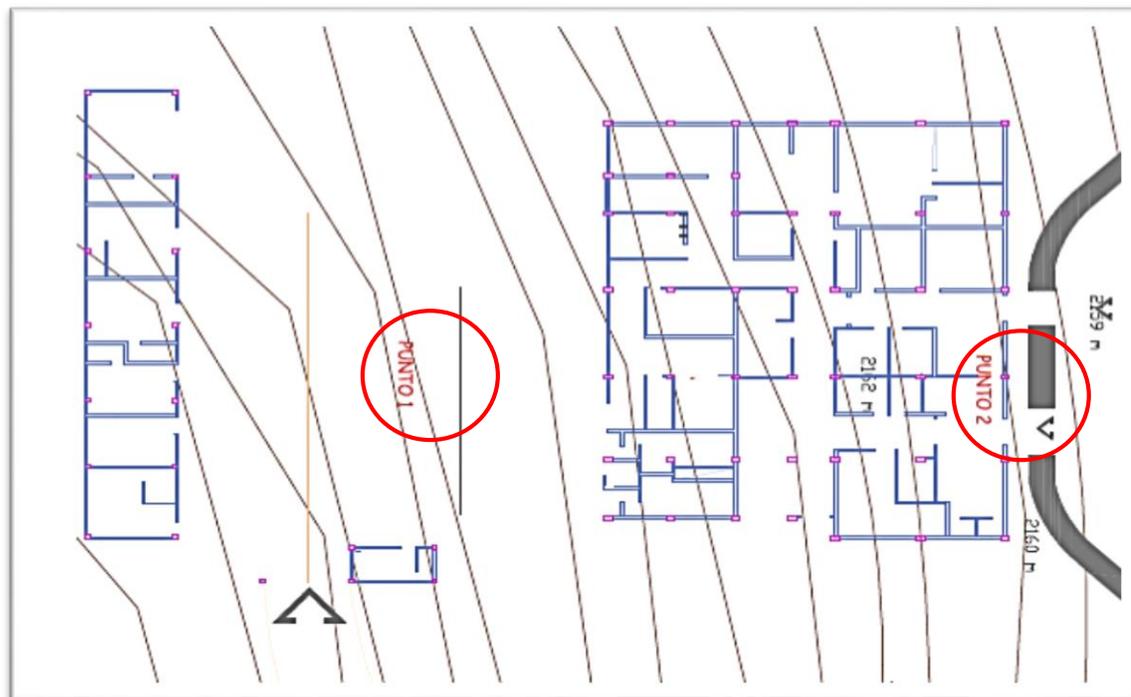
Para determinar la resistencia portante de del suelo rocoso se tomó dos muestras, a diferentes profundidades, con la finalidad de contar con datos más reales y validar la resistencia admisible de la roca a determinar:

Cuadro Nº 3.1 Análisis de suelos.

Muestra Nº	Profundidad	Tipo de Roca	Resistencia Admisible
1	0.00 m	Caolinita	5,82 Kg/cm ²
2	1.50 m	Caolinita	5,9 Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Figura Nº 1 Ubicación de puntos de extracción de muestras.



Fuente: Elaboración propia.

3.2 Análisis de estudio topográfico

La topografía del lugar de emplazamiento de la obra, fue proporcionada por la entidad promotora del proyecto. La entidad realizó el levantamiento topográfico de la zona, a través de los cuales el proponente generó los planos topográficos de curvas de nivel, emplazamiento y perfiles de terreno de la zona. **Ver anexo A.3.**

El terreno cuenta con una superficie de 1950 m² y una superficie de construcción de 695,20 m², topográficamente se considera una superficie irregular debido a que existiría un desnivel máximo del 10 %

Figura N° 3.2 Plano topográfico y emplazamiento.



Fuente: Elaboración propia.

3.3. Planteamiento estructural

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

- Para el diseño del Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril la Norma Boliviana CBH-87 de cargas recomienda tomar un valor que oscila entre 400 – 500 kg/m², se tomó una sobrecarga de 500 kg/m², se hace referencia con más detalle en el **anexo A.4.** Detalle de Cargas.
- La resistencia de los materiales que se utilizarán son los que se indican a continuación:

fck = 250 kg/cm² (resistencia característica del hormigón).

fyk = 500 kg/cm² (resistencia característica del acero).

Se tomaron estos valores porque en la actualidad se puede llegar fácilmente a una resistencia característica del hormigón de 250 kg/m² y en el mercado ya se puede conseguir aceros de 5000 kg/m² y además estos valores nos permite colocar el programa CYPE CAD.

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

$$\gamma_c = 1,50 \text{ coef. de minoracion para el hormigon}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ coef. de minoracion para el acero}$$

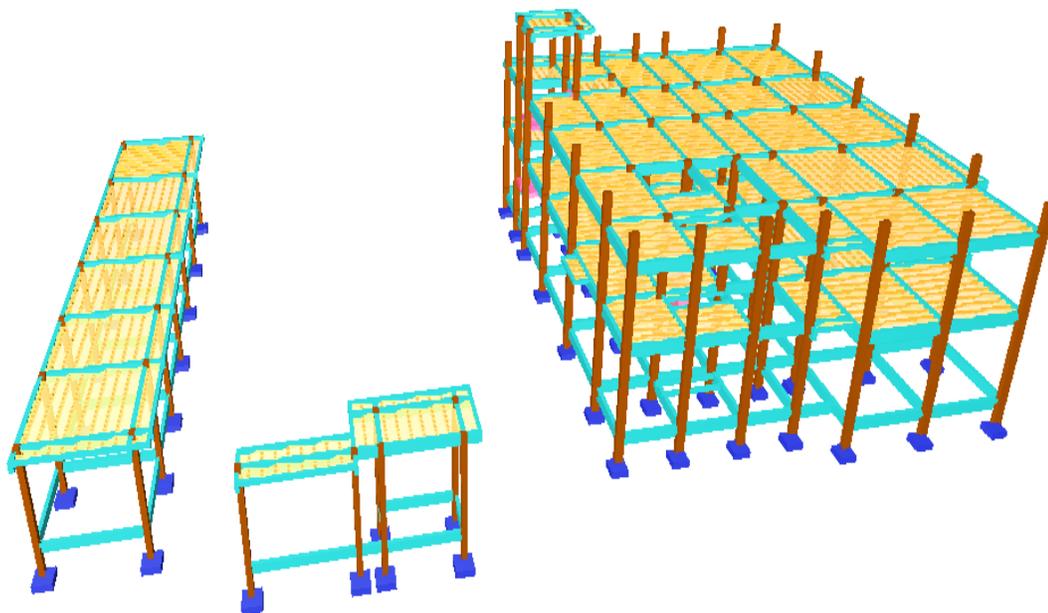
$$\gamma_Q = 1,60 \text{ coef. de mayoracion de cargas}$$

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

➤ La capacidad portante del suelo (suelo rocoso), se tomó el siguiente valor:

$$\sigma_{adm} = 3,93 \frac{kg}{cm^2}$$

Figura № 3.3 Planteamiento estructural de la edificación.



Fuente: Elaboración propia.

El planteamiento estructural se muestra en mayor detalle en el **anexo A.9**.

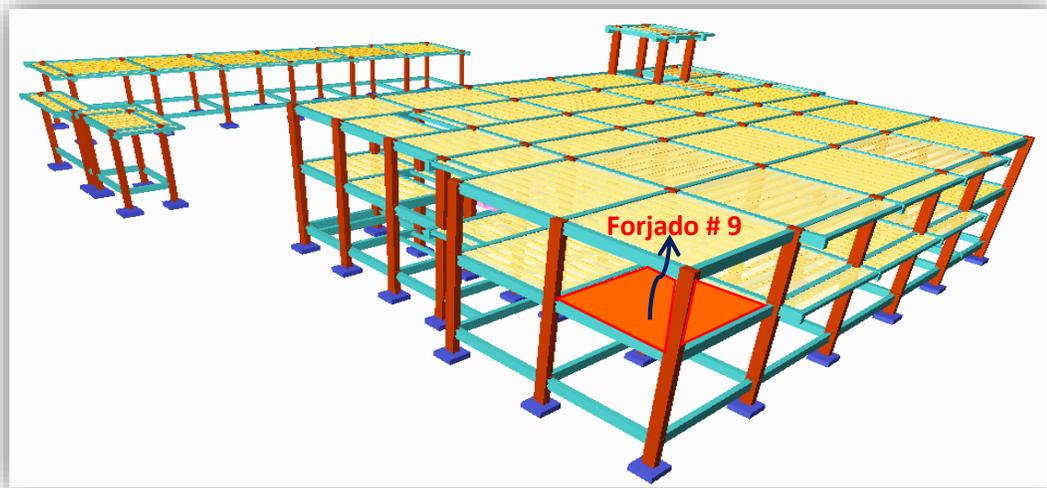
3.3.1. Cálculo de losa.

La estructura de la cubierta será de losa alivianada con viguetas pretensadas.

La estructura de sustentación de los entresijos estará constituida por viguetas pretensadas prefabricadas y complemento de plastroformo.

Para la determinación de los parámetros que caracterizan a la losa como ser el tipo de viguetas la altura del complemento, se realizó las comparaciones de los materiales prefabricados de varias empresas proveedoras en nuestro medio, basándonos en la calidad del material el costo y la garantía que presentan se optó por emplear en el diseño viguetas y complementos prefabricados de la marca SOBOPRET.

Figura N° 3.4 Imagen ilustrativa de losa.



Fuente: Elaboración propia.

Después de un análisis de cálculo y sugerencias de empresas dedicadas a la producción de viguetas pretensadas se llegó a la siguiente conclusión.

Se tendrá una capa de **compresión de 5 cm**. Norma CBH 87 Pag. 123.

Canto de losa $d = 25\text{cm}$

Tipo de vigueta TV50

Tipo de complemento 20x43x100.

Para mayores detalles de cálculo **ver anexo A.5**.

3.3.2. Cálculo de viga

3.3.2.1. Geometría y esfuerzos presentes en la viga

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad 2016 para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.

De acuerdo a la arquitectura del edificio se eligió la viga más crítica y de mayor solicitud, que para este caso es la que se muestra en la siguiente gráfica siendo una viga de 30x55 cm.

Longitud de viga: 5,25 m

Viga # 10, pórtico # 5 entre las columnas C-13 y C-14

Momento lado izquierdo: 24440 kg*m C-13

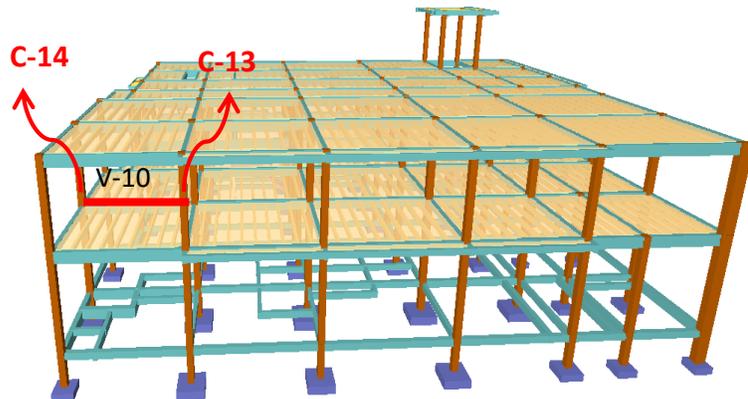
Momento central: 14070 kg*m

Momento lado derecho: 11860 kg*m C-14

En esta etapa se realizará el cálculo de la viga más solicitada o más crítica:

Figura Nº 3.5 Imagen ilustrativa selección de viga

Viga más solicitada, se encuentra entre las columnas 13 y 14, se realizará la verificación manual y comparación de resultados



Fuente: Elaboración propia

Después de haber realizado el cálculo correspondiente para el diseño de la viga seleccionada se llegó a los siguientes resultados. (Para mayor detalle de cálculo ver **anexo A-5**).

Cuadro № 3.2 Comparación de resultados de armadura de viga

Comparación de Resultados

Característica	Comprobación manual	Resultados Cypecad	Armadura real adoptada	%
Armadura Longitudinal				
Armadura long. Inferior	6,93 cm ²	6,99 cm ²	7,16 cm ²	0,86
Armadura lado izquierdo	11,67 cm ²	11,67 cm ²	12,08 cm ²	0,00
Armadura lado derecho	5,72 cm ²	5,76 cm ²	6,28 cm ²	0,69
Armadura transversal				
Armadura trans. Lado izq.	6,24 cm ²	4,79 cm ²	6,70 cm ²	23,24
Armadura trans. Lado der.	5,01 cm ²	3,47 cm ²	6,70 cm ²	30,74
Verif. Arm. Central	2,30 cm ²	3,35cm ²	6,70 cm ²	31,34

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3. Cálculo de columna

Para el dimensionamiento de las columnas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad-2016 para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.

Se realiza la verificación manual de la columna más solicitada, denominada C-13.

Datos de la columna C-13

$$N_{max} = 94940 \text{ kg}$$

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$A = 1225 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 125052,083 \text{ cm}^4$$

Cabeza

$$M_X = 1770 \text{ kg.m}$$

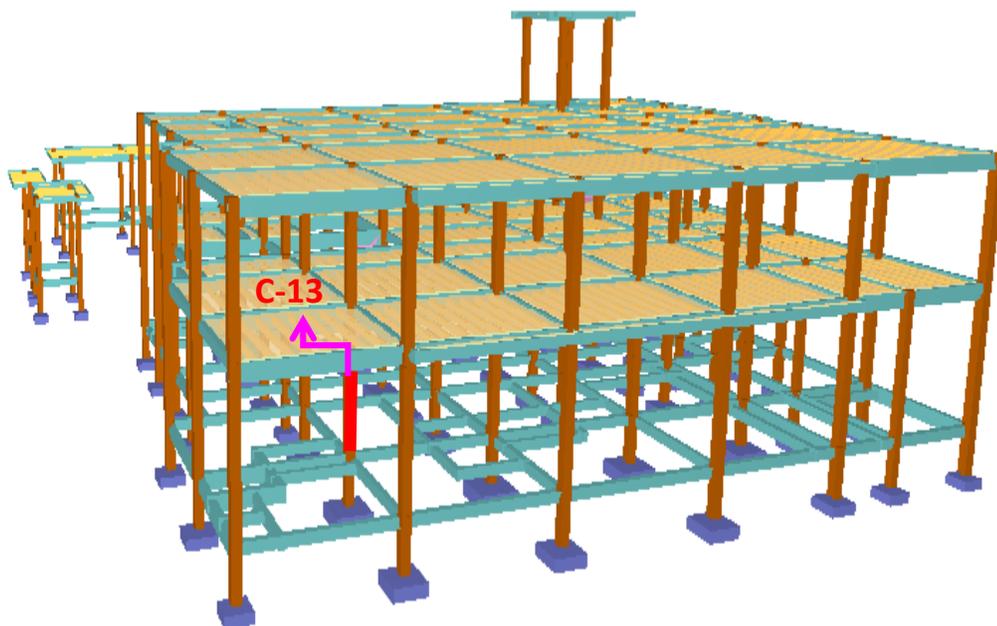
$$M_Y = 1440 \text{ kg.m}$$

Pie

$$M_X = 1900 \text{ kg.m}$$

$$M_Y = 1710 \text{ kg.m}$$

Figura № 3.6 Ubicación de columna de mayor sollicitación



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a las sollicitaciones se escogió la columna identificada como C-13 en el programa que inicia en la cimentación hasta el piso 2 entre las cotas 0,00 hasta la cota más 8,50 m de dimensiones en la base de 35x35 cm.

Resultados:

En la siguiente tabla se muestra en resumen los resultados manuales y los resueltos propuestos por el programa CYPECAD, indicando a cada lado el área necesaria de acero. (Para mayor detalle de cálculo ver **anexo A-5**).

Cuadro Nº 3.3 Comparación de resultados de armadura de columna

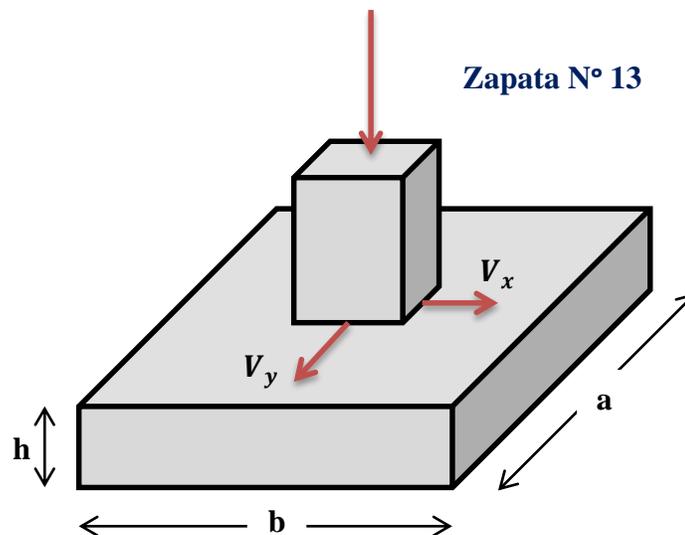
RESULTADOS MANUALES		RESULTADOS DEL CYPECAD		%
Armadura longitudinal:	6,78 cm ² Área real	4 Ø 12 mm + 2 Ø 12 mm	6,78 cm ²	0
Armadura de estribos:	25 <i>estribos</i>	Ø 6 mm c/15 cm	25 <i>estribos</i>	0

Fuente: Elaboración propia.

3.3.4. Cálculo de zapata

Para realizar la verificación se eligió la zapata N° 13 correspondiente a la columna N° 13; se trata de una zapata aislada de igual dimensiones en ambos lados, ubicada en la parte interior de la estructura (cimentación).

Figura Nº 3.7 Selección de Zapata de mayor sollicitación



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$$N = 94940 \text{ kg}; ; V_x = 1264 \text{ kg}; V_y = 752 \text{ kg};$$

$$a_o = 35 \text{ cm}; b_o = 35 \text{ cm}; \sigma_{adm} = 3,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}; r(\text{recubrimiento.}) = 5 \text{ cm}$$

Resultados

En la siguiente tabla se muestra en resumen los resultados calculados manualmente y los resultados propuestos por el programa CYPECAD, indicando a cada lado el área necesaria de acero y la diferencia en porcentaje, también la diferencia de volumen de hormigón.

(Para mayor detalle de cálculo ver **anexo A-5**).

Cuadro Nº 3.4 Comparación de resultados de armadura de zapata

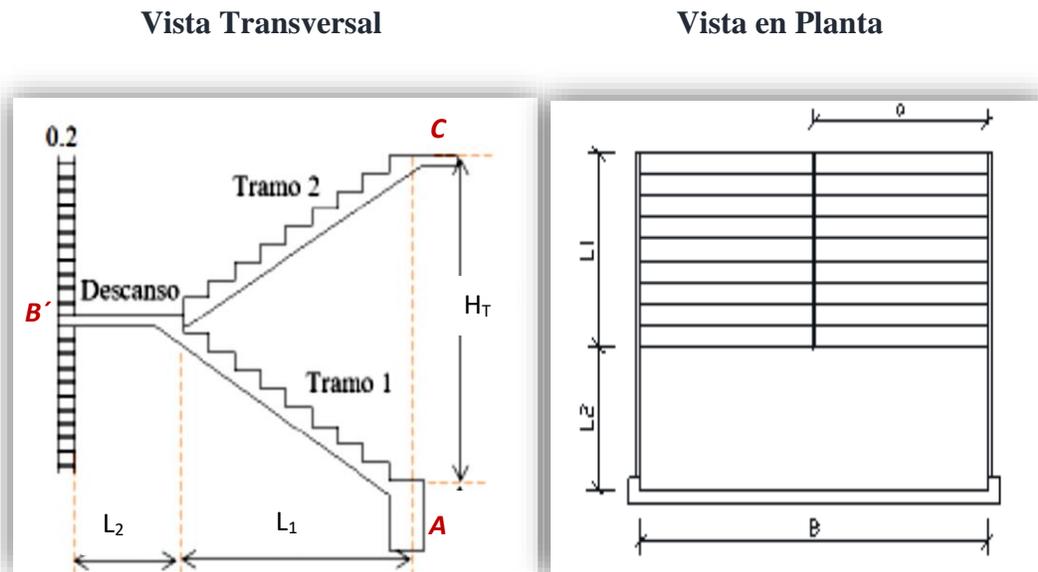
RESULTADOS MANUALES		RESULTADOS DEL CYPECAD		%
Dimensiones: a = 170 cm b = 170 cm h = 45 cm	1,30 m^3	Dimensiones: a = 170 cm b = 170 cm h = 45 cm	1,30 m^3	0
Armadura de la parrilla: X: 11 Ø 12 mm c/15 cm Y: 11 Ø 12 mm c/15 cm	12,43 cm^2	Armadura de la parrilla: X: 11 Ø 12 mm c/15 cm Y: 11 Ø 12 mm c/15 cm	12,43 cm^2	0

Fuente: Elaboración propia.

3.3.5. Cálculo de escalera.

La escalera se calcula como si fuera una losa horizontal de ancho unitario y luego se dispone precauciones en el cambio de pendiente correspondiente a la escalera.

Figura Nº 3.8 Vistas de escalera



Fuente: Elaboración propia.

Datos generales:

$L_1 = 2,32 \text{ m}$ Longitud horizontal de la rampa.

$L_{in} = 2,91 \text{ m}$ Longitud inclinada de la rampa.

$L_2 = 1,3 \text{ m}$ Longitud total del descanso.

$a = 1,3 \text{ m}$ Ancho de la rampa.

$B = 3,5 \text{ m}$ Ancho total del descanso.

$h = 0,15 \text{ m}$ Espesor de la losa.

$H = 0,29 \text{ m}$ Huella.

$C = 0,19 \text{ m}$ Contra huella.

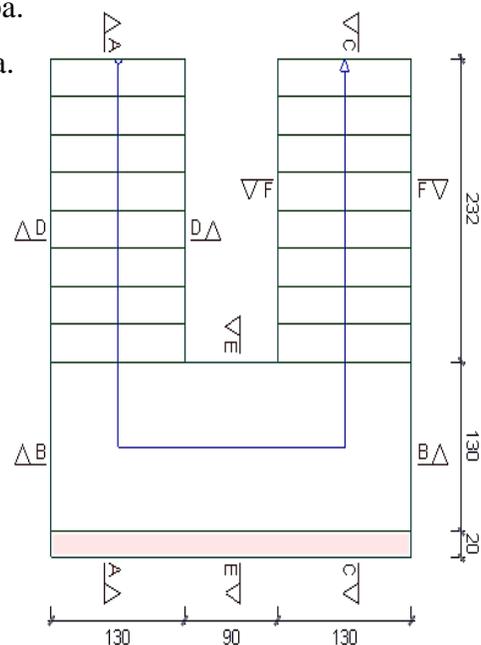
$Z = 1,75 \text{ m}$ Altura a salvar.

$N = 9$ Número de escalones.

$r = 3 \text{ cm}$ Recubrimiento

$\gamma_{H^\circ} = 2400 \text{ Kg/m}^3$ Peso específico H°A°.

Geometría de la escalera # 2



Resultados.

En la tabla siguiente se muestran en resumen los resultados manuales y resueltos por el programa CYPECAD del cálculo de toda la armadura de la escalera.

Cuadro Nº 3.5 Comparación de resultados de armadura de escalera

RESULTADOS MANUALES		RESULTADOS DEL CYPECAD		%
Armadura inferior positiva				
14 Ø 12 mm c/10 cm	15,82 cm²	14 Ø 12 mm c/10 cm	15,82 cm²	0
Armadura superior negativa				
14 Ø 10 mm c/10 cm	11,06 cm²	14 Ø 10 mm c/10 cm	11,06 cm²	0
Armadura superior de corte en la escalera por metro				
5 Ø 10 mm c/20 cm/m	3,95 cm²	5 Ø 10 mm c/20 cm/m	3,95 cm²	0
Armadura inferior de corte en la escalera por metro				
5 Ø 10 mm c/20 cm/m	3,95 cm²	5 Ø 10 mm c/20 cm/m	3,95 cm²	0

Fuente: Elaboración propia.

3.3.6. Cálculo de la rampa.

Con la finalidad de superar los desniveles de pisos, para el traslado de pacientes en camilla, silla de ruedas, etc. Es conveniente y necesario contar con elementos estructurales que nos permitan salvar este problema, por esta razón se diseñará una rampa.

Este diseño se lo realizó en base a lo recomendado por la Normativa Boliviana “**NB-1220005 Accesibilidad de las personas con discapacidad al medio físico - Edificios y espacios urbanos - Rampas fijas adecuadas y básicas**”.

Datos generales:

$L_1 = 14,50 \text{ m}$ Longitud horizontal de la rampa.

$L_{in} = 14,60 \text{ m}$ Longitud inclinada de la rampa.

$L_2 = 1,7 \text{ m}$ Longitud total del descanso.

$L_n = 5,60 \text{ m}$ Longitud inclinada de tramo 2.

$b = 1,4 \text{ m}$ Ancho de la rampa.

$B = 3 \text{ m}$ Ancho total del descanso.

$h = 0,15 \text{ m}$ Espesor de la losa.

$Z = 1,75 \text{ m}$ Altura a salvar.

$N = 2$ tiros Número de rampa.

$r = 3 \text{ cm}$ Recubrimiento.

$\gamma_{H^\circ} = 2400 \text{ Kg/m}^3$ Peso específico H°A°.

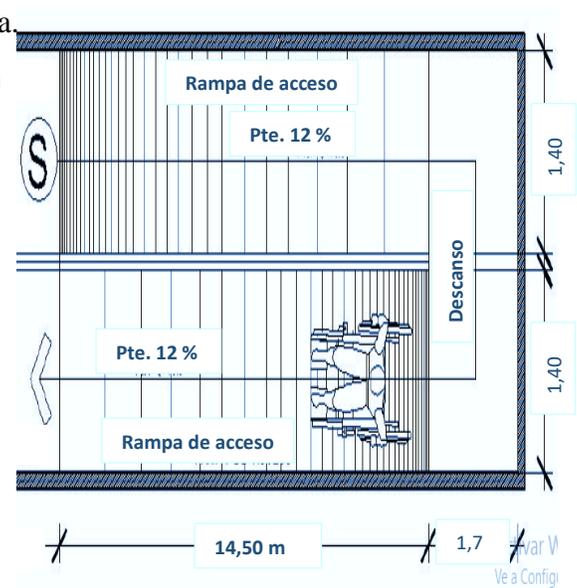
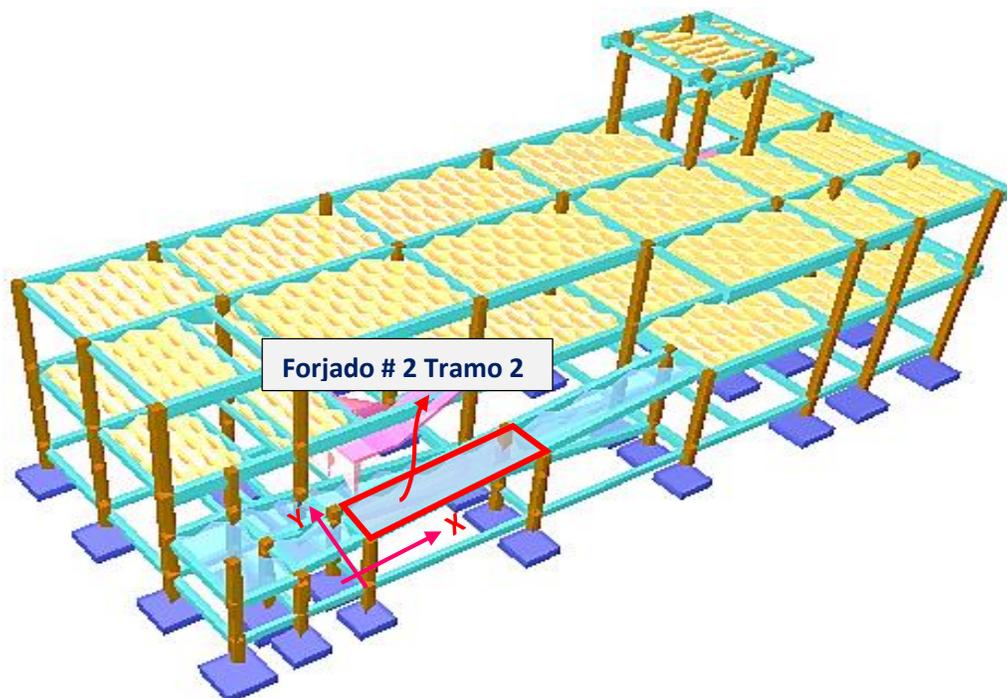
Geometría de rampa

Figura Nº 3.9 Vista de Perfil de la Rampa



Fuente: Elaboración propia.

Resultados.

En la tabla siguiente se muestran en resumen los resultados manuales y resueltos por el programa CYPECAD del cálculo de toda la armadura de la escalera.

Cuadro Nº 3.6 Comparación de resultados de armadura de la rampa

RESULTADOS MANUALES		RESULTADOS DEL CYPECAD		%
Armadura inferior positiva dirección "X"				
11 Ø 12 mm c/15cm	12,43 cm²	10 Ø 12 mm c/15cm	11,30 cm²	7,35
Armadura inferior positiva dirección "Y"				
24 Ø 12 mm c/25cm	27,12 cm²	24 Ø 12 mm c/25cm	27,12 cm²	0
Armadura superior negativa en dirección "X"				
11 Ø 12 mm c/15 cm	12,43 cm²	10 Ø 12 mm c/15	11,30 cm²	7,35
Armadura superior negativa en dirección Y"				
24 Ø 12 mm c/25cm	4,52 cm²	24 Ø 12 mm c/25 cm	4,52 cm²	0

Fuente: Elaboración propia.

3.4. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.4.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la ejecución de las obras fue elaborado a detalle según los ítems contenidos en el proyecto, por la bastante información existente se lo presenta todo en el anexo **A.8**.

3.4.2. Precios unitarios

Se ha efectuado el análisis de los precios unitarios directos y la incidencia de las cargas sociales, utilidades, gastos generales e impuestos de ley con los cuales se ha obtenido el precio de aplicación. Para este análisis se ha tomado en cuenta el precio de los materiales puestos en obra con referencia a los precios vigentes en el mercado

de la ciudad de Tarija; los precios de los materiales locales (Agregados y piedra) se han calculado de acuerdo al costo real en el área del proyecto.

El presupuesto del proyecto ha sido elaborado en base a la cubicación de los volúmenes de obra para cada uno de los ítems (partidas) que lo conforman (ver detalles de cómputos métricos en **anexo A-7**).

Sus respectivos precios unitarios han sido analizados siguiendo procedimientos regulares de ingeniería, considerando los costos de mano de obra, materiales, equipos, la incidencia en ellos por costos indirectos y utilidades.

Se han asumido los siguientes valores de GG, U, IVA, IT y CS para el cálculo de los Precios Unitarios:

Cuadro Nº 1 Gastos generales y beneficios sociales.

DESCRIPCIÓN		OBSERVACIONES
A	MATERIALES	TIPO DE MATERIAL, CANTIDAD Y PRECIO
B	MANO DE OBRA	TIPO DE OBRERO Y RENDIMIENTO
E	CARGAS SOCIALES	55% DE MANO DE OBRA
F	IMPUESTO I.V.A. MANO DE OBRA	14.94% DE MANO DE OBRA
H	HERRAMIENTAS MENORES	5% DE (B+E+F)
K	GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS	10% DE EQUIPO, HERRAMIENTAS
L	UTILIDAD	10% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K)
M	IMPUESTO IT	3.09% DE (EQUIPO, HERRAMIENTAS+K+L)

Fuente: Elaboración propia.

Los precios unitarios se muestran en el **anexo A-7**.

3.4.3. Cómputos métricos

Los computos métricos se presentan en el **anexo A-6** de este documento.

3.4.4. Presupuesto general

El presupuesto general de la infraestructura fue elaborado a partir de los cómputos métricos de los ítems a ejecutarse y los precios consignados para cada actividad

específica. En anexos, se presentan los precios unitarios, volúmenes y el presupuesto de los ítems.

El presupuesto del Nuevo Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril es de Bs. 4.617.163,92 (Cuatro Millones Seiscientos Diecisiete mil Ciento Sesenta y tres con 92/100 Bolivianos) que equivale a \$us. 663.204,42 (Seiscientos sesenta y tres mil doscientos cuatro con 42/100 Dólares americanos).

El área total de construcción es de 1758,22 m² haciendo un valor de 377,20 \$us/m² (Trecientos setenta y siete con 20/100 Dólares americanos por metro cuadrado de construcción de obra).

El presupuesto general se muestra en el **anexo A-7**.

3.4.5 Cronograma de actividades

El cronograma de ejecución propuesto contempla un periodo de **457 días calendario**, el mismo se encuentra más detallado en anexos de este documento. **Ver anexo A-7**.

4. APORTE ACADÉMICO “Aislamiento Térmico Acústico en Paredes”

4.1. Marco conceptual del aporte

Los aislamientos, en obras civiles, son los sistemas de protección desarrollados para el aumento de confort y de las condiciones de habitabilidad que deben reunir viviendas, colegios, locales comerciales y principalmente los centros de salud, poniendo barreras a los agentes térmicos y acústicos.

El aislamiento contra el frío, el calor y el sonido, es decir, el aislamiento térmico y acústico, deben estudiarse conjuntamente, ambas técnicas se las conoce como aislamiento termo-acústico.

Con la finalidad de reducir el ruido de impactos, el ruido de los pasos del vecino, el murmullo de sus conversaciones, sus risas, uso de instrumentos médicos, excesivo uso de bocina de motorizados, etc. Se dispone para este fin emplear materiales muy ligeros que posean altas especificaciones atérmicas y de insonorización. Es así que en la actualidad ya existen una variedad de productos para el aislamiento termo-acústico.

La **Organización Mundial de la Salud** define como "**contaminación acústica**" al ruido (entendido como sonido excesivo y molesto), provocado por las actividades humanas (tráfico, industrias, locales de ocio, aviones, barcos, entre otros.) que produce efectos negativos sobre la salud auditiva, física y mental de los seres vivos.

Según la Ley 1333 de Medio Ambiente, la emisión de decibeles (dB) durante el día es de 68 y durante la noche de 65. Una conversación, con tono normal transcurre a los 60 dB.

Según la Organización Mundial de la Salud (OMS), las emisiones de dB por encima de los 70 se tornan molestas y arriba de 90 se vuelven perjudiciales, en ese sentido las normas de la institución demuestran el mayor número de decibeles significa exponer la salud de las personas.

Es así que la Organización Mundial de la Salud establece límites permisibles de sonido para diferentes ambientes de desenvolvimiento social que se citan a continuación.

Cuadro Nº 4.1 Niveles de sonido recomendado por la OMS

Recinto	Efectos en la salud	Valores límite recomendados		
		LAeq (dB)	Tiempo (horas)	LAmáx, fast (dB)
Exterior habitable	Malestar fuerte, día y anochecer	55	16	-
	Malestar moderado, día y anochecer	50	16	-
Interior de viviendas	Interferencia en la comunicación verbal, día y anochecer	35	16	
Dormitorios	Perturbación del sueño, noche	30	8	45
Fuera de los dormitorios	Perturbación del sueño, ventana abierta (valores en el exterior)	45	8	60
Aulas de escolar y preescolar, interior	Interferencia en la comunicación, perturbación en la extracción de información, inteligibilidad del mensaje	35	Durante la clase	-
Dormitorios de preescolar, interior	Perturbación del sueño	30	Horas de descanso	45
Escolar, terrenos de juego	Malestar (fuentes externas)	55	Durante el juego	-
Salas de hospitales, interior	Perturbación del sueño, noche	30	8	40
	Perturbación del sueño, día y anochecer	30	16	-
Salas de tratamiento en hospitales, interior	Interferencia con descanso y restablecimiento	1		
Zonas industriales, comerciales y de tráfico, interior y exterior	Daños al oído	70	24	110
Ceremonias, festivales y actividades recreativas	Daños al oído (asistentes habituales: < 5 veces/año)	100	4	110
Altavoces, interior y exterior	Daños al oído	85	1	110

Fuente: O.M.S.

El poder aislante térmico no cambia por el hecho de que la capa de aislamiento sea exterior o interior, pero sí puede influir sobre el almacenamiento de calor.

Se realizará un análisis técnico sobre la implementación de aislantes termo-acústico en el diseño de la estructura del centro de salud, y determinar cuál es el más conveniente a utilizar en nuestro medio.

4.1.1. Definiciones

Calor: unidad térmica británica (BTU). Define como calor a un tipo de energía que se produce por la vibración de moléculas y que provoca la subida de la temperatura.

Aislamiento térmico: es el conjunto de materiales y técnicas de instalación que se aplican en los elementos constructivos que separan un espacio climatizado del exterior o de otros espacios para reducir la transmisión de calor entre ellos.

Conductividad térmica (K): La conductividad térmica es una propiedad física de las materias o de los cuerpos que determina la capacidad de transportar calor por conducción de manera directa y sin intercambio de materia.

Resistencia térmica “R”: La **resistencia térmica** de un material representa la capacidad del material de oponerse al flujo de la temperatura. En el caso de materiales homogéneos es la razón entre el espesor y la conductividad **térmica** del material; en materiales no homogéneos la **resistencia** es el inverso de la conductancia térmica

$$R_{term} = \frac{e}{K}$$

Donde; “e” es el espesor (m) y “k” la conductividad térmica del material (W/m – °C) por lo que las unidades de la resistencia térmica serán (m²-°C/W).

4.1.2. Fuentes de ruido

➤ Ruido Aéreo:

La transmisión de los ruidos aéreos a un local se realiza a través de los cerramientos de separación entre local emisor y local receptor, ya sea con el medio exterior (fachada y cubierta) o con locales continuos (medianeras, tabiquería y forjados).

➤ Ruido de Impacto:

Los ruidos de impacto son originados en las percusiones o choques entre sólidos (caída de objetos, pisadas, etc.). En el choque se le comunica este último una energía que le hace entrar en vibración, la cual se transmite a elementos constructivos en contacto con él y provoca ondas sonoras en el aire del local receptor.

➤ Ruido de Vibraciones:

Los ruidos de vibración se propagan al entrar en contacto un elemento de vibración con cualquier otro elemento constructivo, con lo cual este último entra también en vibración transmitiéndola a cualquier otro en contacto con él y produciendo a su vez una radiación de ondas sonoras.

Cuadro Nº 4.2 Aislamiento acústico de diferentes tipos de muros

MURO	MASA			Frecuencia (Hz)	Aislamiento (dB)
	Espesor (m) X Densidad (kg/m ³)	MASA (kg/m ²)			
ADOBE	0,2	1500	300	250	45
				500	51
				1000	57
LADRILLO MACIZO	0,15	1800	270	250	44
				500	50
				1000	56
LADRILLO HUECO	0,12	1000	120	250	37
				500	43
				1000	49
BLOQUE DE PARED DE H ^o	0,14	1700	238	250	43
				500	49
				1000	55
PANEL DE VIDRIO	0,004	2500	10	250	15
				500	21
PANEL DE VIDRIO	0,006	2500	15	250	19
				500	25
PANEL DE VIDRIO	0,008	2500	20	250	21
				500	27
PANEL DE MDF	0,03 (x2)	800	24	250	29
				500	35
PANEL DE GYPSUM	0,0095 (x2)	1100	10,45	250	16
				500	22
				1000	28

Fuente: La acústica en la construcción, R. José.

4.1.3. Modos de transferencia térmica.

- Por conducción, transmisión de temperatura de un cuerpo a otro por contacto directo.
- Por convección, transmisión de temperatura por movimiento del aire ocasionado por una diferencia térmica.
- Por radiación térmica, transmisión de temperatura por radiación infrarroja sin contacto directo entre los cuerpos.
- Por humedad, cuanto más humedad ambiente haya, más conductora es de la energía.

Cuadro Nº 4.3 Tabla comparativa de materiales aislantes para la construcción

Material (1m ²)	Espesor	Peso	Conductividad	Balace ahorro/coste	Residuos	Precio
	mm	Kg	W/mk	Mj	kg	Bs
Lana mineral	100	2.55	0.032	150	0.09	48
Lana de roca	100	12.05	0.039	95	0.06	139
Fibra de algodón	100	2.5	0.039	61.5	0.12	62
Poliestireno expandido	100	1	0.046	42	0.15	97
Aglomerado de corcho	100	11	0.045	116	1.39	126
Espuma de Poliuretano	100	10	0.023	57	0.09	138

Fuente: Mimbrea

4.2. Alcance del aporte

En el presente estudio se analizarán los métodos de aislamientos termo acústico más viables a aplicar en el diseño estructural del nuevo centro de salud Tomatas Grande 15 de Abril, para ello se realizara un análisis técnico sobre las ventajas que nos brindan los diferentes tipos de materiales aislantes y sobre todo el costo de su aplicación.

4.2.1. Materiales Aislantes

Material aislante se considera a aquel material que se opone al paso o a la continuidad de cualquier fenómeno físico, en este caso nos referiremos a un material termo acústico que viene a ser cualquier material que impida el paso normal de las ondas acústicas y térmicas, ya sea en paredes, techos o estructuras.

A continuación se explicara los diferentes tipos de materiales aislantes más usados:

4.2.1.1. Materiales Fibrosos

➤ **Fibra de Vidrio:**

Obtenido a partir de función de silicio, por el gran número de celdillas que tienen aire, la colchoneta fibra de vidrio goza de excelentes propiedades acústica y térmicas; tiene un coeficiente de absorción acústica entre 0,85 – 0,95 lo que le convierte en un material ideal para el aislamiento termo acústico.

➤ **Lana de Mineral**

La lana de roca al igual que todas las fibras minerales tiene una ventaja sobre los materiales aislantes y es que son imputrescibles y químicamente neutras. Generalmente son incombustibles; son las únicas que pueden ser utilizadas en todos los campos relativos al aislamiento tanto acústico como térmico, ya sea para los ruidos aéreos o de impacto.

4.2.1.2. Fibras Vegetales

➤ **Fibra de Madera:** También conocido como placa landa, se halla constituido con cemento bajo presión controlada. Como resultado del proceso de fabricación se forman numerosas celdillas que retiene al aire y adquieren una muy notable cualidad de aislamiento.

➤ **Fibroglass:** Son tableros de fibras de madera aglomerados con cemento, a veces se los denomina hormigón de fibra de madera. Por su aspecto esencialmente son empleados para aislamiento de los muros y suelos de hormigón.

4.2.1.3. Espumas Plásticas Aislantes

- **Espuma de Polietireno:** El polietireno es un plástico que se obtiene por un proceso denominado polimerización, que consiste en la unión de muchas moléculas pequeñas para lograr moléculas muy grandes. La sustancia obtenida es un polímero y los compuestos sencillos de los que se obtienen se llaman monómeros. Los paneles de polietireno pueden suministrarse en cualquier medida.
- **Espuma de Poliuretano:** La espuma de poliuretano es un excelente aislante acústico, consigue una gran efectividad en la absorción de ruidos e insonorización de la vivienda, sus propiedades acústicas y térmicas se deben fundamentalmente a su capacidad de sellado, que proporciona muy buenos resultados en el aislamiento frente al ruido.

Cuadro Nº 4.4 Tabla de coeficientes de absorción acústica

MATERIAL	FRECUENCIAS (Hz)				
	125	250	500	1000	2000
Algodón, tela	0,04	0,23	0,4	0,57	0,53
Cartones de huevos	0,02	0,05	0,2	0,66	0,53
Caucho, alfombra	0,04	0,04	0,07	0,11	0,03
Corcho en general	0,12	0,27	0,72	0,79	0,76
Corcho, gránulos unidos con aglomerante	0,12	0,27	0,72	0,9	0,75
Enlucido rugoso	0,025	0,026	0,06	0,085	0,043
Espuma de poliuretano	0,17	0,36	0,71	0,9	0,95
Espuma recubierta de plástico	0,79	>1	>1	>1	>1
Fibra de amianto	0,22	0,55	0,65	0,75	0,8
Fibra de madera comprimida	0,04	0,24	0,54	0,88	0,53
Fibra de madera mineralizada	0,11	0,19	0,4	0,79	0,55
Fibra vegetal, estera	0,08	0,17	0,22	0,25	0,31
Fibra de vidrio	0,43	0,98	0,91	0,92	0,88
Fibra de vidrio a fieltada	0,41	0,6	0,99	0,99	0,84
Lana mineral	0,42	0,66	0,73	0,74	0,76
Madera ordinaria	0,16	0,13	0,1	0,06	0,05
Láminas de vidrio de 3 a 5 mm	0,18	0,06	0,04	0,03	0,02
Yeso, enlucido liso	0,02	0,03	0,04	0,06	0,06
Lana de roca	0,17	0,45	0,93	>1	>1
Lana de roca revestida de una hoja de aluminio	0,22	0,53	>1	>1	0,73

Fuente: Datos de coeficientes de absorción, Illinares.

4.3. Sistemas de aislamiento termo - acústico para muros

Los sistemas de aislamiento termo acústico se utilizan en la conformación de muros con el objetivo de aprovechar al máximo sus características de aislamiento. El aislamiento térmico acústico puede conseguirse de distintas maneras dependiendo del mecanismo que opera y del tipo de elemento constructivo que se aplique. A continuación, se analizan algunos de los sistemas existentes entre ellos los más conocidos que son los sistemas de muros simples y muros dobles o triples.

4.3.1. Sistema de Aislamiento para Muros Simples

Se entiende por muros simples a aquellos que están compuestos por una sola hoja o también a aquellos cuya conformación está fundamentada en muros independientes. Los valores de aislamiento acústico proporcionados por muros simples es función exclusiva de la masa (espesor, densidad). Generalmente para la obtención del aislamiento que presenta un muro se aplica simplemente la ecuación de la ley de masas, sin embargo existen algunos autores que presentan ciertas variantes en la ecuación dependiendo de la aplicabilidad que se le quiere dar a continuación algunos sistemas de conformación de muros simples y ecuaciones que sirven para el cálculo de aislamiento acústico.

➤ **Sistema de aislamiento según el Código Técnico de Edificación C.T.E.**

Para este código se puede hacer la clasificación de los muros simples en muros ligeros y muros pesados. Siendo los muros ligeros aquellos cuyo peso no sobrepasa los 150 kg/m^2 ; mientras que los muros pesados son aquellos cuyo peso es mayor a los 150 kg/m^2 .

Partiendo de esta clasificación plantea dos ecuaciones que sirven para el cálculo del aislamiento acústico que presenta cada tipo de muro simple, en función de la masa por unidad de superficie expresada en kg/m^2 .

$$\text{Cuando } m < 150 \text{ Kg/m}^2 = A = 16.6 \text{ Log}m + 2 \text{ (dB)}. \quad [$$

$$\text{Cuando } m > 150 \text{ Kg/m}^2 = A = 36.5 \text{ Log}m - 41.5 \text{ (dB)}.$$

➤ **Sistema de Aislamiento de Muros Simples según Isover.**

El manual de aislamiento de la edificación de ISOVER; nos da a conocer una fórmula desarrollada en base a la ley de masas, en la que además de la masa entra en consideración la frecuencia a la cual se va a exponer el muro:

$$A = 20 \text{ Log } (m \times f) - 42 \text{ (dB)}.$$

4.3.2. Sistema de Aislamiento para Muros Dobles

El sistema de aislamiento termo acústico a través de muros dobles consiste en colocar paredes paralelas distanciadas entre sí formando una cámara de aire que puede estar vacía o rellena con material absorbente, de esta forma cada pared trabaja independientemente, este sistema es más eficiente a la hora de aislar acústicamente y térmicamente un espacio que a través de él garantizamos el aislamiento exigido sin que la masa crezca desproporcionadamente.

Este tipo de muro bien podría estar con cámara de aire relleno o bien con cámara de aire al vacío, a continuación la solución que algunos autores nos dan a este tipo de sistemas de aislamiento:

Cálculo del Sistema según Isover

Isover Saint Gobain es una empresa destinada al aislamiento tanto térmico como acústico; dentro de sus experiencias de desarrollo de materiales y software de aislamiento; desarrollan ecuaciones que sirven para el cálculo:

$$d \geq 105 \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right) \quad A = 20 \log \frac{m_1 \cdot m_2 \cdot d}{2 \cdot Q^2 \cdot c^3} \cdot \omega^3$$

• **Cálculo del Sistema según Hervás C., Carbajo J., Galán S., Ramis J.**

En el 6^{to} Congreso Ibérico de Acústica se presenta un artículo relacionado con el aislamiento acústico de muros dobles en el cual se explican las diferencias y coincidencias encontradas en el cálculo del aislamiento acústico y térmico de forma teórica ya a través de laboratorio acústico; partiendo de este estudio se extraen las ecuaciones que se utilizarán para el cálculo del aislamiento acústico de forma teórica. Cuando se desea conocer el aislamiento acústico que presenta este sistema de pared doble con cavidad vacía:

$$A = Am1 + Am2 + 20\text{Log}\left(\frac{4\pi fd}{c}\right)$$

Cuando se desea conocer el aislamiento acústico que presenta este sistema de pared doble con cavidad rellena:

$$A = Am1 + Am2 + 10\text{Log}\left(\frac{4}{1+\frac{z}{\alpha}}\right)$$

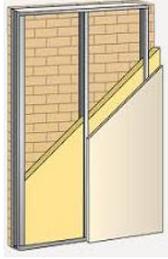
4.4. Análisis técnico de diferentes tipos de paredes aislantes usados en la construcción.

En ingeniería hemos evidenciado que para los procesos constructivos se debe optar por una solución viable previo a un análisis complejo que involucra aspectos como el entorno, costos, materiales y proceso constructivo, por lo cual se busca analizar, comparar e identificar qué proceso de construcción de muros térmico acústico será el más viable de acuerdo a las variables más comunes anteriormente indicadas.

No es fácil comparar la eficiencia y sostenibilidad de los distintos materiales aislantes por lo que se hará comparaciones directas entre los diferentes materiales con las mismas dimensiones (por ejemplo 1 m²), instaladas de la misma forma, con el mismo uso y siendo la única diferencia el material del que está compuesto.

Después de haber analizado y comparado las propiedades mecánicas de los diferentes tipos de materiales aislantes se escogió la lana mineral como el material aislante termo acústico para paredes dobles, se tomó esta decisión por la disponibilidad del mismo en el mercado nacional, de fácil implementación, como así también por su peso que no representa una carga adicional considerable que refleje en mayores solicitaciones para los elementos estructurales, a continuación en el siguiente cuadro comparativo de tipos de muros se detallará sus propiedades físico mecánicas de aislamiento termo - acústico de cada uno, para finalmente optar por uno en función a la disponibilidad de material, al montaje y principalmente al costo :

Cuadro Nº 4.5 Análisis comparativo de diferentes tipos de muros aislantes

Características	Tabiquería de Ladrillo cerámico simple + sistema aislante	Tabiquería de Ladrillo cerámico doble con cavidad vacío	Tabiquería de ladrillo simple
Gráfico			
Espesor de tabiquería de ladrillo "e"	12 cm	12 cm	12 cm
Espesor de paredes	21 cm	34 cm	14 cm
Peso tabiquería de ladrillo hueco e=12cm	130 kg/m ²	260 kg/m ²	130 kg/m ²
Peso material aislante	lana mineral 1,20 kg/m ²		
Material aislante	Lana mineral	Cavidad vacía	No tiene
Peso del muro drywall m ²	8,80 kg/m ²		
Espesor de revoque mortero de cemento	1 cm por cara	1 cm por cara	1 cm por cara
Espesor de revoque interior de yeso		1 cm por cara	1 cm por cara
Aislamiento acústico masa1	49 dB	49 dB	49 dB
Aislamiento acústico masa2	28 dB	49 dB	
Coefficiente de absorción acústica	0,74 (cuadro 4,3)		
Coefficiente de conductividad térmica 'λ'	0,032 W/mk		
Ancho del vacío	6 cm	8 cm	
Aislamiento acústico Según Hervas	77,34 dB	107,34 dB	49 dB
Costo del material aislante	23,73 bs/m ² Lana mineral		
Costo muro de ladrillo e= 12cm	108,25 bs/m ²	216,5 bs/m ²	108,25 bs/m ²
Costo de revoque exterior mortero de cemento	72,35 bs/m ²	72,35 bs/m ²	72,35 bs/m ²
Costo de revoque interior de yeso		53,58 bs/m ²	53,58 bs/m ²
Costo de muro de drywall 1 sola cara de 5/8"	92,5 bs/m ²		
Costo por m ² según revista presupuesto 2019	296,83 bs/m ²	342,43 bs/m ²	234,18 bs/m ²

Fuente: Elaboración propia.

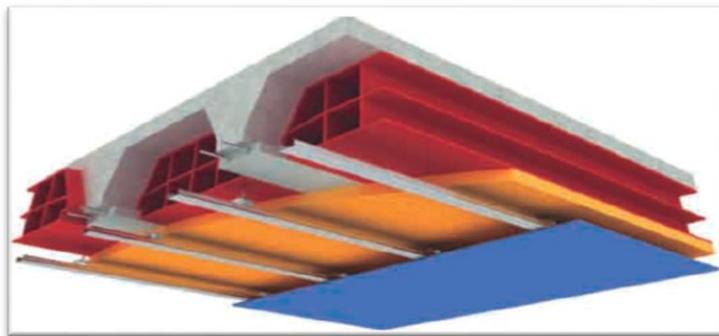
4.4.1. Aplicaciones constructivas de aislamiento

Los productos aislantes de lana mineral son económicos en comparación a otros materiales aislantes debido a su fácil instalación y a su adecuación a cualquier superficie.

Los ejemplos de ubicaciones apropiadas para aplicar productos de aislamiento con lana mineral incluyen:

- Aislamiento de losas en cielo raso.

Figura Nº 4.1 Aislamiento por debajo de la losa



Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

- Aislamiento en paredes.

Figura Nº 4.2 Aislamiento de paredes



Fuente: Guía sobre materiales aislantes y eficiencia energética FENERCOM.

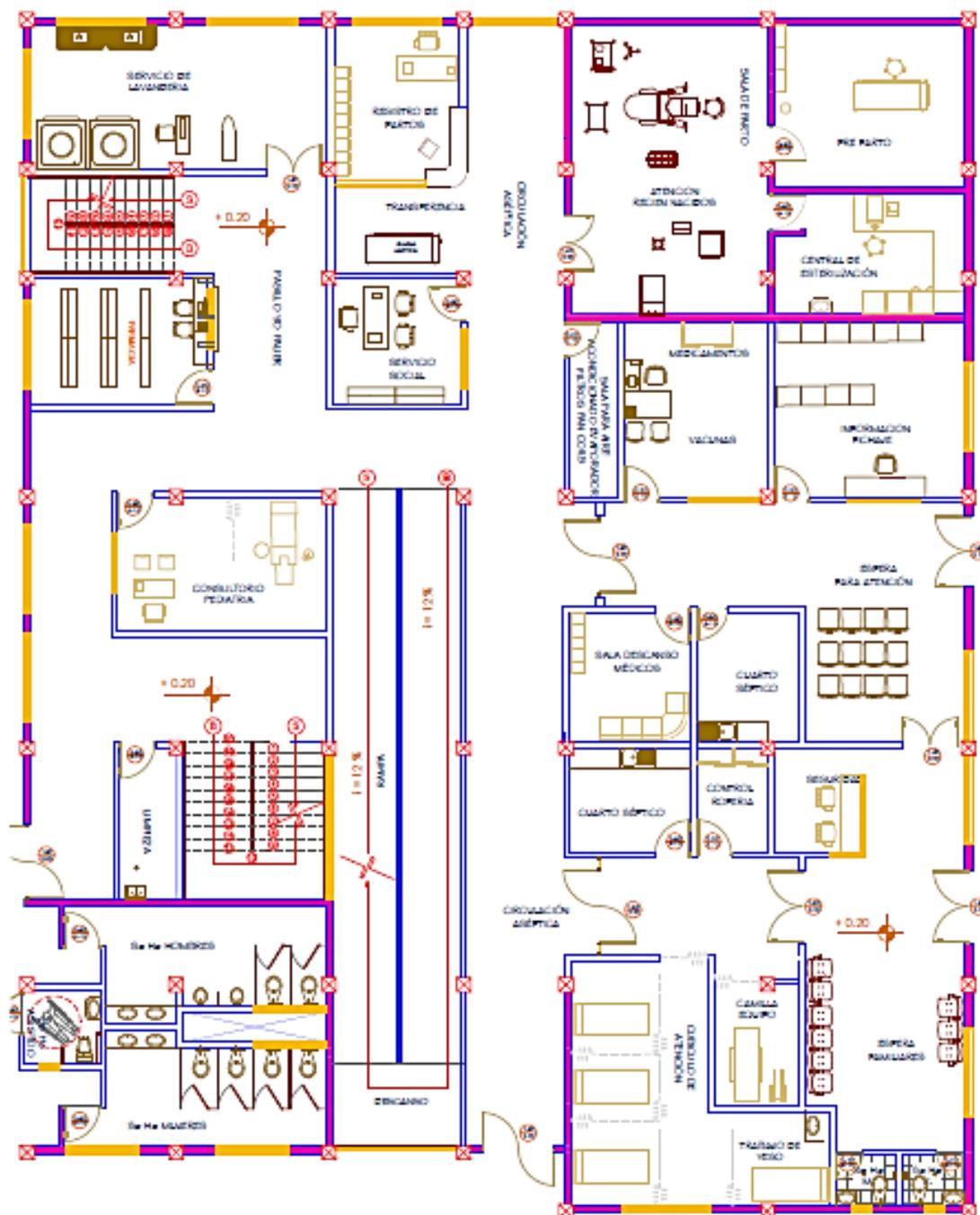
4.4.2. Ventajas de aislamiento de paredes con lana mineral y placas de drywall.

- Máximo aislamiento con el mínimo espesor, aumentando el espacio habitable.
- Mejora el aislamiento acústico del ambiente.
- Trata fácilmente los puentes térmicos.
- De fácil montaje y se adecua a cualquier forma que se requiera.
- Seguridad frente al fuego al tratarse de un material anti inflamable.
- Permite transpirar de forma natural al cerramiento, sin riesgo de condensaciones, y sin necesidad de barreras de vapor.
- Inocuo para las personas y beneficioso para el medio ambiente a lo largo de su vida.
- La lana mineral puede ser usada varias veces por lo que es amigable con el medio ambiente.
- Las placas drywall pueden ser reutilizadas si se las desmonta con cuidado.
- Reduce considerablemente los puentes térmicos como acústicos.
- Ligero, estable, y resistente: Sin descuelgues ni deterioros y su implementación no representa cargas adicionales considerables.
- Ahorro en la factura de gas o electricidad, ya que se necesitará usar menos la calefacción o aire acondicionado.
- Cuida el medioambiente, al reducir el consumo de energía se contribuye a la reducción de las emisiones de CO₂ y del impacto de la sobreproducción de electricidad y combustibles como el gas.

Finalmente después de haber estudiado los diferentes tipos de materiales aislantes termo acústicos en aplicación para paredes dobles, simples y conociendo también sus propiedades de aislamiento acústico térmico, y en función a la carga que a portarían los diferentes tipos de muros, la disponibilidad de los mismos en el mercado y sobre todo en función al costo de implementación se llega a la decisión de optar por **Muros dobles con cámara de aire rellenas con material aislante (lana mineral)** “Tabiquería de ladrillo cerámico simple más sistema aislante”.

Figura N° 4.3

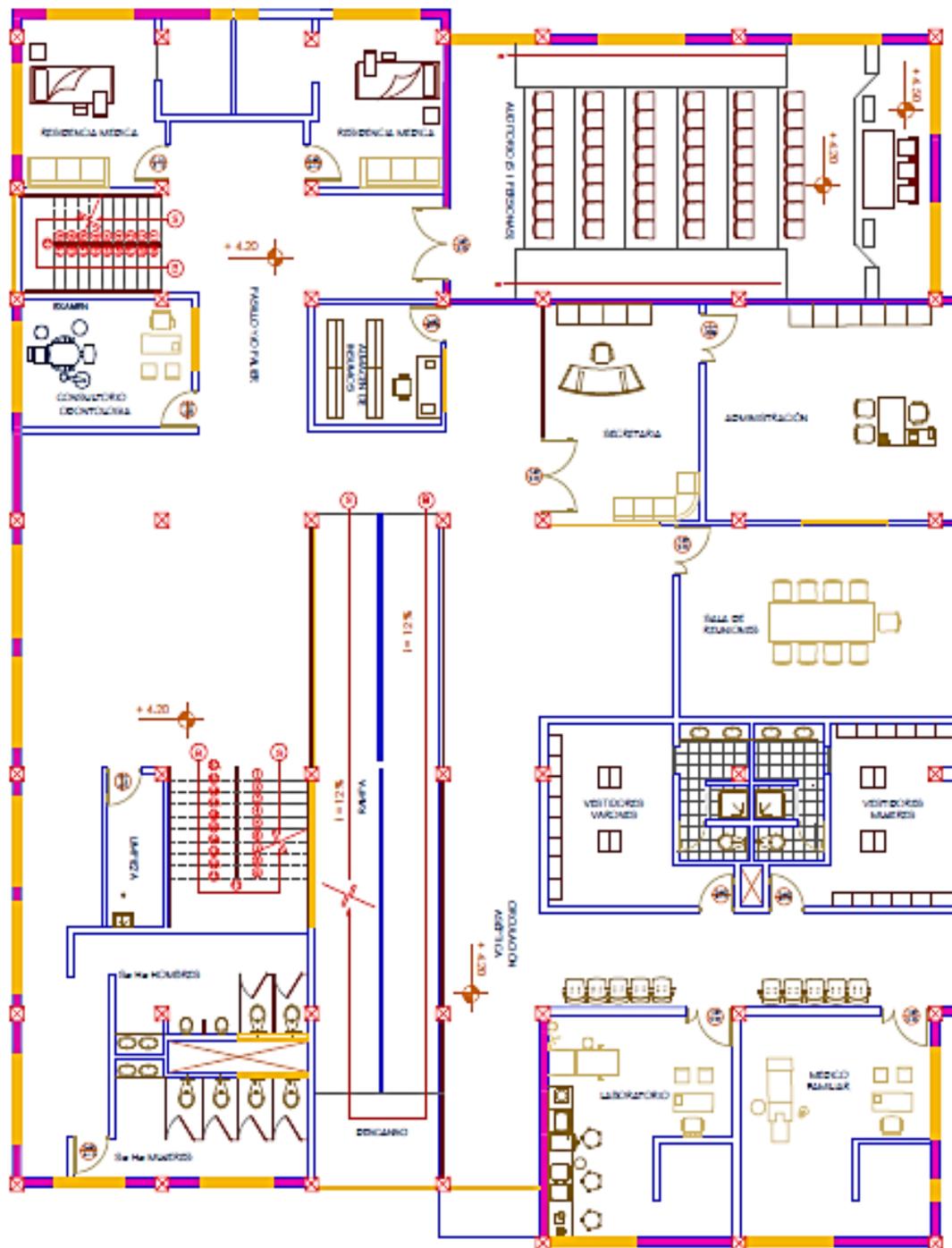
VISTA DE MUROS TERMO-ACUSTICOS PLANTA BAJA (COLOR FUCSIA)



Fuente: Elaboración propia.

Figura Nº 4.4

VISTA DE MUROS TERMO-ACUSTICOS PRIMER PISO (COLOR FUCSIA)



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al concluir con la elaboración del proyecto de Diseño estructural del Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

CONCLUSIONES:

- Se logró exitosamente el diseño estructural del Centro de Salud de Tomatas Grande 15 de Abril dando solución al problema social de necesidad de poder contar con una infraestructura hospitalaria segura capaz de resistir todas las solicitaciones tanto externas como internas a las cuales estará sometida.
- El diseño estructural se lo realizó en base a la normativa de edificación de centros hospitalarios dependiente del Ministerio de Salud de Bolivia.
- Para el estudio de suelos se realizó un análisis litológico, donde después de algunas pruebas de laboratorio, visitas al lugar y con ayuda de un especialista geólogo y un mapa temático geotécnico del lugar se pudo determinar que se trata de una roca llamada "Caolinita" con un esfuerzo portante igual a $\sigma = 3,93 \text{ kg/cm}^2$, lo cual es muy bueno para conseguir fundaciones estables.
- Después de haber culminado el cálculo estructural de la infraestructura se procedió a realizar una verificación manual de los elementos estructurales de mayor sollicitación, es así que se obtuvo resultados muy similares dando por válido el cálculo estructural realizado.
- Una estructura hospitalaria es considerada como una infraestructura vital de suma importancia y primordial a la vez, por lo que ésta debe contar con todos los requisitos que exige la Normativa según el Ministerio de Salud como también la Organización Mundial de la Salud "OMS" para contar con una buena atención a la ciudadanía, es por esta razón que se realizó un diseño de muros Termo-Acústico, que después de un análisis técnico económico (ver cuadro 4,5) se llegó a la conclusión que se contará con muros dobles compuesto de mampostería de ladrillo cerámico de 6 huecos con un pedestal de drywall relleno con lana mineral, consiguiendo resultados óptimos en

cuanto a la disminución de la contaminación sonora, como así también un aislamiento térmico.

- Se escogieron losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento de plastoform, por las siguientes razones, que las luces de apoyo son relativamente pequeñas, son de fácil montaje, se ahorra tiempo de ejecución y sobre todo son económicas.
- Se dispuso de fundaciones superficiales de -1,50m de profundidad, debido a la buena resistencia portante del suelo y para ello se diseñó zapatas aisladas, medianeras y esquineras debido a factores técnicos y de colindancias.
- El presupuesto del Nuevo Centro de Salud Tomatas Grande 15 de Abril es de Bs. 4.617.163,92 (Cuatro Millones Seiscientos Diecisiete mil Ciento Sesenta y tres con 92/100 bolivianos) que equivale a \$us. 663.204,42 (Seiscientos sesenta y tres mil doscientos cuatro con 42/100 Dólares americanos), con un costo de 377,20 \$us/m² por metro cuadrado de construcción, con un tiempo de ejecución de 457 días calendarios.

RECOMENDACIONES:

- Al momento de realizar el diseño estructural de infraestructuras destinadas al área de salud, se lo debe realizar en función a las recomendaciones de edificación planteadas por el Ministerio de Salud, con la finalidad de poder contar con ambientes acorde a las prestaciones de salud que esté brindará a la población.
- Previo a la construcción de cualquier edificación es de vital importancia realizar un estudio de suelos, pese a que tal vez ya se lo tiene, con el propósito de poder contar con un estudio “de verificación o respaldo”, para poder tener certeza de que el esfuerzo portante del suelo es el correcto y así evitarse problemas futuros asentamientos.
- Para poder realizar un buen diseño estructural se debe tener bien definido el uso que tendrá dicha estructura, para poder trabajar con cargas más reales y obtener elementos estructurales con dimensiones correctas.

- Para lograr la resistencia requerida en diseño se deberá utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.
- Se debe realizar una programación periódica de mantenimiento para conservar y en lo posible prolongar su vida útil de la infraestructura.
- Durante la etapa de funcionamiento del centro de salud se recomienda no cambiar de uso los ambientes para evitar colocar en riesgo la estabilidad de la infraestructura.
- Se deberá tomar en cuenta los efectos climatológicos al momento de la ejecución del proyecto, debido a que los cambios bruscos de temperatura pueden afectar de manera negativa la resistencia del hormigón lo cual es perjudicial para la infraestructura.
- Al momento de la construcción del Centro de Salud seguir al pie de la letra las especificaciones técnicas citadas en el proyecto para cada ítem.
- Para poder contar con un costo final referencial las planillas de precios unitarios de los diferentes ítems deben estar actualizados para evitarse problemas de sobre precio.

BIBLIOGRAFÍA

La bibliografía que se consultó para la elaboración del “DISEÑO ESTRUCTURAL CENTRO DE SALUD TOMATAS GRANDE 15 DE ABRIL” es la que se indica a continuación:

LIBROS

1. **BRAJAN M. DAS** *“Principio de Ingeniería de Cimentaciones”* 4ª edición, editorial Thomson Learning, Estados Unidos del 2001.
2. **JOSE ANTONIO MARTIN** *“Geotécnia y Cimentaciones”* 1ª edición, Ecuador diciembre de 2014.
3. **CALAVERA RUIZ JOSE** *“Cálculo de estructuras de cimentación”* 4ª edición, Madrid marzo 2000.
4. **JIMÉNEZ MONTOYA P.** *“Hormigón Armado”*, 14ª edición, editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 2000.
5. **PEDRO RAMÍREZ O.** *“Mecánica de roca Fundamento e ingeniería de Taludes”*, 1ª edición, España, septiembre 2004.
6. **Mc CORMAC ELLING** *“Análisis de estructuras métodos clásico y matricial”*, 4ª edición, editorial alfa omega, 2010.
7. **NEUFERT E.** *“Arte de proyectar en arquitectura”*, 14ª edición, publicado en 1987.
8. **CALAVERA RUIZ JOSE** *“Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón”* 4ª edición, Madrid marzo 1999.

NORMAS Y REVISTAS

1. CBH-87

“*Norma Boliviana del Hormigón Armado*”, texto técnico normativo especializado. Edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo español, 1986.

2. NBE-AE/88

“*Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88 Acciones en la Edificación*”, texto técnico normativo especializado. Edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de vivienda B.O.E., 17-Nov-88.

3. NB-NNCESP

“*Norma Nacional de Caracterización de Establecimientos de Salud*”, texto técnico normativo especializado. Edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Salud, La Paz – Bolivia 2013.