

## **CAPITULO I. OBJETO DEL PROYECTO**

### **1.1. Introducción**

En los últimos años la exigencia del nivel intelectual para generar calidad de vida ha aumentado, por lo que en los colegios del país al igual que en el resto del mundo, se ve la necesidad de dotar a la clase de nivel estudiantil de todos los recursos necesarios para alcanzar un nivel de formación óptimo.

Tal requisito de lograr mejor calidad educativa también se presenta en las comunidades rurales, tal como Tomatas Grande donde se ve la necesidad de mejorar el desarrollo del proceso enseñanza-aprendizaje y para ello contar con una infraestructura que tenga la comodidad y los ambientes adecuados se hace imprescindible.

### **1.2. Problemática actual**

Tomatas Grande enfrenta problemas para poder realizar el desarrollo del proceso Enseñanza-Aprendizaje de forma adecuada, debido a diferentes causas:

- Cursos sobrepocisionados con varias actividades.
- Existencia de hacinamiento en las aulas.
- Falta de salas audiovisuales, biblioteca, áreas de servicios, talleres y laboratorios.
- Ambientes actuales no responden a las nuevas exigencias de la reforma educativa.

De seguir en las mismas condiciones se tendrá un sistema de enseñanza deficiente, inasistencia y ausentismo del alumnado, desigualdad en el nivel de formación en comparación con otros colegios, incomodidad entre alumnos y maestros, bajo rendimiento de los estudiantes, deserción escolar, que puede derivar en incremento del alcoholismo, drogadicción y delincuencia.

Cualquier solución planteada, deberá ser una solución que tenga visión de futuro, para que la inversión sea aprovechada un periodo de tiempo largo.

Dentro las posibles alternativas de solución para resolver el problema se plantea como la más adecuada la construcción de una nueva infraestructura, con un nuevo diseño Arquitectónico-Estructural que pueda dar comodidad y funcionalidad al estudiantado.

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Realizar el diseño estructural de los nuevos ambientes del Colegio Nacional Mixto Tomatas Grande, garantizando el cumplimiento de las bases de cálculo dispuestas por la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 con la finalidad de brindar un espacio donde pueda ser desarrollado un proceso de enseñanza óptimo.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Comparar los esfuerzos y las armaduras de los diferentes elementos estructurales, tal como vigas, columnas, zapatas y losas, obtenidos mediante programa de diseño estructural con los calculados manualmente.
- Realizar el diseño de la estructura de sustentación de la cubierta en base a cerchas de madera y sus respectivas uniones utilizando planillas de cálculo en Excel.
- Calcular el presupuesto que deberá invertirse para la construcción de la estructura diseñada.
- Proveer al Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo el diseño estructural de los ambientes del colegio secundario de Tomatas Grande, de manera que pueda llevarse a nivel de diseño final y ejecutarse.

### **1.4. Justificación**

#### **1.4.1. Justificación social**

Los datos recabados por las diferentes entidades encargadas del manejo de estadísticas y detalles numéricos de la población, dieron desde siempre los conocidos resultados de que abunda la pobreza en cada población analizada.

Esto es producto de la interacción de múltiples factores, sin embargo el foco principal culpable de esta situación es la falta de conocimientos, o dicho de otra manera la ignorancia en que se encuentra sumida nuestra población, que es incapaz de generar riquezas para mantener un nivel de vida adecuado o al menos sostenible.

La deserción escolar, la falta de interés y motivación de la juventud actual por lograr un nivel de educación superior marcan el destino de nuestro país.

El proyecto de los nuevos ambientes para el colegio de Tomatas Grande, si bien no es la solución para el problema en general, pretende satisfacer la necesidad de un ambiente adecuado, confortable y seguro, que debe ser el comienzo de un plan integral de mejoramiento en el sector.

Además de la población de Tomatas Grande, también se verán favorecidas las comunidades aledañas, tal como Trancas, Corana, Colorados y los estudiantes albergados en el Internado que funciona en la comunidad donde se alojan estudiantes tanto del nivel primario como secundario provenientes de zonas alejadas como San Josecito, Melón Pugio, Huacata, etc.

#### **1.4.2. Justificación económica**

Las condiciones y oportunidades de progreso son mayores para las personas que tienen un nivel de educación superior, lo que tiene repercusión directa sobre la generación de recursos.

La operación y mantenimiento del establecimiento estará a cargo como se ha hecho hasta ahora, por la Dirección Distrital y la Gobernación Autónoma de San Lorenzo y la Junta Escolar y Padres de Familia.

#### **1.4.3. Justificación técnica**

Se realizará un diseño estructural que resuelva los problemas generados por la falta de infraestructura para el nivel secundario, apropiado en cuanto al espacio requerido, costos de operación y mantenimiento, en el que se planteen métodos constructivos modernos y técnicas actuales, utilizando materiales disponibles en el medio.

#### **1.5. Alcance del proyecto**

Se recabarán los datos de ingeniería básica necesarios para la realización del proyecto como el estudio topográfico (dimensiones del terreno, plano de ubicación, etc.) y estudio de la capacidad portante del suelo, que son los principales.

Determinar las cargas que actuarán en los diferentes elementos de la estructura, así como las combinaciones más desfavorables de las mismas.

Se realizará el diseño estructural de la edificación, todos los elementos de la estructura serán diseñados en base a las normativas de diseño vigentes. Como apoyo al cálculo

estructural se utilizará el software de cálculo CYPE CAD 2011, calculando los esfuerzos máximos presentes para así proceder al dimensionamiento adecuado de las secciones de hormigón y armadura de acero.

Se realizarán los planos estructurales y constructivos, de acuerdo a los resultados obtenidos en los cálculos para la construcción del edificio con la utilización de programas de diseño gráfico, de manera que contengan todos los detalles necesarios para su ejecución.

Se realizarán cómputos métricos, en función a los resultados obtenidos con utilización de planillas de tabulación en Excel.

Se establecerán especificaciones técnicas de construcción, precios unitarios para cada actividad inherente al proyecto y determinación el presupuesto total del proyecto. Utilizando el método de planificación GANTT y el paquete para el cálculo de presupuestos y precios unitarios PRESCOM 2010.

No se realizará el cálculo de instalaciones sanitarias, pluviales ni eléctricas, los datos que se introducen en el presupuesto son referenciales.

Se formularán las conclusiones a las que se llegan con la realización del proyecto y una serie de recomendaciones para la realización del mismo.

## CAPITULO II. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

### 2.1. Ubicación geográfica

Bolivia está ubicada en el corazón de América del Sur, dividida políticamente en nueve departamentos: La Paz, Oruro, Potosí, Cochabamba, Chuquisaca, Pando, Beni, Santa Cruz y Tarija, en este último se encuentra ubicado el proyecto.



Ilustración 1. Ubicación en Sudamérica

Tarija está ubicada al sur de Bolivia, limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con la República Argentina, al este con la República de Paraguay y al oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.



Ilustración 2. Mapa Bolivia

El departamento de Tarija está dividido políticamente en seis provincias: Méndez, Cercado, Avilés, O'Connor, Arce y Gran Chaco, once secciones, y ochenta y dos cantones. Administrativamente cuenta con una gobernación departamental, seis subgobernaciones, cinco corregimientos y once gobernaciones autónomas.



**Ilustración 3. Mapa Tarija y Provincia Méndez**

El Colegio Nacional Mixto Tomatas Grande se encuentra ubicado en la jurisdicción de la Provincia Méndez, Primera Sección, del Departamento de Tarija, a aproximadamente 24 km de la capital del Departamento de Tarija. Con coordenada Sur 21° 18' Oeste 64°48' y elevación 2120 msnm.



**Ilustración 4. Ubicación terreno a construir (Foto de Google Earth)**

El terreno en que se realizará la nueva construcción limita al norte con el establecimiento de Nivel Primario Prof. Alcira Lema de López, al este con el internado de Tomatas Grande, al sur con las instalaciones del antiguo colegio y al oeste con la carretera a San Lorenzo.



Ilustración 5. Vista frontal del terreno

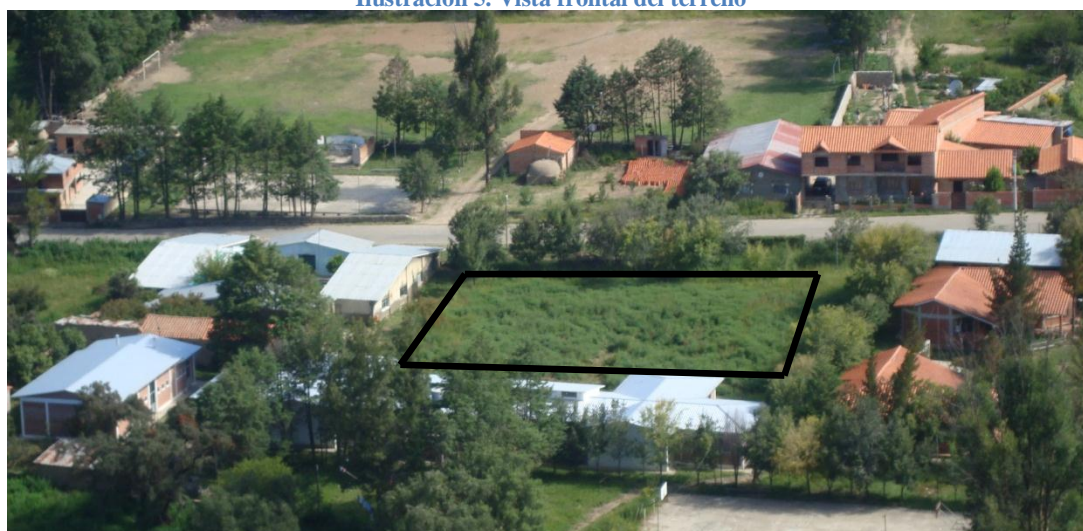


Ilustración 6. Vista posterior del terreno

## 2.2. Características de la zona

### 2.2.1. Población de la zona

En la Tabla 1 podemos observar la población de la comunidad de Tomatas Grande dividida según el género.

	GENERO	NUMERO
Tomatas Grande	HOMBRE	328
	MUJER	353
	TOTAL	681

Tabla 1. Población total (INE 2001)

### 2.2.2. Población escolar de la comunidad

En la Tabla 2 se observa la población escolar de la comunidad de Tomatas Grande diferenciada de acuerdo a niveles.

	Total	Educación Pre-escolar (Pre kínder - Kínder)	Primaria (Básico e Intermedio)	Secundaria (Medio)
HOMBRE	128	5	94	29
MUJER	123	8	89	26
Total	251	13	183	55
%	100	5,18	72,91	21,91

Tabla 2. Población escolar (INE 2001)

### 2.2.3. Composición de la población según diferentes etnias

De la población de la comunidad de Tomatas Grande el 98.45 % no se identifica con ningún grupo originario, siendo muy escasos los que se identifican con algún pueblo originario.

	Total	Quechua	Guaraní	Otro Nativo	Ninguno
HOMBRE	186	-	2	2	182
MUJER	202	1	-	1	200
Total	388	1	2	3	382
%	100	0,26	0,52	0,77	98,45

Tabla 3. Población según diferentes etnias (INE 2001)

### 2.2.4. Principales actividades económicas

La principal actividad económica desarrollada por las familias de la localidad de Tomatas Grande es la agricultura del tipo tradicional, y la mayor parte de la producción es destinada al autoconsumo. Los principales cultivos son la papa, arveja, maíz y verduras.

En los últimos años se ha observado sin embargo el crecimiento del sector de profesionales docentes salidos del Instituto Normal Superior de Canasmoro.

## 2.3. Servicios básicos existentes

### 2.3.1. Agua

De manera general se puede apreciar en la Tabla 4 que el 72.99% de los comunarios obtienen el agua de cañería de red, otro 25.55% la obtiene de río/vertiente/acequia:

Total	Cañería de Red	Pozo sin Bomba	Río/Vertiente/Acequia	Otra
137	100	1	35	1
%	72,99	0,73	25,55	0,73

Tabla 4. Sistemas de acceso al agua (INE 2001)

### 2.3.2. Alcantarillado

En Tomatas Grande no existe una red de alcantarillado público, la mayoría cuenta con baños con pozos ciegos.

	Total	Tiene baño	No Tiene baño	Sin Respuesta
Total	189	82	55	52
%	100,00	43,39	29,10	27,51

Tabla 5. Alcantarillado (INE 2001)

### 2.3.3. Electricidad

Un total de 62.77% de la población tiene acceso a la red de luz eléctrica, mientras que el resto 37.23% no usa energía eléctrica.

	Total	Si Usa Energía Eléctrica	No Usa Energía Eléctrica
Total	137	86	51
%	100	62,77	37,23

Tabla 6. Luz eléctrica (INE 2001)

## CAPITULO III. MARCO TEÓRICO

### 3.1. Generalidades

El logro del objetivo general del proyecto requiere tener los fundamentos básicos en que se basará la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales, y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que en el presente capítulo se definen tales aspectos utilizados en el presente proyecto.

### 3.2. Levantamiento topográfico

Es vital conocer la configuración del terreno en que se emplazará la estructura, para tal fin se hace necesario un levantamiento topográfico en el cual se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Tras la obtención de los datos del terreno se representan las formas del relieve mediante curvas de nivel, que permiten de forma sencilla y rápida obtener la cota de cualquier punto del terreno.

Las curvas de nivel son líneas continuas que unen puntos de igual cota o elevación. Si una superficie de terreno es cortada o interceptada por diferentes planos horizontales, a diferentes elevaciones equidistantes entre sí, se obtendrá igual número de curvas de nivel, las cuales al ser proyectadas y superpuestas sobre un plano común, representarán el relieve del terreno.

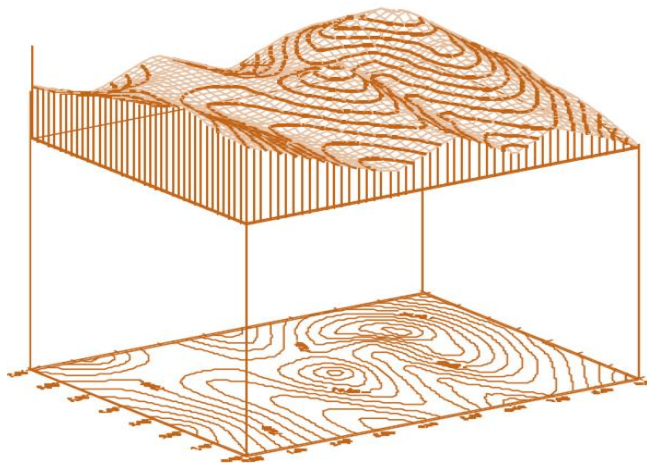


Ilustración 7. Representación planimetría y altimétrica del terreno

### 3.3. Estudio geotécnico de suelos

Para diseñar la cimentación de una estructura se deben conocer las propiedades del suelo. Con un estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que acepta el terreno y en función a ésta, diseñar el tipo de cimentación conveniente para soportar las cargas que derivan del edificio.

Se deberá contar, tanto en la etapa de proyecto, como en la ejecución de la obra, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando, dichos datos deben llevar al proyecto a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos.

La obtención de la resistencia del suelo se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el SPT (penetrómetro dinámico estándar).

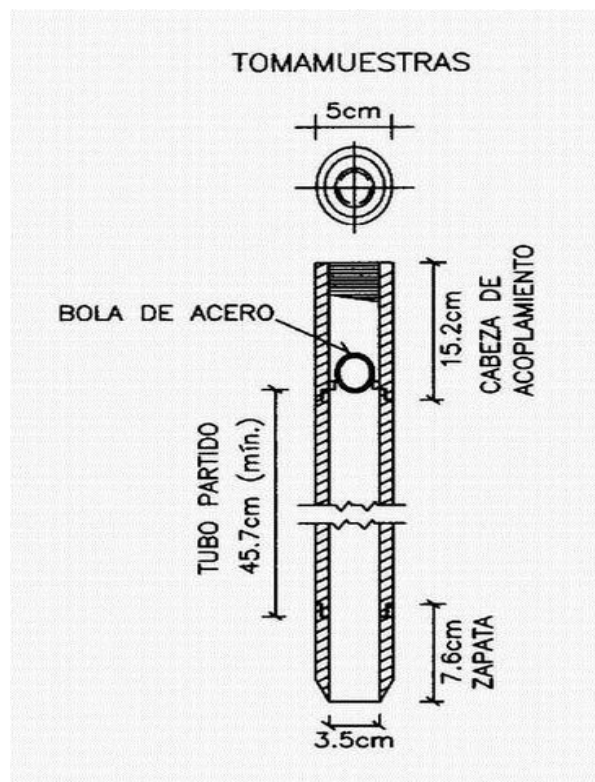


Ilustración 8. Descripción del SPT

### 3.3.1. Descripción del equipo SPT

El penetrómetro consiste en un tubo muestreador partido de 3.8 cm de diámetro y 70 cm de largo, que se hinca a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas de índice. El número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia del suelo, se hinca con un martinete de 63.5 kg de peso que se deja caer desde una altura de 76 cm, el cual debe introducirse 45 cm contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración estándar como el número (N) de golpes en los últimos 30 cm.

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

### 3.3.2. Presión admisible

Los investigadores Terzaghi y Peck han dado los valores de los coeficientes  $N_y$  y  $N_q$  de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible en zapatas empotradas o superficiales. En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y arenas, y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre muestra inalterada.

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a compresión simple (Kg./cm <sup>2</sup> )
2	Muy blanda	0.25
2-4	Blanda	0.25 - 0.50
4-8	Media	0.50 - 1
8-15	Compacta	1 - 2
15-30	Muy compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

Tabla 7. Consistencia de arcillas y resistencia según el número de penetración estándar N  
FUENTE: Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, Karl Terzagui-Ralph Peck, Pág. 343

N	Compacidad de la arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

**Tabla 8. Densidad relativa de arenas según los ensayos de SPT**  
FUENTE: Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica<sup>2</sup>

El SPT tiene la ventaja de proporcionar, además información de la naturaleza de las capas atravesadas, gracias a la muestra que se extrae. Sin embargo, sus resultados son discontinuos y capas de débil espesor pueden escapar a este reconocimiento.

### **3.4. Descripción del programa de cálculo estructural CYPE CAD 2011**

El CYPECAD 2011 es un programa para Arquitectura, Ingeniería y Construcción, que usa el método de la matriz de rigideces incorporando para el cálculo de los desplazamientos y de los esfuerzos una matriz que, entre otras cosas, contiene las rigideces de cada barra. Estas rigideces son proporcionales a las inercias de cada barra y estas inercias a su vez dependen de la sección del elemento analizado.

Cypecad da la opción de introducir para cada planta el peso muerto que gravita sobre cada una de ellas y la sobrecarga de uso que pudiera tener, en caso de introducir todas las cargas manualmente, bastará con indicarle al programa que esos valores son 0.

El proceso de cálculo que realiza Cypecad para todas las obras consiste en primer lugar en la discretización tanto de los elementos lineales, bidireccionales y muros, si los hubiere. Tras esto, Cypecad desarrolla el sistema de ecuaciones y genera las diferentes combinaciones de acciones a aplicar en el análisis.

Posteriormente obtendrá los esfuerzos y armados en elementos horizontales y verticales por grupos y plantas. Y para terminar, se dimensiona la cimentación de la estructura. El dimensionado de la cimentación se debe realizar una vez definidos definitivamente todos los elementos estructurales que forman parte de la misma, por tanto, al comenzar el proceso de cálculo no es necesario dimensionar la cimentación ya que probablemente haya que realizar varios cálculos posteriores.

<sup>2</sup> Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, Karl Terzagui-Ralph Peck, Pág. 337

Cypecad no optimiza las estructuras de hormigón, únicamente las calcula y si se producen errores, avisará de ellos. No optimiza las estructuras de hormigón pero sí sus armados, es decir, dará aviso cuando una determinada viga, pilar, etc., no cumpla los requisitos de la Norma con que se está trabajando, sin embargo, su correspondiente armadura si será optimizada.

### **3.5. Armaduras de Cubierta**

#### **3.5.1. Generalidades**

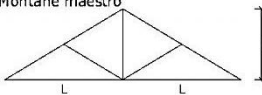
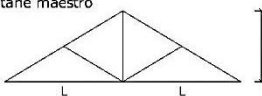
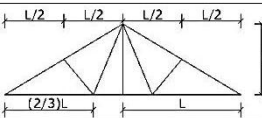
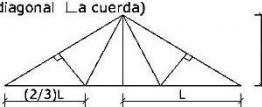
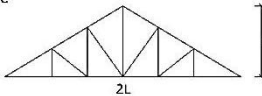
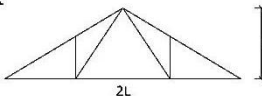
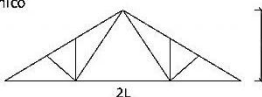
La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, nieve, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre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

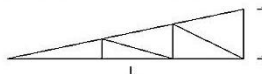
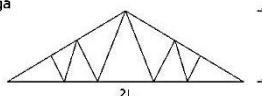
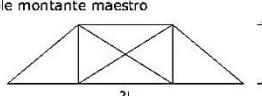
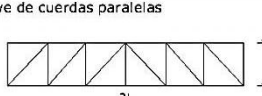
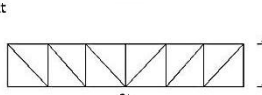
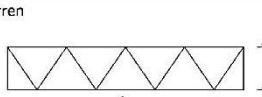
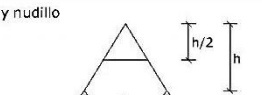
La estructura o armazón llamada también cercha, es la parte constituida por elementos de madera o metálicos, que tiene la función de soportar las cargas a las que está expuesta la cubierta.

#### **3.5.2. Formas y proporciones de las armaduras**

Existen dos aspectos a considerar en el dimensionamiento de una armadura, la forma exterior que se refiere a la pendiente, y la distribución interna de las barras en función a de las longitudes recomendables y la necesidad de triangulación para transmitir las cargas a los apoyos.

En la siguiente figura se muestran algunas formas más comunes en armaduras que tienen un rango de luces desde los 6 a 12 metros, estas recomendaciones se refieren principalmente a armaduras ligeras, sin embargo es posibles diseñar armaduras para cubrir luces mayores, haciendo uso de otras configuraciones, tipos de elementos y detalles constructivos.

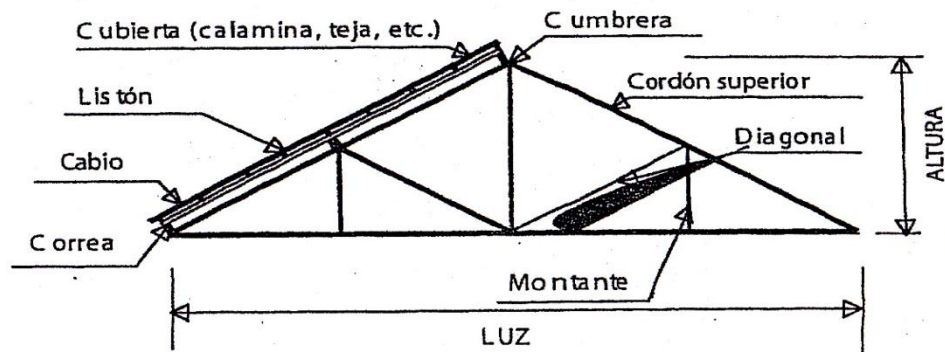
FORMA	LUCES APROXIMADAS, (m)	h / L
A o Montane maestro 	4 - 9	$\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$
Montane maestro 	4 - 9	$\frac{1}{3} - \frac{2}{3}$
W 	4 - 9	$\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$
W (diagonal La cuerda) 	4 - 9	$\frac{1}{4} - \frac{1}{2}$
Howe 	6 - 12 o más (con más paños)	$\frac{1}{4} - \frac{5}{12}$
Pratt 	8 - 12 o más (con más paños)	$\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$
Abanico 	6 - 12	$\frac{1}{3} - \frac{1}{2}$

FORMA	LUCES APROXIMADAS, (m)	h / L
Diente de sierra 	4 - 8	$\frac{1}{4} - \frac{1}{1,5}$
Belga 	6 - 12	$\frac{1}{4} - \frac{1}{3}$
Doble montane maestro 	4 - 9	$\frac{1}{4} - \frac{1}{3}$
Howe de cuerdas paralelas 	8 - 12	$\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$
Pratt 	8 - 12 o más	$\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$
Warren 	8 - 12 o más	$\frac{1}{10} - \frac{1}{6}$
Par y nudillo 	4 - 12	$\frac{1}{2} - \frac{1}{1}$

**Ilustración 9. Proporciones y luces recomendables en cerchas de madera**  
FUENTE: Manual de Diseño para Maderas Del Grupo Andino

### 3.5.3. Características de la madera

Una cubierta de madera está constituido generalmente por las siguientes partes: la cercha que es la estructura portante, la cubierta que puede ser de distintos materiales (teja, chapa, fibrocemento, etc.) y está soportada por correas, cabios y listones.



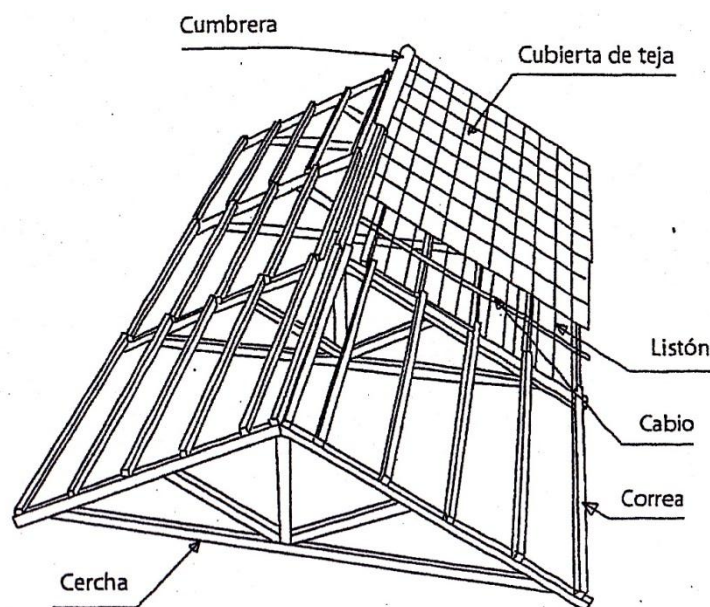


Ilustración 10. Partes de una cubierta de madera

### 3.5.4. Clasificación estructural de la madera

Según el Manual de diseño para Maderas del Grupo Andino, las maderas han sido agrupadas en tres grupos estructurales (grupo A, grupo B y grupo C), en función de su resistencia y densidad básica.

Se denomina A al grupo de maderas de mayor resistencia, B al grupo intermedio y C al grupo de menor resistencia. Las densidades básicas del grupo A están por lo general en el rango de 0,71 a 0,90, las del grupo B entre 0,56 y 0,70 y las del grupo C entre 0,40 y 0,55.

### 3.5.5. Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos de diseño que se presentan a continuación son exclusivamente aplicables a madera estructural que cumple en su totalidad con las condiciones mínimas requeridas.

GRUPO	FLEXIÓN F <sub>m</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	TRACCIÓN F <sub>tII</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	COMPRESIÓN F <sub>cII</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	COMPRESIÓN F <sub>c⊥</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	CORTE F <sub>vII</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
A	210	145	145	40	15
B	150	105	110	28	12
C	100	75	80	15	8

Tabla 9. Esfuerzos admisibles de la madera

### 3.5.6. Módulos de elasticidad

Se considera el módulo de elasticidad o de Young (E) aplicable para elementos en flexión, tracción o compresión en la dirección paralela a las fibras.

Para cada grupo se presentan dos valores, en general deberá utilizarse el indicado como  $E_{mín}$ . El valor  $E_{promedio}$  podrá utilizarse sólo cuando exista una acción de conjunto garantizada, como en el caso de viguetas y entablados.

GRUPO	$E_{mín}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$E_{promedio}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
A	95000	130000
B	75000	100000
C	55000	90000

Tabla 10. Módulos de elasticidad de la madera

### 3.5.7. Deflexiones admisibles

Las deflexiones admisibles en vigas, viguetas o entablados de piso o techo dependen del uso al que se destine la edificación. Las deformaciones deben limitarse para que la estructura o elemento cumpla con su función adecuadamente, para evitar daños a elementos no estructurales y acabados, así como para evitar efectos perjudiciales a la estructura misma y a su apariencia.

CARGA ACTUANTE	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
Permanentes + sobrecarga	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Tabla 11. Deflexiones máximas admisibles en maderas

### 3.5.8. Dimensiones reales y comerciales

Debido al proceso de cortes sucesivos y cepillado, las piezas de madera experimentan disminuciones progresivas en las dimensiones de su sección transversal, haciendo diferentes las medidas iniciales denominadas nominales o equivalentes comerciales, y aquellas que finalmente presenta.

La comercialización de la madera se realiza por lo general en función de las dimensiones iniciales, o sea de las nominales, y que únicamente se utilizan como referencia al comprador, ya que las dimensiones resultantes son menores. La diferencia es originada

además por las pérdidas de corte y cepillado, por las contracciones naturales de la pieza debidas a la disminución del contenido de humedad durante el secado.

A continuación se presenta un cuadro con las dimensiones reales y equivalentes comerciales, cabe hacer notar que las dimensiones reales son las que se usan en el diseño y las que se deben tener al momento de la construcción.

COMERCIAL b x h (pulgadas)	REAL b x h (cm)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Zx (cm <sup>3</sup> )	Zy (cm <sup>3</sup> )	rx (cm)	ry (cm)	m <sup>3</sup> de madera /metro	Peso por metro		
										GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
2 x 2	4 x 4	16,0	21,33	21,33	10,67	10,67	1,1547	1,1547	0,00257	1,76	1,60	1,44
2 x 3	4 x 6,5	26,0	91,54	34,67	28,17	17,33	1,8764	1,1547	0,00387	2,86	2,60	2,34
2 x 4	4 x 9	36,0	243,00	48,00	54,00	24,00	2,5981	1,1547	0,00517	3,96	3,60	3,24
2 x 6	4 x 14	56,0	914,67	74,67	130,67	37,33	4,0415	1,1547	0,00774	6,16	5,60	5,04
2 x 7	4 x 16,5	66,0	1497,38	88,00	181,50	44,00	4,7631	1,1547	0,00904	7,26	6,60	5,94
2 x 8	4 x 19	76,0	2286,33	101,33	240,67	50,67	5,4848	1,1547	0,01031	8,36	7,60	6,84
2 x 10	4 x 24	96,0	4608,00	128,00	384,00	64,00	6,9282	1,1547	0,01291	10,56	9,60	8,64
3 x 3	6,5 x 6,5	42,3	148,76	148,76	45,77	45,77	1,8764	1,8764	0,00580	4,64	4,22	3,80
3 x 4	6,5 x 9	58,5	394,88	205,97	87,75	63,38	2,5981	1,8764	0,00774	6,43	5,85	5,26
4 x 4	9 x 9	81,0	546,75	546,75	121,50	121,50	2,5981	2,5981	0,01031	8,91	8,10	7,29
4 x 6	9 x 14	126,0	2058,00	850,50	294,00	189,00	4,0415	2,5981	0,01548	13,86	12,60	11,34
4 x 8	9 x 19	171,0	5144,25	1154,25	541,50	256,50	5,4848	2,5981	0,02065	18,81	17,10	15,39
4 x 10	9 x 24	216,0	10368,00	1458,00	864,00	324,00	6,9282	2,5981	0,02579	23,76	21,60	19,44
4 x 12	9 x 29	261,0	18291,75	1761,75	1261,50	391,50	8,3716	2,5981	0,03096	28,71	26,10	23,49
6 x 6	14 x 14	196,0	3201,33	3201,33	457,33	457,33	4,0415	4,0415	0,02322	21,56	19,60	17,64
6 x 8	14 x 19	266,0	8002,17	4344,67	842,33	620,67	5,4848	4,0415	0,03096	29,26	26,60	23,94
6 x 10	14 x 24	336,0	16128,00	5488,00	1344,00	784,00	6,9282	4,0415	0,03870	36,96	33,60	30,24
6 x 12	14 x 29	406,0	28453,83	6631,33	1962,33	947,33	8,3716	4,0415	0,04646	44,66	40,60	36,54

Tabla 12. Dimensiones reales y equivalentes comerciales

### 3.6. Cargas

Las armaduras deben diseñarse para soportar todas las cargas aplicadas:

- Peso propio y otras cargas permanentes o cargas muertas, considerando un estimado apropiado de la densidad del material, e incluyendo aquellas cargas provenientes de otros componentes de la edificación, estructural o no.
- Sobrecargas de servicio o cargas vivas, todas aquellas que no forman parte del peso propio de la edificación pero que la estructura está destinada a resistir.
- Sobrecargas de sismo, vientos, nieve y temperatura. Estas deben considerarse de acuerdo a los reglamentos y códigos vigentes en la zona de ubicación de la construcción.

### 3.6.1. Viento

La presión del viento sobre la superficie inclinada de un techo depende de su velocidad y dirección, además de la orientación y pendiente del techo.

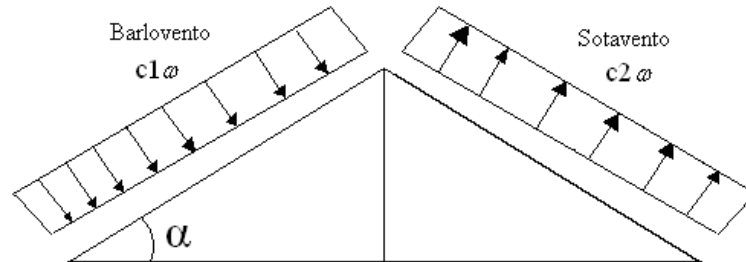


Ilustración 11. Efecto del viento en cubiertas

La presión de viento, perpendicular a la superficie del techo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = C * q$$

Donde:

p: presión del viento en  $\text{kg/m}^2$

C: coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo

q: presión en función de la velocidad del viento en  $\text{kg/m}^2$

El valor de  $q$  se calcula mediante la fórmula:

$$q = 0.00484 * V^2$$

Dónde:

V: velocidad del viento en  $\text{km/h}$

Los coeficientes eólicos  $C_1$  y  $C_2$  dependen de la configuración de la construcción, de la posición del elemento y del ángulo de incidencia del viento en la superficie, siendo positivo para presión y negativo para succión.

Valor $\alpha$ en grados	Barlovento $C_1$	Sotavento $C_2$
0	-0,5	-0,27
10	-0,5	-0,27
20	-0,5	-0,27
25	-0,1	-0,27
30	0,3	-0,27
35	0,36	-0,27
40	0,5	-0,27
50	0,65	-0,27
60	0,85	-0,27
70	0,85	-0,27
90	0,85	-0,27

Tabla 13. Coeficientes eólicos para barlovento y sotavento

### 3.7. Uniones

Las uniones son encuentros de dos o más elementos y sirven para transmitir las cargas de uno de ellos a los otros recíprocamente.

#### 3.7.1. Clasificación de uniones

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

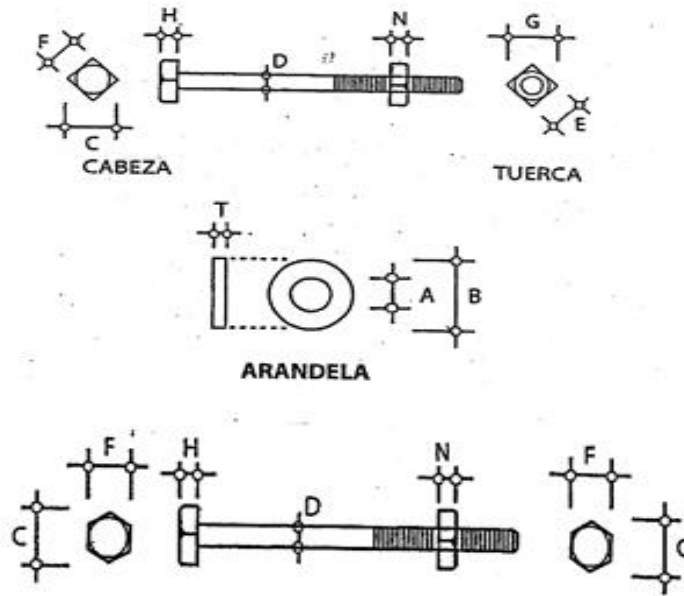
- Uniones clavadas
- Uniones empernadas
- Uniones con tirafondos
- Uniones con conectores

Utilizando piezas metálicas que atraviesan los elementos se reconocen dos tipos de resistencia:

- Resistencia a corte o cizallamiento
- Resistencia a la extracción

#### 3.7.2. Uniones empernadas

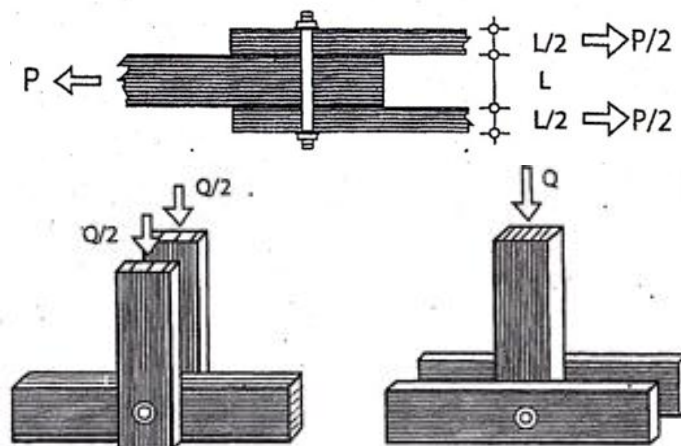
Los pernos y pletinas metálicas utilizadas en estas uniones deben ser de acero de grado estructural, con esfuerzo de fluencia no menor que  $2300 \text{ kg/cm}^2$ . Deben colocarse con arandelas o pletinas metálicas entre la cabeza del perno y la madera, y entre la tuerca y madera, para evitar esfuerzos de aplastamiento excesivos.



**Ilustración 12. Pernos de cabeza cuadrada y cabeza hexagonal**

Los pernos se designan por el diámetro de la varilla si rosca y por su longitud.

La siguiente tabla presenta las cargas admisibles para uniones de tres elementos de madera con un solo perno sometido a doble cizallamiento. Estas son función del grupo de madera utilizado (A, B, C), el diámetro del perno ( $d$ ), y la longitud del elemento central o el doble espesor de elemento más delgado ( $l$ ), P son cargas admisibles para el caso de que la fuerza de unión siga la dirección del grano, Q son las cargas admisibles cuando la fuerza es paralela al grano del elemento pero perpendicular al grano de los elementos laterales.



**Ilustración 13. Representación de cargas admisibles P y Q**

En caso de que los elementos laterales sean pletinas, los valores indicados como P pueden incrementarse en 25 % y  $\ell$  debe tomarse como el elemento central de madera.

$\ell$ cm	d cm	d pulg	$\ell/d$	GRUPO A		GRUPO B		GRUPO C	
				P kg	Q kg	P kg	Q kg	P kg	Q kg
2.0	.63	1/4	3.2	195	88	131	58	75	34
	.95	3/8	2.1	297	101	196	67	113	39
	1.27	1/2	1.6	396	117	261	78	151	45
	1.59	5/8	1.3	495	132	326	88	188	51
3.0	.63	1/4	4.8	229	124	179	88	113	51
	.95	3/8	3.2	438	152	294	101	169	59
	1.27	1/2	2.4	594	176	392	117	226	68
	1.59	5/8	1.9	743	198	489	132	282	77
4.0	.63	1/4	6.3	256	144	200	114	128	68
	.95	3/8	4.2	491	201	386	134	226	78
	1.27	1/2	3.1	779	234	522	156	301	91
	1.59	5/8	2.6	990	264	653	175	376	102
5.0	1.90	3/4	2.1	1188	299	783	199	452	116
	.95	3/8	5.3	536	226	420	168	268	98
	1.27	1/2	3.9	851	293	653	195	376	114
	1.59	5/8	3.1	1217	330	816	219	470	128
6.5	1.90	3/4	2.6	1485	374	979	248	564	145
	.95	3/8	6.8	594	260	463	206	297	127
	1.27	1/2	5.1	943	345	739	253	471	148
	1.59	5/8	4.1	1350	428	1061	285	611	166
8.0	1.90	3/4	3.4	1809	486	1273	323	734	188
	.95	3/8	8.4	645	289	501	235	318	156
	1.27	1/2	6.2	1024	385	799	303	511	182
	1.59	5/8	5.0	1465	481	1148	351	731	205
9.0	1.90	3/4	4.2	1963	595	1544	397	903	232
	.95	3/8	9.5	676	308	523	253	329	169
	1.27	1/2	7.1	1072	409	835	326	535	205
	1.59	5/8	5.7	1535	512	1200	395	766	230
10.0	1.90	3/4	4.7	2057	633	1614	447	1016	261
	.95	3/8	10.5	704	325	544	270	339	181
	1.27	1/2	7.9	1118	433	869	348	555	227
	1.59	5/8	6.3	1600	541	1248	426	799	256
	1.90	3/4	5.3	2144	669	1679	497	1070	290

Tabla 14. Cargas admisible para uniones empernadas

### 3.8. Hormigón Armado

El Hormigón Armado es una composición de dos materiales estructurales: el Concreto estructural y el Acero de refuerzo; ambos, combinados, crean un material sólido, durable y resistente. Sus deficiencias son contrarrestadas con las propiedades del otro material; los dos elementos se solidarizan entre sí creando una combinación ganadora.

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy poca resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en

las zonas de tracción, el material resultante, llamado *hormigón armado*, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones<sup>3</sup>.

Las barras completamente rodeadas de concreto endurecido forman parte integral del elemento, la combinación resultante de los dos materiales resulta en muchas ventajas de cada uno: el costo relativamente bajo, la buena resistencia al clima y al fuego, la buena resistencia a la compresión y la excelente capacidad de moldeo del concreto con la alta resistencia a la tensión y la mayor ductilidad y tenacidad del acero. Es precisamente esta combinación la que permite el casi ilimitado rango de usos y posibilidades del hormigón armado en la construcción de edificios, puentes, presas, tanques, depósitos y muchas otras estructuras<sup>4</sup>.

### 3.8.1. Hipótesis de carga

Se realizarán las hipótesis de carga para el hormigón armado de acuerdo al CBH-87<sup>5</sup>:

$$\begin{aligned} \text{Hipótesis I:} & \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q \\ \text{Hipótesis II:} & \quad 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W \\ \text{Hipótesis III:} & \quad 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \end{aligned}$$

Dónde:

G: valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas permanentes.

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

Q<sub>eq</sub>: valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W: valor característico de la carga del viento.

W<sub>eq</sub>: valor característico de la carga del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará W<sub>eq</sub> = 0

F<sub>eq</sub>: valor característico de la acción sísmica.

---

<sup>3</sup> Hormigón Armado, 14ta Edición, Jiménez Montoya Pedro, Cap. 9, pág. 160

<sup>4</sup> Diseño de Estructuras de Concreto, Nilson Arthur H., Cap. 1, Pág. 2

<sup>5</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 7.6, pág. 54

### 3.8.2. Estados límites últimos

La denominación de los estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

**Estado límite de equilibrio:** definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.

**Estados límites de agotamiento o de rotura:** definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.

**Estado límite de inestabilidad o de pandeo:** de una parte o del conjunto de la estructura.

**Estado límite de adherencia:** caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

- Coeficiente de minoración del acero  $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de minoración del hormigón  $\gamma_c = 1,50$
- Coeficiente de mayoración de carga muerta  $\gamma_{fg} = 1,60$
- Coeficiente de mayoración de carga viva  $\gamma_{fq} = 1,60$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y el de ponderación para las acciones según nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las tablas siguientes:

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.  
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

Tabla 15. Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20
<p>- El valor final de <math>\gamma_f</math>, será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.</p> <p>- Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.</p> <p>- Se podrá reducir el valor final de <math>\gamma_f</math> en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las sollicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.</p> <p>- Deberán comprobarse, con especial cuidado y rigor, las condiciones de figuración, cuando el producto <math>\gamma_s \cdot \gamma_f</math> resulte inferior a 1,65.</p>			

Tabla 16. Coeficientes de seguridad para los estados límites últimos

### 3.8.3. Estados límites de servicio

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas. Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.

- **Estado límite de deformación:** caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.
- **Estado límite de vibraciones:** caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Por razones estéticas los estados límites de servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación.

Los coeficientes de seguridad para el estado de límite de servicio tendrán un valor de 1 en todos los casos.

### 3.8.4. Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia es la propiedad por la cual las armaduras son capaces de trabajar en conjunto con el hormigón, permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la

armadura, a lo largo de toda la longitud de esta y también asegura el anclaje de sus extremos.

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia  $\tau_b$ , producida por el esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$ , en una viga de canto útil  $d$ , con armadura compuesta de  $n$  barras, cada una de perímetro  $u$ , tiene que cumplirse la limitación:<sup>6</sup>

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

$\tau_{bd}$  = Resistencia de cálculo para adherencia, definida en la Norma Boliviana del Hormigón Armado para zapatas<sup>7</sup>.

### 3.8.5. Disposiciones de las armaduras

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

El principal objeto de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se emplean 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, o bien para absorber esfuerzos no preponderantes, más o menos parásitos (armaduras de montaje, de piel, por retracción y efectos térmicos, de reparto, etc.). Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

---

<sup>6</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap.9.8.2.2.8, pág. 168

<sup>7</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.8.2.2.8, pág. 168

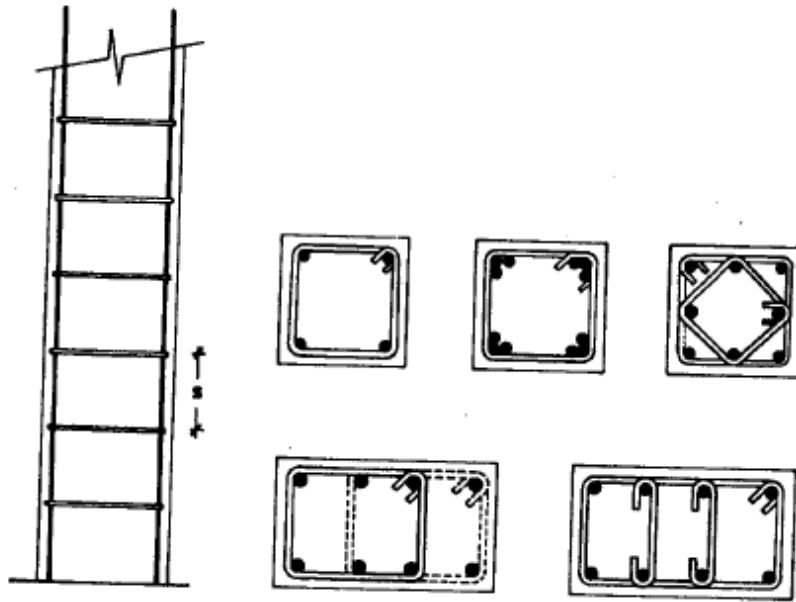


Ilustración 14. Disposición de armaduras en pilares

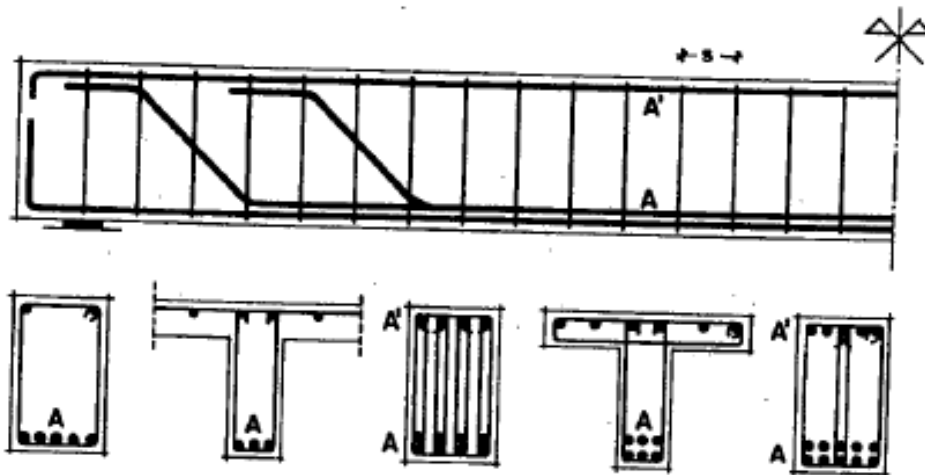


Ilustración 15. Disposición de armaduras en vigas

### 3.8.6. Colocación de las armaduras

Las armaduras se colocarán limpias exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto sujetas entre si y al encofrado de manera que no puedan experimentar movimientos durante el vertido y compactación del hormigón y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueras.

Cuando exista peligro de que se puedan confundir unas barras con otras, se prohíbe el empleo simultáneo de aceros de características mecánicas diferentes. Se podrán utilizar no obstante en un mismo elemento dos (2) tipos diferentes de acero, uno para la armadura principal y otro para los estribos.

Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras en los encofrados, deben ser de mortero, plástico u otro material apropiado, desaconsejándose en empleo de madera. Tampoco es conveniente utilizar, para estos fines, elementos metálicos, si han de quedar vistos, pues podrían perjudicar la durabilidad de la obra o su buen aspecto.<sup>8</sup>

### **3.8.7. Distancia entre barras de armaduras principales**

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

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.<sup>9</sup>

### **3.8.8. 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

---

<sup>8</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 12.5.1., pág. 234

<sup>9</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 12.5.2., pág. 235

recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones 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.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

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

**Tabla 17. Recubrimientos mínimos**

FUENTE: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### 3.8.9. Anclajes de las Armaduras

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta, o cualquier otro procedimiento (como soldadura sobre otra barra. por ejemplo), garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

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

$$l_{b1} = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * \tau_{bu}}$$

### 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.

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

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:

$\phi$ : 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

$\tau_{bu}$ : La tensión de adherencia desarrollada alrededor de la barra de acero

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

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

### 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°), sólo 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:

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

### 3.8.10. Doblado de las armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

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

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
Ø < 20mm	2 Ø	2 Ø	2Ø	2.5 Ø	3 Ø
Ø ≥ 20mm	2.5 Ø	2.5 Ø	3Ø	4 Ø	5 Ø

Tabla 18. Radios de curvatura para ganchos y estribos

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

- En el caso de estribos con Ø < 10mm los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.50 Ø cualquiera que sea el acero
- Para barras de acero liso fraccionadas de acero CA-25 y CA-32 con Ø > 6mm 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:

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

**Tabla 19.** Radios de curvatura de la armadura principal

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 se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas:

- 2 capas de hierro doblado aumentar 50%, 3 capas de hierro doblado aumentar 100%

### 3.8.11. 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.

#### Empalme por traslapeo o solape

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

La idea básica es transferir esfuerzo de una barra a la otra por medio de la adherencia en un largo igual al largo del anclaje, el mismo es corregido por un coeficiente  $\Psi$  que lleva en cuenta la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región.<sup>10</sup>

Ecuación para poder determinar el empalme por traslapeo o solape:

$$l_v = \psi * l_{b_1}$$

#### Con ganchos para aceros lisos

$$l_v = (\psi * l_v - 15 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 15 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

#### Con ganchos para aceros corrugados

$$l_v = (\psi * l_v - 10 * \phi) \geq \begin{bmatrix} 20cm \\ 10 * \phi \\ 0.50 * l_{b_1} \end{bmatrix}$$

<sup>10</sup> Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH 87, Cap. 12.2.2. pág. 228

Coefficiente  $\psi$ ; 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 de la distancia “b” que es la distancia de la barra externa empalmada hasta la parte de la pieza

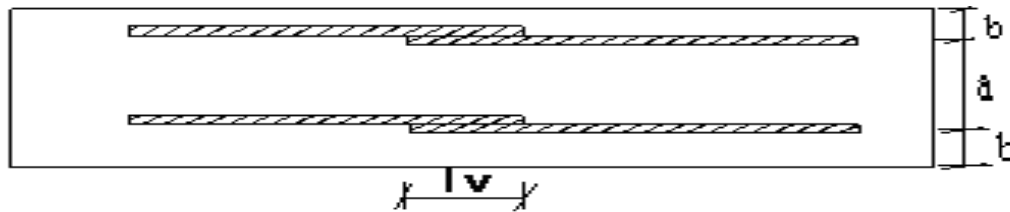


Ilustración 16. Empalme por traslape

Distancia	Distancia	Porcentaje máximo de barras empalme				
a	b	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

Tabla 20. Para obtener los coeficientes  $\Psi$

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 0,1 mm.

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.

### 3.9. Losas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las

losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

Existe una diversidad de losas, las más usuales y conocidas universalmente, son:

- Losas macizas
- Losas reticulares
- Placas aligeradas
- Losas mixtas
- Losas apoyadas
- Losas con viguetas unidireccionales

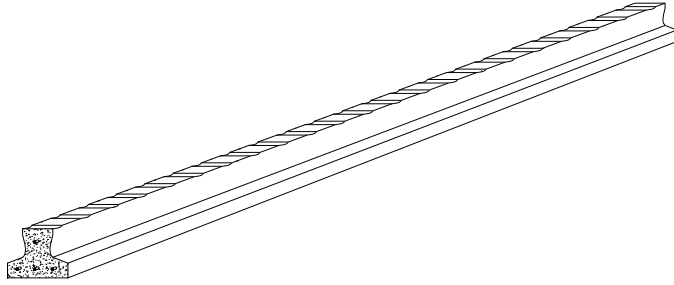
De entre todas las losas mencionadas anteriormente, en nuestro país y a nivel local (Tarija), se emplean con mayor frecuencia; las losas reticulares, macizas, y las de viguetas unidireccionales (Viguetas armadas de H°A° y Viguetas pretensadas).

En especial se destacan las viguetas de hormigón pretensado H°P°, por su carácter de auto-resistente y aligerante, proporcionando a las vigas o muros donde descansan, un peso mucho menor, más aun cuando se emplean como material aligerante el plastoformo. En casos de luces grandes se utilizan las losas casetonadas.

### **3.9.1. Losas con viguetas unidireccionales de H°P°**

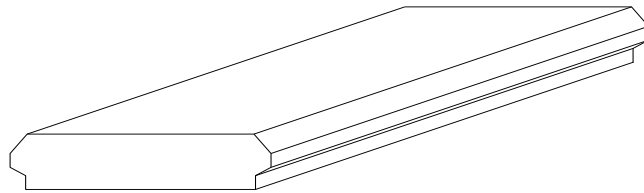
Este tipo de losas se compone principalmente de viguetas de hormigón pretensado, material aligerante entre viguetas y una capa de compresión con armadura de refuerzo.

Una vigueta es parte de un sistema estructural que constituye una losa de entre piso, su función es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa; la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura del edificio, para luego ser transmitidas a las fundaciones. Son fabricadas con hormigones de alta resistencia igual o superiores a los  $350 \text{ kg/cm}^2$ , y el acero utilizado es también de alta resistencia, alcanzando generalmente un límite elástico de  $18000 \text{ kg/cm}^2$ .



**Ilustración 17. Vigueta pretensada**

Los materiales aligerantes que se emplean comúnmente son el ladrillo cerámico con huecos, bloques huecos de hormigón, plastoformo, etc.



**Ilustración 18. Complemento de plastoformo**

El cálculo de estas viguetas se lo realiza como vigas isostáticas, determinándose las solicitaciones máximas, generalmente momentos máximos para luego determinar la armadura resistente necesaria (acero de alta resistencia), mediante procedimientos de la técnica del hormigón pretensado.

### **3.9.2. Armadura de reparto en losas alivianadas**

En la losa de hormigón y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Dónde:

$h_0$ : espesor, en cm, de la losa de hormigón en el centro de la pieza

$f_{sd}$  : la resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto, en MPa.

### 3.9.3. Losa Nervada

### 3.9.4. Condiciones Geométricas de la Losa Nervada.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 establece ciertos parámetros para el cálculo de los componentes de este tipo de losas:

**Los nervios:** son los elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural, la separación máxima es de 100 cm. El número de nervios incluidos en cada recuadro, en cada dirección, debe ser igual o mayor que seis. El ancho de nervio no será inferior a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.<sup>11</sup>

**Capa de compresión:** las losas nervadas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 3 cm, ni al décimo de luz libre entre paramentos laterales de los nervios, y deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

**Canto de la losa:** la losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a  $L/28$ , siendo  $L$  la luz de cálculo mayor entre los soportes.<sup>12</sup>

### 3.9.5. Dimensionamiento de la sección del nervio en T o L.

Las experiencias han verificado que las vigas que se encuentran íntimamente ligadas a las losas arrastran en su deformación una parte de ésta. Por este motivo, la sección de la viga no será rectangular sino en forma de T o L.

Las vigas T o L constituyen sin duda una solución estructural muy racional en hormigón la viga cuenta con una gran cantidad de material sometido a compresión y puede resistir grandes momentos flectores, aun con alturas reducidas.

### 3.9.6. Diseño de losas nervadas rectangulares

Existen tablas para el diseño de losas, desarrolladas por diferentes autores, que facilitan el análisis y el diseño de las losas de geometrías y estados de carga más comunes, basadas en la mayor parte de los casos en la Teoría de Placas. Se utilizarán tablas para el diseño de losas sustentadas perimetralmente en vigas de mayor peralte que las losas (de este modo

---

<sup>11</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.4.5.3., pág. 134

<sup>12</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.4.5.3., pág. 134

nos aseguramos que las deflexiones en las vigas no tienen gran influencia sobre el comportamiento de las losas), sometidas a cargas uniformemente distribuidas. El tipo de sustentación está definido por las condiciones de borde de las losas.

Las deformaciones y los momentos flectores que se obtienen en el modelo de losas nervadas son generalmente mayores que los valores obtenidos en losas macizas, debido a que los momentos torsores en las placas se transforman en momentos flectores en los nervios.<sup>13</sup>

### 3.9.7. Determinación de armaduras de flexión en losas

El armado en losas nervadas se calculará tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

$$A_s = 0.85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

Dónde:

b: Base de nervios en un metro de ancho (cm)

d: Altura útil de la losa (cm)

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo del hormigón ( $\text{kg/cm}^2$ )

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero ( $\text{kg/cm}^2$ )

$M_d$ : Momento de diseño (kg cm)

### Determinación de la armadura mínima

En losas nervadas, la cuantía mínima se calculará mediante la siguiente expresión:

$$A_{smin} = 0.0033 * b * d$$

Se usa la fórmula de cuantía mínima para vigas debido a que se verifica la armadura para un solo nervio, y no así para una franja de losa.

### Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

En la loseta de compresión de las losas nervadas deberá proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante.

---

<sup>13</sup> Ver en Anexos Tablas para Diseño de Losas Nervadas Rectangulares

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

La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce porque los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana.

### 3.9.8. Comprobación de flechas en losas casetonadas

El valor máximo admisible de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de  $\ell/300$ , siendo  $\ell$  la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso, ambas con sus valores característicos.<sup>14</sup>

### 3.9.9. Verificación de la resistencia a cortante en losas nervadas

#### 3.9.10. Calculo de cortante en losa

De acuerdo con la experimentación en que se basa la *Teoría de las Líneas de Rotura*, cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniformemente distribuida que actúa en toda su superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios.

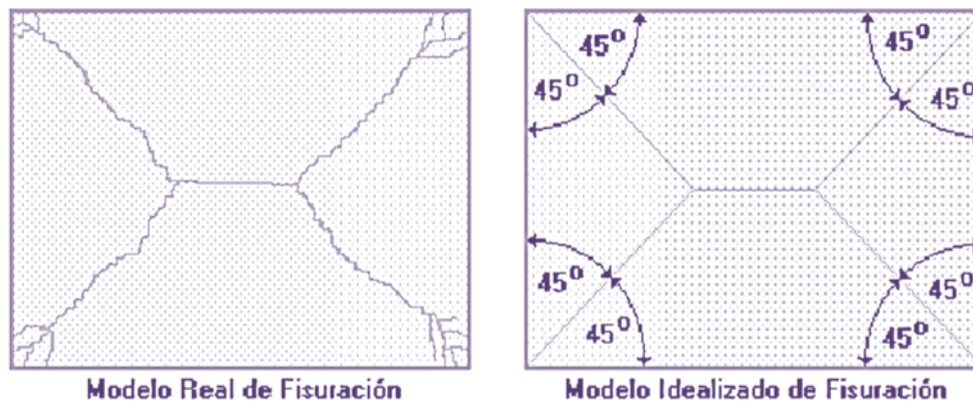


Ilustración 19. Fisuración según Teoría de Líneas de Rotura

Bajo este estado límite, las fuerzas cortantes que generan las cargas que actúan en los triángulos y trapecios se transmiten directamente a las vigas en las que se sustentan los

<sup>14</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.9.10.4.3., pág. 196

respectivos triángulos y trapecios. Las losas deben estar en capacidad de resistir las fuerzas cortantes generadas por este tipo de comportamiento.

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.

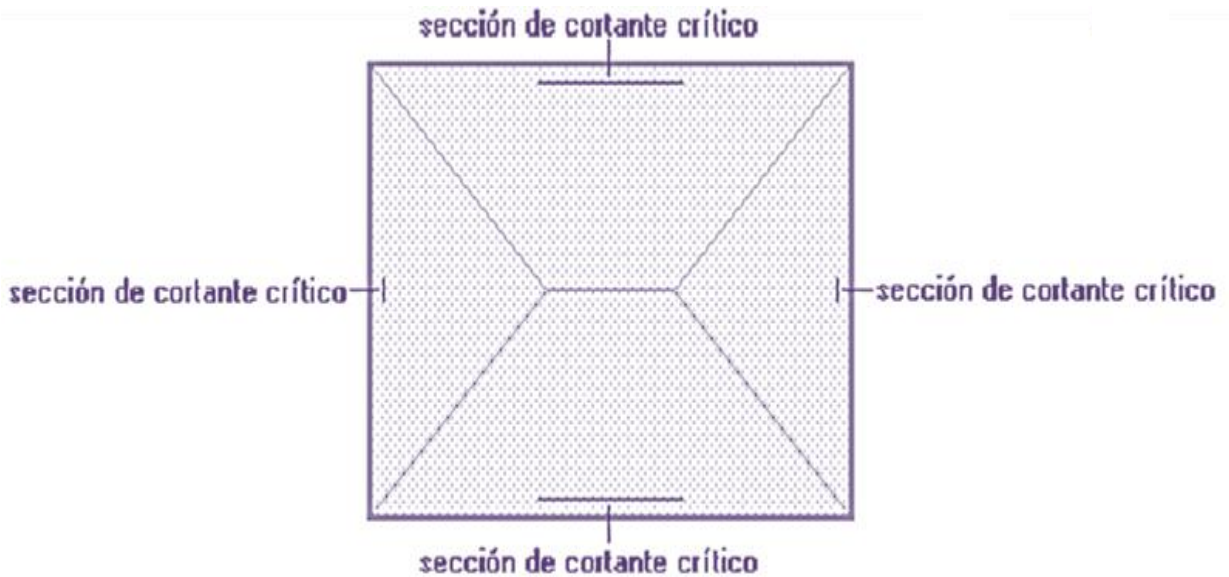


Ilustración 20. Sección de cortante crítico

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa.

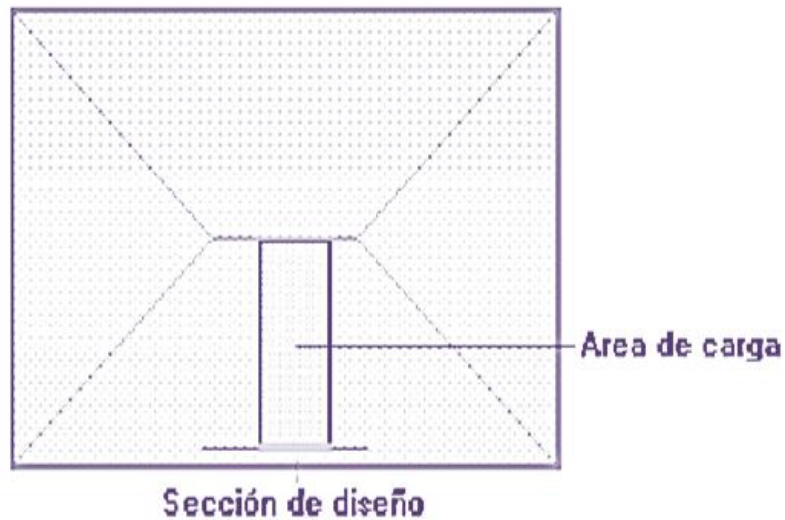


Ilustración 21. Área de carga para sección crítica a corte

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de ancho) y la carga última superficial  $q_u$ . La sección de diseño está ubicada en la cara interna de la viga de apoyo estará a una distancia desde el eje de la misma ( $b/2$ ).

### 3.9.11. Resistencia a cortante en losas

Se realiza la el cálculo de las armaduras transversales para las losas casetonadas de acuerdo a lo dispuesto en el capítulo 8.2.4. del CBH de Resistencia de placas al esfuerzo cortante.

### 3.9.12. Ábacos en losas nervadas

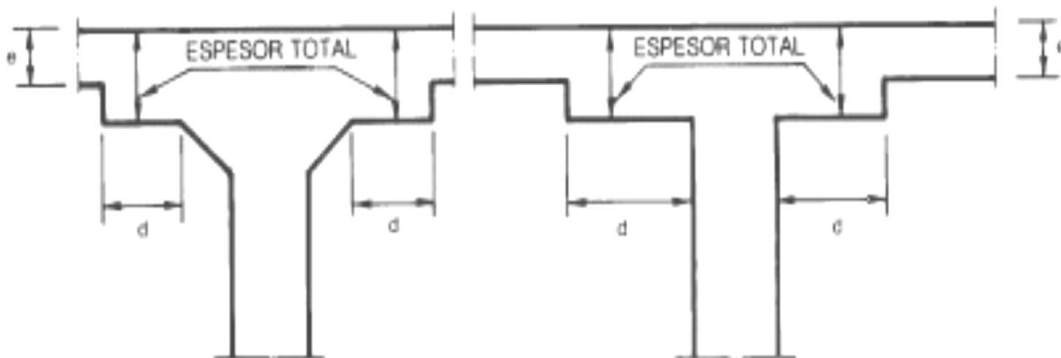
El ábaco es la zona de la placa alrededor de un pilar o de su capitel, que se resalta, o si se trata de placa aligerada, se maciza con o sin resalto. En las placas macizas, puede no existir, y si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas, su existencia es obligatoria, pudiendo ir acompañado o no de capitel.<sup>15</sup>

#### Dimensiones reglamentarias

La distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado.<sup>16</sup>

En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomará como espesor de cálculo el siguiente:

- Si no existe ábaco o si este está embebido en la losa aligerada, el espesor de la placa.
- Si existe ábaco, el menor de los dos siguientes:
  - El espesor de placa más ábaco.
  - El espesor de la placa, más la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al del pilar o, en su caso, del capitel ( $e + d/4$ ).



<sup>15</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.4.5.2., pág. 132

<sup>16</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.4.5.4., pág. 134

## Ilustración 22. Sección de ábacos

### 3.10. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará el caso de secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

#### 3.10.1. Diseño a Flexión simple

El procedimiento a seguir para el cálculo a flexión de las vigas y las ecuaciones a usar se describen a continuación:

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

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

Donde:

$M_d$ : Momento de diseño (Mayorado)

$b_w$  : Ancho de la viga

$d$  : Distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”)

$f_{cd}$ : Resistencia de diseño del hormigón.

2. Se obtiene valor  $\mu_{lim}$  de la Tabla de Valores Límites y se compara con  $\mu_d$

$f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	2200	2400	4000	4200	4600	5000
$f_{yd}$ (kp/cm <sup>2</sup> )	1910	2090	3480	3650	4000	4350
$\xi$ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
$\mu$ 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

Tabla 21. Valores Límites

FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

3. Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación: *si :  $\mu_{lim} \geq \mu_d$  no necesita armadura a compresión*

- a) Con el valor del momento reducido se entra a la *Tabla universal para flexión simple o compuesta* y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura ( $w$ ).
- b) Calcular la armadura para el momento flexión tanto para momento positivo como negativo

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

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura a tracción.

$w$ : Cuantía mecánica de la armadura

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero

- c) Calcular la armadura mínima

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

Donde:

$A_{\min}$ : Área de la armadura mínima

$w_{\min}$ : Cuantía geométrica mínima de la armadura (de Tabla 14)

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

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

4. Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

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

$$\xi = r/d$$

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

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

Donde:

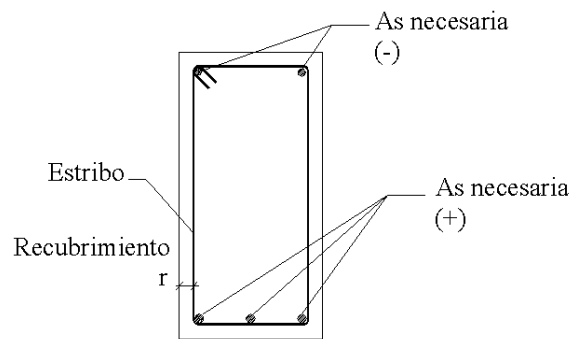
$w_{lim}$ : Cuantía geométrica mínima

$w_{s1}$ : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

$w_{s2}$ : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\lambda$ : Relación entre el recubrimiento y el canto útil

$r$ : Recubrimiento geométrico.



**Ilustración 23.** Viga de hormigón armado

b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

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

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

Dónde:

$A_{s1}$ : Área de la armadura a tracción.

$A_{s2}$ : Área de la armadura a compresión.

c) Calcular la armadura mínima

$$A_{min} = w_{min} * b_w * d$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para  $A_{s1}$  como para  $A_{s2}$ .

### 3.10.2. Tablas para el cálculo en flexión simple

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

**Tabla 22. Cuantías geométricas mínimas**  
FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

D (mm)	5	6	8	10	12	16	20	22	25	32
D (plg)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
As (cm <sup>2</sup> )	0.196	0.283	0.503	0.785	1.13	2.01	3.14	3.80	4.91	8.04

**Tabla 23. Diámetros y Áreas del acero de refuerzo**  
FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

$\xi$	$\mu$	$w$	$(w/f_yd)*10^3$	
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	0.0994	D
0.6283	0.3193	0.4323	0.1007	O
0.6305	0.32	0.4338	0.1114	M
0.6476	0.3256	0.4456	0.1212	I
0.6618	0.33	0.4554	0.1259	N
0.6681	0.3319	0.4597	0.1343	I
0.6788	0.3352	0.4671	0.1484	O
0.6952	0.34	0.4783	0.1860	
0.7310	0.35	0.5030	0.2408	4
0.7697	0.36	0.5296	0.2568	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2854	
0.7935	0.3658	0.5460	0.3280	
0.8119	0.37		0.4931	
0.8597	0.38		0.9251	
0.9152	0.39		5.9911	
0.9848	0.40			

**Tabla 24. Tabla universal para flexión simple o compuesta**  
FUENTE: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

### 3.10.3. Diseño a Cortante

1. Cálculo de la resistencia convencional del hormigón ( $f_{vd}$ ), la contribución del hormigón al esfuerzo cortante ( $V_{cu}$ ), esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma ( $V_{ou}$ ). Cuyos valores se los calcula con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}f_{vd} &= 0.50 * \sqrt{f_{cd}} \\V_{cu} &= f_{vd} * bw * d \\V_{ou} &= 0.30 * f_{cd} * bw * d\end{aligned}$$

2. Comparar:

$$V_d \leq V_{cu}$$

Si es que se cumple debe disponer una armadura mínima, como la que indica la siguiente expresión:

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

3. 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. Verificar:

$$V_{cu} \leq V_d \leq V_{ou}$$

Si  $V_d$  se encuentra dentro de los parámetros de la desigualdad, se debe calcular una armadura con la diferencia, como se indica en la siguiente expresión:

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

4. Luego calcular la armadura necesaria con la expresión:

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0.90 * d * f_{yd}}$$

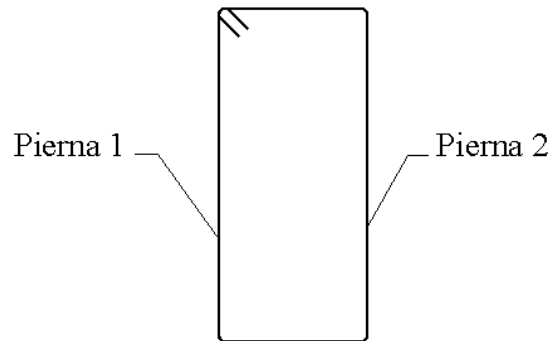
Dónde:

t = Longitud donde se está calculando la armadura, 1 m

5. Calcular la armadura mínima con:

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

6. Elegir de los dos valores el área mayor



**Ilustración 24. Piernas de los estribos cerrados**

Nota: La armadura calculada es para las dos piernas del estribo como indica la figura anterior, para calcular cuántos estribos se requiere en todo el ancho “s”, se debe dividir entre dos.

#### **3.10.4. Deflexión en vigas**

#### **3.10.5. Valores admisibles para flechas en vigas**

No existe gran concordancia con los valores que deben admitirse para las flechas, existen diversas razones para tal situación:

- Los valores admisibles dependen del tipo de estructura y de la función que deba cumplir.
- Dependen de la existencia de otros elementos ligados a la estructura y de su grado de deformabilidad.

Los valores límites deben definirse en cada caso según las características particulares correspondientes, teniendo en cuenta que el cálculo de las flechas no puede hacerse de forma muy precisa. Se establecen valores límites directamente o a través de un mínimo prescrito para la relación canto/luz. Así por ejemplo en edificaciones normales y a falta de exigencias más precisas se usan:

$$f_1 = \frac{l}{500} \quad y \quad f_2 = \frac{l}{300}$$

Donde  $l$  es la luz,  $f_1$  es la flecha para sobrecargas de uso y  $f_2$  para sobrecargas más cargas permanentes.

### 3.10.6. Cálculo de flechas originadas por la flexión

Los cálculos de la *flecha instantánea* se simplifican utilizando la fórmula:<sup>17</sup>

$$f_{inst} = \alpha * \frac{M * l^2}{(44000 * \sqrt[3]{f_{cj} + 80}) * I}$$

Donde:

$\alpha$ : Coeficiente que depende del tipo de carga y forma de sustentación

M: Momento de diseño (kg cm)

l: Longitud de la viga (cm)

$f_{cj}$  = Resistencia característica del Hormigón. (kg/cm<sup>2</sup>)

I = Momento de inercia de la pieza. (cm<sup>4</sup>)

En caso de viga simplemente apoyada  $\alpha$  vale 5/48

En el caso particular de una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente repartida y para tanteos rápidos puede usarse la fórmula sencilla de Torroja que queda del lado de la seguridad:

$$f_{inst} = \frac{1}{10000} * \frac{l^2}{h}$$

Siendo  $l$  la luz y  $h$  el canto total de la viga.

Se llaman *flechas diferidas* a las que aparecen en el transcurso del tiempo bajo cargas de larga duración. Estas flechas que vienen a sumarse a las instantáneas, están originadas por los efectos de retracción y fluencia.

De forma directa se puede obtener la flecha adicional diferida debida a las cargas de larga duración, multiplicando la flecha instantánea debida a cargas permanentes por el factor:

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 * \rho'} \geq 0.6$$

Donde

$\varepsilon$ : Coeficiente que depende de la duración de la carga, para  $t > 5$  años, 2

$\rho'$ : Cuantía geométrica de la armadura comprimida en la sección de referencia, Asc/Ast

---

<sup>17</sup> Hormigón Armado, 14ta Edición, Jiménez Montoya Pedro, Cap. 21.6, pág. 438

### **3.11. Columnas**

Las columnas o pilares de hormigón armado son elementos, generalmente verticales, en los que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

La armadura está constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y transversales que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal, y absorber los esfuerzos cortantes.

#### **3.11.1. Excentricidad mínima de cálculo**

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 & \text{ó } b/20 \\ 2 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donde:

h, b: Canto total en la dirección considerada

#### **3.11.2. Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado**

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.

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aún 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.

### 3.11.3. 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.<sup>18</sup>

La longitud de pandeo  $l_o$  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. En 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 del monograma 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:

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = \alpha * l (\alpha \text{ se obtiene entrando con } \psi)$$

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

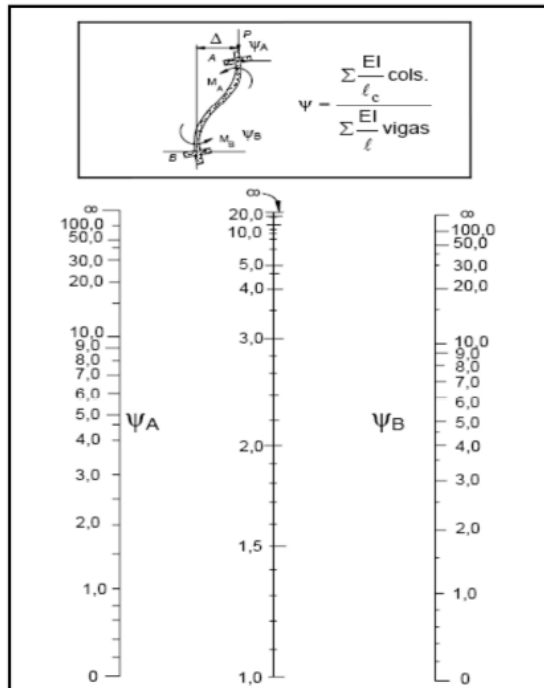


Ilustración 25. Nomograma de coeficientes de pandeo para pórticos traslacionales<sup>19</sup>

<sup>18</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 8.3.1.2., pág. 83

<sup>19</sup> Hormigón Armado, 14ta Edición, Jiménez Montoya Pedro, Cap. 18.6, pág. 341

#### 3.11.4. 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  $\lambda = \ell_o/i$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i$ , de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que  $i = \sqrt{I/A}$ , 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  $\lambda_o > 58$ ).

#### 3.11.5. 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 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.

### **3.11.6. 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.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que implica la utilización de ábacos adimensionales en roseta.

### **3.11.7. 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  $N=\text{cte}$ . 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 ( $v$ ,  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del

acero. Basta entrar, en el sector correspondiente al valor de  $v$  del que se trate, con los valores de  $\mu_x$ ,  $\mu_y$ , para obtener la cuantía mecánica total necesaria  $w$ .<sup>20</sup>

### 3.11.8. Diseño de columnas

#### 3.11.9. Resistencia del hormigón

Cuando se trata de piezas de cierta altura hormigonadas verticalmente, la resistencia del hormigón debe rebajarse en un 10 por 100, con el objeto de prever la pérdida que dicha resistencia puede experimentar debido a que, durante el proceso de compactación el agua tiende a elevarse a la parte superior de la pieza.

$$f_{cd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

#### 3.11.10. Excentricidad de primer orden

Se tomará como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

#### 3.11.11. Excentricidad ficticia

Para piezas de sección rectangular viene dada por:

$$e_{fic} = \left( 0,85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{h + 20 \cdot e_o}{h + 10 \cdot e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

Donde

$h$ : Dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo

#### Excentricidad total

$$e_T = e_o + e_{fic}$$

#### 3.11.12. Armaduras en columnas

- Armadura longitudinal

---

<sup>20</sup> Ver en Anexos Abaco en Roseta para Flexión Esviada

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y situarán en las proximidades de las caras del pilar.

Se calcula el axil reducido:

$$v = \frac{Nd}{a_o * b_o * fcd}$$

Se calculan los momentos reducidos alrededor de X e Y:

$$\mu_x = \frac{Nd * e_{total}}{a_o^2 * b_o * fcd} \qquad \mu_y = \frac{Nd * e_{total}}{a_o * b_o^2 * fcd}$$

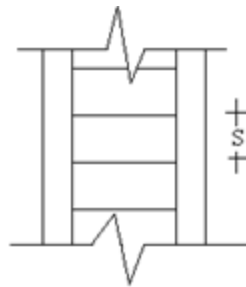
Con los valores obtenidos se entra en el ábaco en roseta para flexión esviada (Ver Anexos) y obtenemos la cuantía mecánica  $w$ .

Se calcula la armadura necesaria y la mínima, y se elige la mayor de ellas:

$$A_s = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{smin} = 0,006 * b * d$$

- **Armadura transversal**

Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

### 3.12. Fundaciones

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente 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. Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas u otros medios.

#### 3.12.1. Zapatas Aisladas

En las zapatas de espesor variable, el canto  $h_0$  en el borde debe ser  $h_0 \geq h/3$  y no menor que 25 centímetros. El ángulo de inclinación suele tomarse  $\beta \leq 30^\circ$ , que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

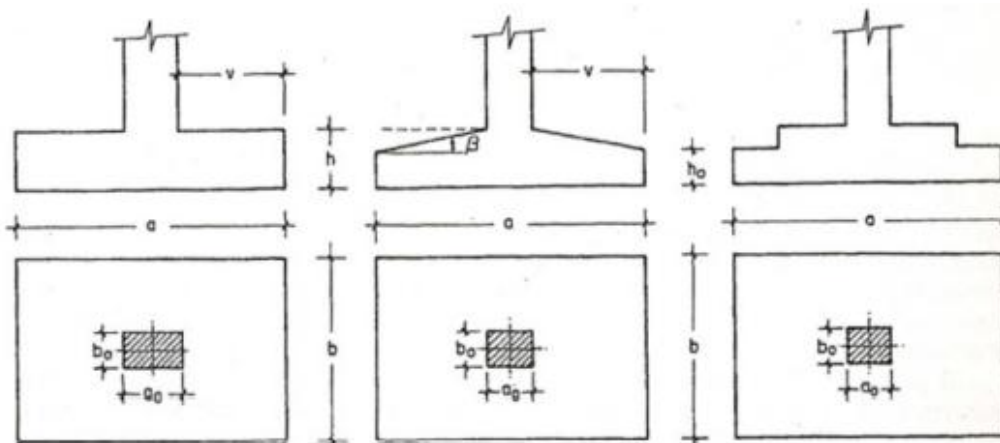


Ilustración 26. Formas típicas de zapatas aisladas

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

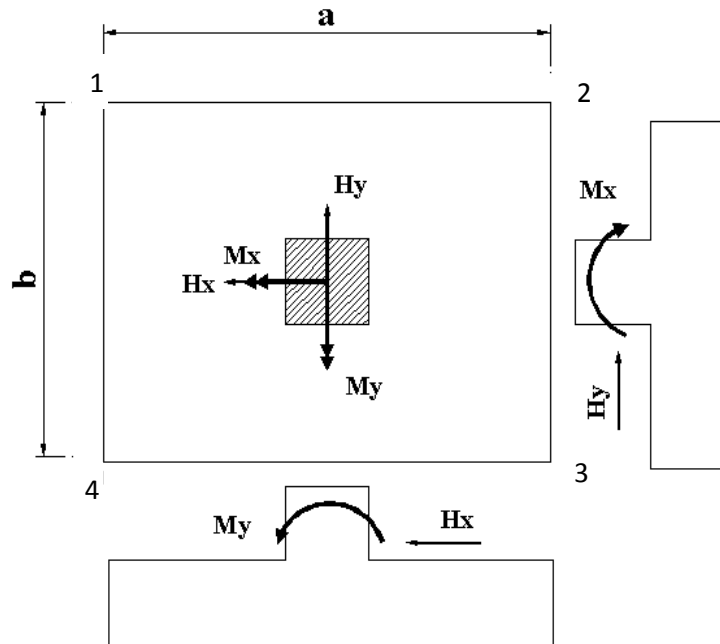


Ilustración 27. Solicitaciones en una zapata aislada

### 3.12.2. Cálculo de zapatas aisladas

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

Primeramente aproximamos el peso de la zapata como el 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 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 “ $\sigma_1$ ” 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:

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

Donde:

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

$f_{ck}$  = Resistencia característica del Hormigón

$\gamma_c$  = Coeficiente de seguridad para el hormigón (1,5).

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

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

Donde:

$f_{cd}$  = kp/cm<sup>2</sup>

$\gamma_f$  = Coeficiente que normalmente vale 1,6

$\bar{\sigma}_{adm}$  = kp/cm<sup>2</sup>

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a_0 + b_0}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ \frac{2(a - a_0)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b_0)}{4 + k} \\ 25cm \end{array} \right.$$

Luego se procede a definir el valor de “r” para el recubrimiento ( $\geq 5\text{cm}$ ), y con los valores anteriores se tiene el canto total de la zapata:

$$h = d + r$$

#### 4. Se verifica la resistencia del terreno

$$\sigma_{calc} = \frac{N + PP_{zap}}{a * b} < \sigma_{adm}$$

Donde

N: Fuerza axial que actúa en la columna

PPzap: Peso propio de 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:

$$M_x^* = M_x + H_x * h$$

$$M_y^* = M_y + H_y * h$$

$$N^* = N + PP$$

#### 6. Cálculo del momento de diseño

Para el cálculo de momento en una zapata flexible debe ubicarse la sección de referencia S1, situada a una distancia “0,15 a”, hacia el interior del soporte, siendo “a” la dimensión de dicho soporte.<sup>21</sup>

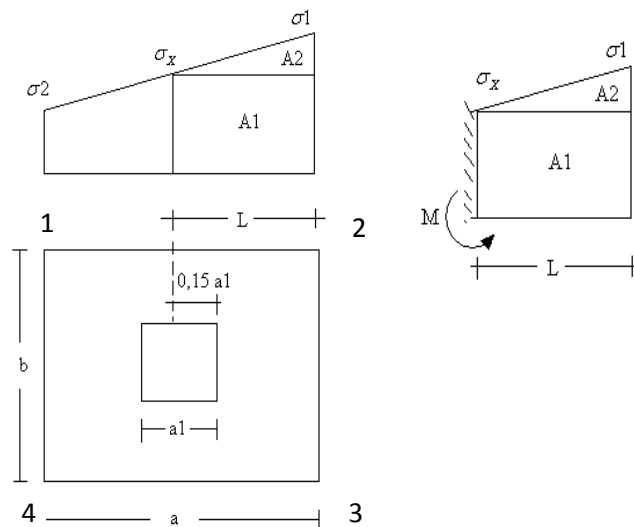


Ilustración 28. Sección de diseño

<sup>21</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.8.2.2.1., pág. 162

Se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

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

$$\sigma_x = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_4}{a} * (a - l_a) \right) + \sigma_4$$

Y el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M_{S1} = \left( \frac{\sigma_x * l_a^2}{2} + \left( \frac{(\sigma_1 - \sigma_x) * l_a}{2} * \frac{2}{3} * l_a \right) \right) * a$$

## 7. Cálculo del área de acero

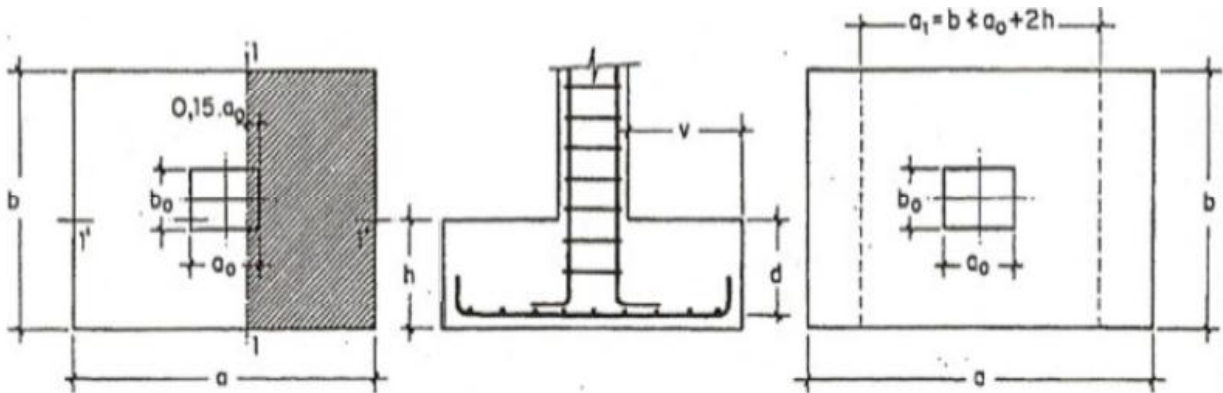


Ilustración 29. Armadura de flexión en zapata aislada

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

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

b: Ancho para el que se calcula, 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

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

Y se calcula el área necesaria y la mínima y se elige la mayor:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$A_{smin} = w_{min} * b * d$$

Siendo  $w_{min} = 0.0018$  para zapatas

## 8. Verificación al vuelco

La comprobación consiste en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto "A" superan los momentos de vuelco

$$(Nd + PP) * \frac{a}{2} \geq \gamma(M + Q * h)$$

**Dónde:**

$\gamma$ : Coeficiente de seguridad al vuelco, 1.5.

## 9. Verificación a deslizamiento

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta.

$$(Nd + PP) * tg(\varphi d) \geq \gamma_2 * Hd$$

Donde:

$\varphi$ : Angulo de rozamiento interno

$\gamma$ : Coeficiente de seguridad al deslizamiento; 1.5.

## 10. Verificación a la adherencia

Se verifica en la sección S1 ya definida en el cálculo a flexión, debe cumplir:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd} \quad \tau_{bd} = 2 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \tau_b < \tau_{bd}$$

Donde:

Vd: Esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en S1

n: Número de barras por unidad de longitud

u: Perímetro de cada barra

d: Canto útil de la sección

$\tau_b$ : Tensión tangencial de adherencia

$\tau_{bd}$ : Resistencia de cálculo para adherencia

## 11. Verificación a esfuerzo cortante

Debe cumplirse:

$$V_{d2} \leq f_{vd} * d * b$$

Donde:

$V_{d2}$ : Cortante en sección 2<sup>22</sup>

$$V_{d2} = \frac{Nd}{a * b} * b * \left( \frac{b - b_0}{2} - d \right) \quad f_{vc} = 0,282 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

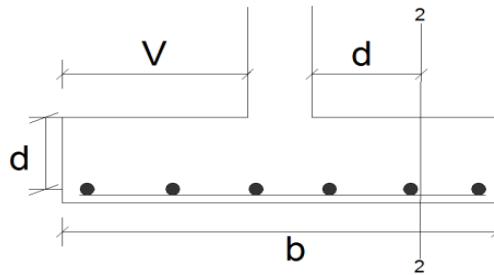


Ilustración 30. Sección para verificar cortante

### 3.13. Escaleras

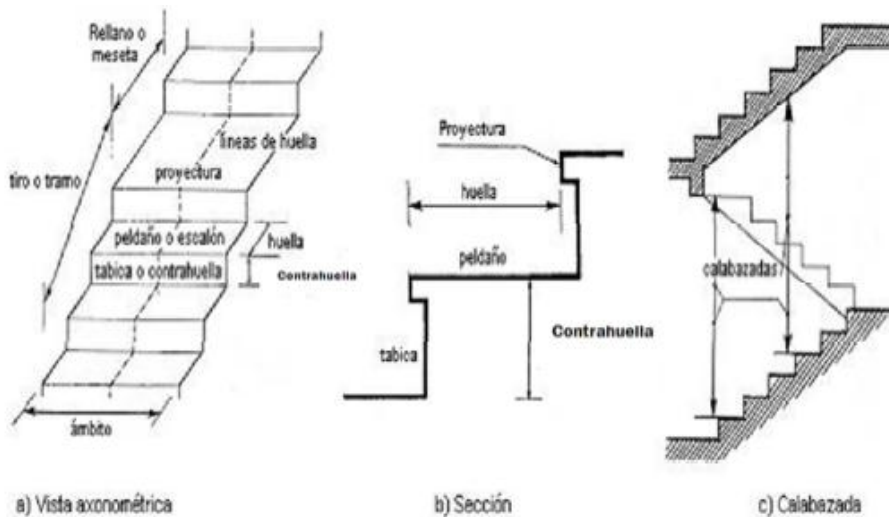


Ilustración 31. Representación de las partes de una escalera

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

<sup>22</sup> Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, Cap. 9.8.2.2.9.3.2., pág. 172

### 3.13.1. Cálculo de la escalera

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

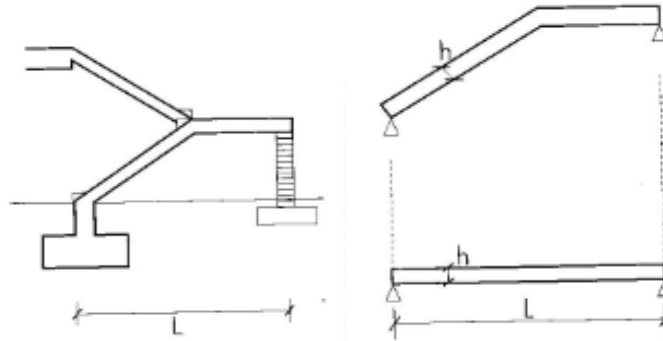


Ilustración 32. Idealización de la escalera para su cálculo

Se calcula el momento positivo originado por las diferentes cargas que actúan en los tramos en la viga horizontal y para el refuerzo negativo se supone empotrada en los apoyos.

Con estos momentos se determina el área necesaria y el área mínima de acero:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} \quad \Rightarrow \quad w \text{ de tablas}$$

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

Dónde: w es la cuantía geométrica mínima para losas, 0.0018.

## CAPITULO IV. INGENIERÍA DEL PROYECTO

### 4.1. Generalidades

Los resultados obtenidos de la aplicación de los conceptos del marco teórico al Diseño Estructural Nueva Infraestructura Colegio Tomatas Grande, se presentan en el siguiente capítulo.

### 4.2. Análisis del levantamiento topográfico

El terreno cuenta con una superficie útil de 1448 m<sup>2</sup> que es topográficamente plana con desniveles que no son de mucha de consideración, está totalmente libre de vegetación, excepto por una línea de árboles en el límite con la carretera, los mismos se pueden mantener en el nuevo proyecto por estar retirados 3,0 m del espacio a construir.<sup>23</sup>

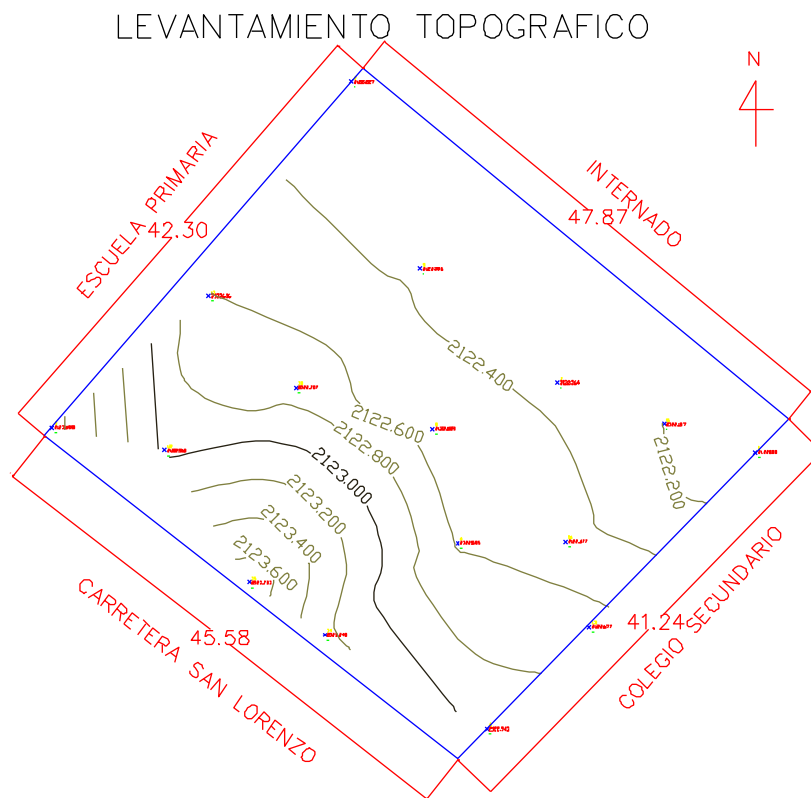
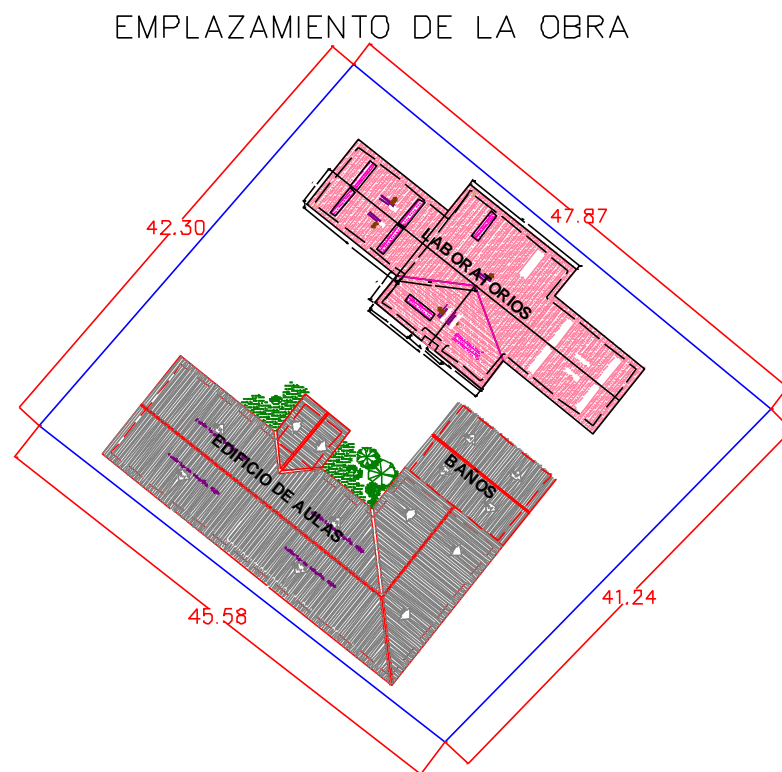


Ilustración 33. Levantamiento topográfico

<sup>23</sup> Ver en Anexos Plano Topográfico



**Ilustración 34. Emplazamiento de la estructura**

### 4.3. Análisis del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo se realizó el ensayo SPT (ESTANDART PENETRATION TEST) en el área del proyecto. Dicho ensayo se realizó en una fosa ubicada en el terreno, el primero a una profundidad de 1.50 m y un segundo ensayo a 3.00 m de profundidad.

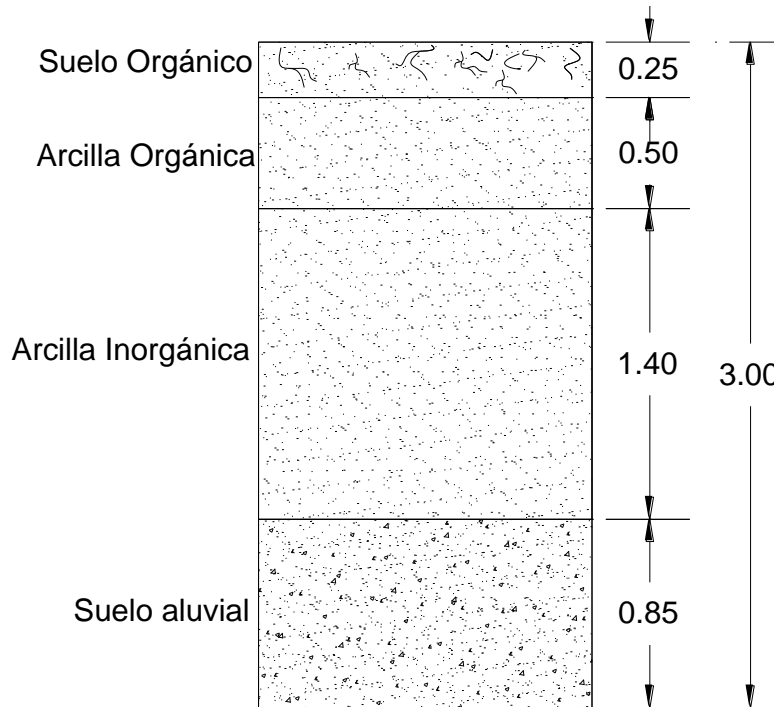
Extrayéndose también el material necesario para realizar todos los ensayos correspondientes para la clasificación del suelo.

El tipo de suelo a 1.50 m es CL, arcilla inorgánica de baja plasticidad, según la clasificación del Sistema Unificado, y A-4 (8) según la clasificación A.A.S.H.T.O., con resistencia admisible:  $1,50 \text{ Kg/cm}^2$ .<sup>24</sup>

Debido a la baja capacidad admisible del terreno se decidió excavar a mayor profundidad para verificar la capacidad portante del terreno.

<sup>24</sup> Ver en Anexos Estudio de Suelos

El tipo de suelo a 3.00 m es CL-ML, arcilla inorgánica limosa y tipo grava, según la clasificación del Sistema Unificado, y A-4 (1) según la clasificación A.A.S.H.T.O. con resistencia admisible: 3.80 Kg/cm<sup>2</sup>.



**Ilustración 35. Estratigrafía del suelo de fundación**

De acuerdo a los resultados que se obtienen se define realizar la cimentación del proyecto a 1.50 m de profundidad ya que la resistencia en ese nivel es suficiente para el requerimiento del proyecto.

#### **4.4. Análisis del diseño arquitectónico**

El diseño arquitectónico fue analizado por el personal técnico del Área de Planificación de la Gobernación Autónoma del Municipio de San Lorenzo, y revisado por las autoridades de la comunidad beneficiaria y consta de los siguientes ambientes:

##### **Bloque de Aulas:**

Planta baja:

- Dirección.
- Secretaría.
- Sala de reuniones
- Tres aulas de 32 alumnos

- Batería de baños

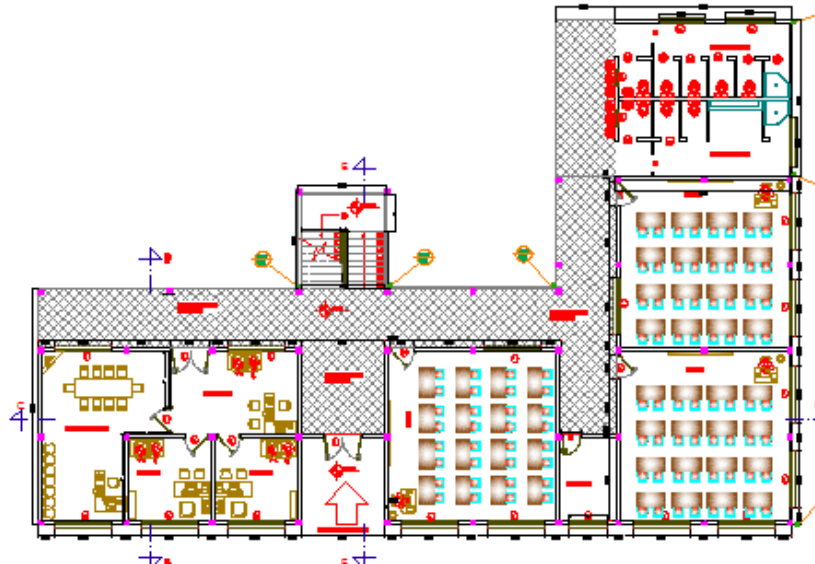


Ilustración 36. Vista del Plano arquitectónico Planta Baja Aulas

Planta alta:

- Cinco aulas de 32 alumnos
- Depósito

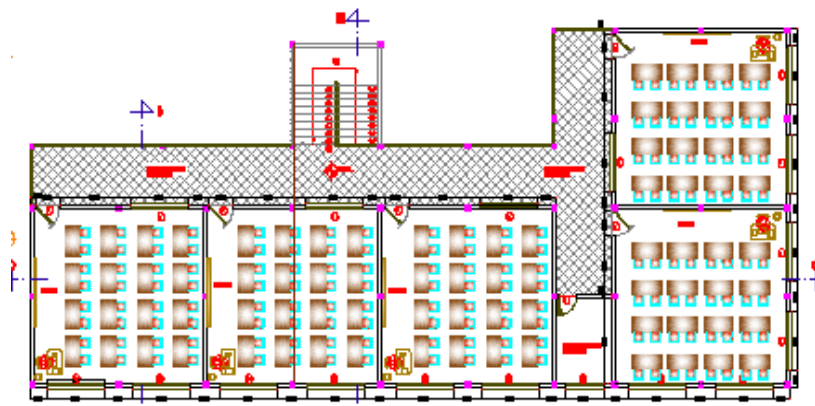
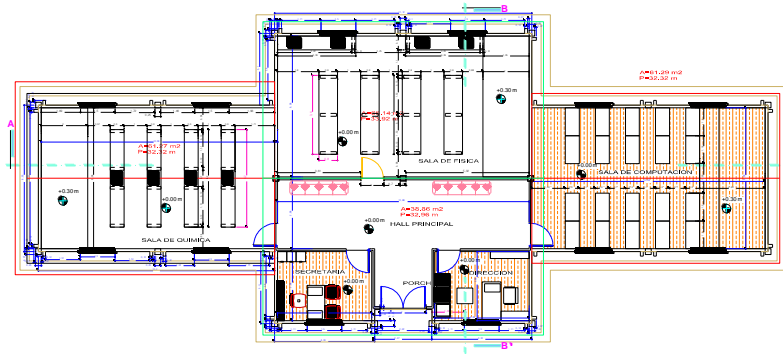


Ilustración 37. Vista del Plano arquitectónico Planta Alta Aulas

**Bloque de laboratorios:**

- Sala de física
- Sala de química
- Sala de computación
- Secretaria
- Depósito



**Ilustración 38. Vista del Plano arquitectónico de Laboratorios**

En cuanto a funcionalidad los ambientes tienen buena disposición y comodidad respecto a dimensiones, la escalera cuenta con espacio óptimo para la circulación y de la misma manera los pasillos.

El diseño fue realizado para contar con ambientes cómodos y para cubrir con la demanda estudiantil actual y futura.

#### **4.5. Planteamiento estructural**

El planteo estructural es la disposición y ubicación de los distintos elementos estructurales que serán dispuestos en función del plano arquitectónico, tomando en cuenta la luz a cubrir, aberturas de puertas y ventanas, salones amplios sin columnas interiores, tipo de cubierta que soportará, tipo de fundación, etc.

##### **4.5.1. Estructura de sustentación de la cubierta**

El edificio consta de dos bloques, el de Aulas y el de Laboratorios, en los que se diseñará la estructura de sustentación de cerchas de madera dispuestas de manera que soporten las cargas de cubierta.

Teniendo en cuenta las distancias a cubrir se optará por el diseño técnico más económico de las correas y elementos horizontales, verticales y diagonales.

Se diseñarán también las uniones entre los diversos elementos de la cercha.

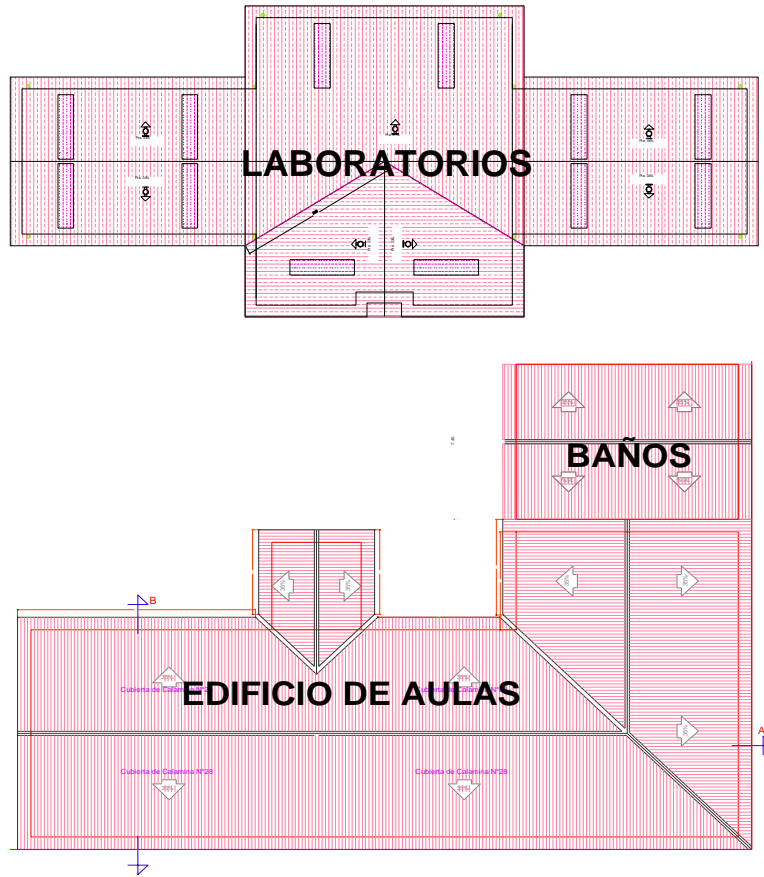


Ilustración 39. Vista en planta de cubiertas

Para transmitir los esfuerzos causados por las cerchas a la estructura de soporte de la edificación, será preciso obtener estos en un análisis individual de cada tipo de cercha, aplicando el programa de análisis estructural y diseño SAP 2000, y luego de acuerdo a la ubicación de las mismas cargar los elementos que las soportan.

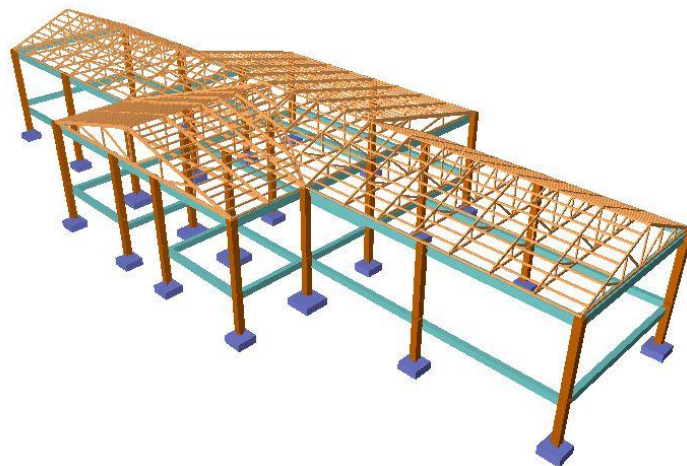


Ilustración 40. Vista 3D de la cubierta del Bloque Laboratorios

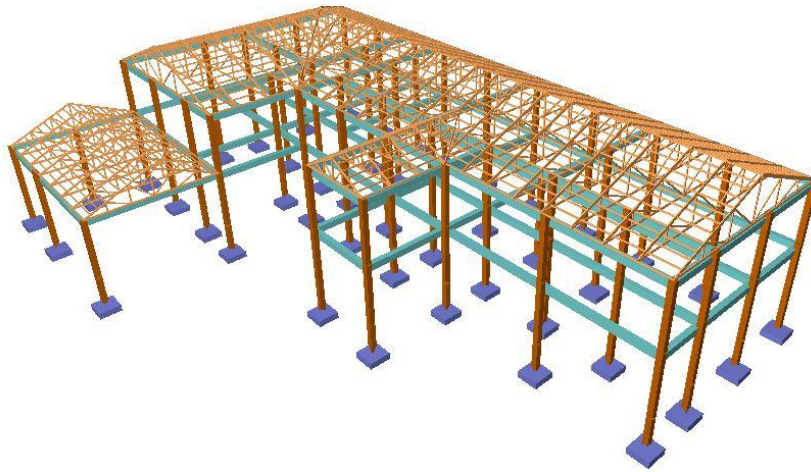


Ilustración 41. Vista 3D de la cubierta del Bloque Aulas

#### 4.5.2. Estructura de sustentación de la edificación.

La estructura de sustentación de la edificación de dos plantas estará constituida por pórticos de columnas de sección cuadrada, las vigas serán de sección rectangular.

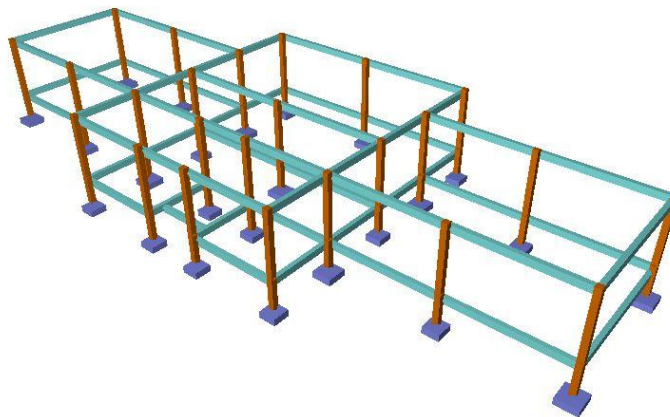


Ilustración 42. Pórticos del Bloque Laboratorios

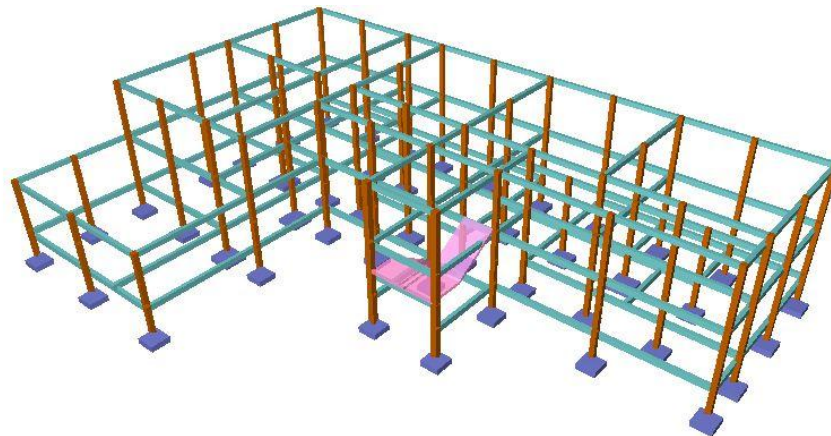


Ilustración 43. Pórticos del Bloque Aulas

### 4.5.3. Estructura de entrecimpo

Con el propósito de aligerar el peso de la estructura en el diseño de las losas de mayores luces se opta por las llamadas nervadas o casetonadas, que son las proporcionan las características apropiadas requeridas.

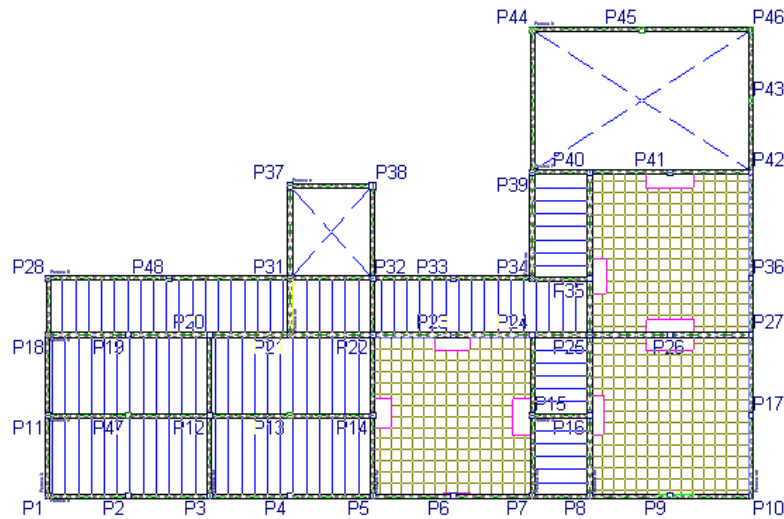


Ilustración 44. Vista en planta de losas

En las losas de menores dimensiones se opta por las losas alivianadas debido a la facilidad constructiva y en las escaleras se diseñaron losas llenas, ya que los espesores para éstas son pequeños y no resulta complicada su construcción.

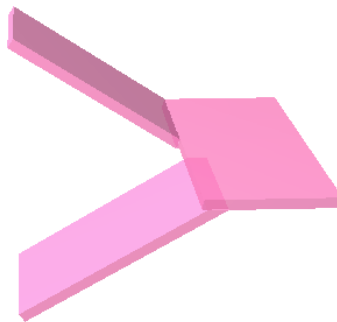


Ilustración 45. Vista isométrica de escalera

Todas estas losas están apoyadas en vigas que absorben las solicitaciones y las transmiten a las columnas, las cuales verticalmente descienden hasta el nivel del terreno y le transmiten el esfuerzo al mismo por medio de zapatas aisladas.

#### 4.5.4. Fundaciones.

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas cuadradas, ya que son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos. En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuyen uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

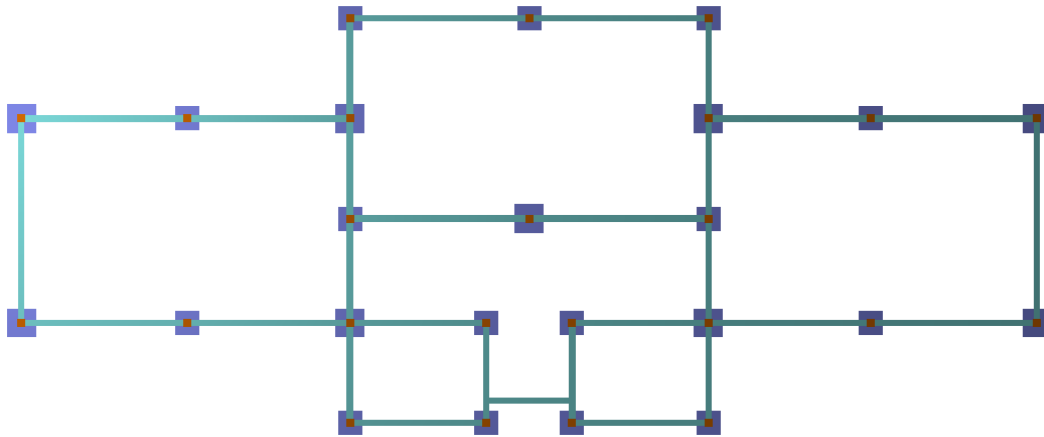


Ilustración 46. Distribución de zapatas en Bloque Laboratorios

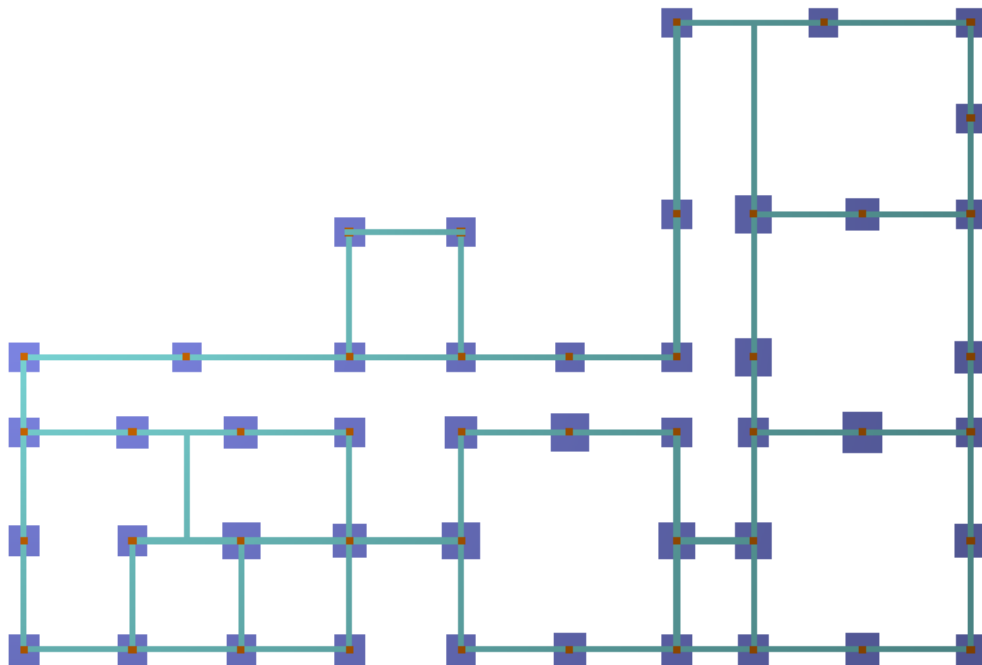


Ilustración 47. Distribución de zapatas en Bloque Aulas

## **4.6. Análisis, cálculo y diseño estructural**

### **4.6.1. Diseño de estructura de sustentación de cubierta**

El cálculo de las cubiertas de madera se lo realizará manualmente usando como guía el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, desarrollado a través de los PADT-REFORT (Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales Tropicales).

Se utilizará el método de cálculo en tensiones admisibles, en el cual se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas, se calculan luego las tensiones correspondientes a estas solicitaciones (tensiones de trabajo), y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (tensión admisible).

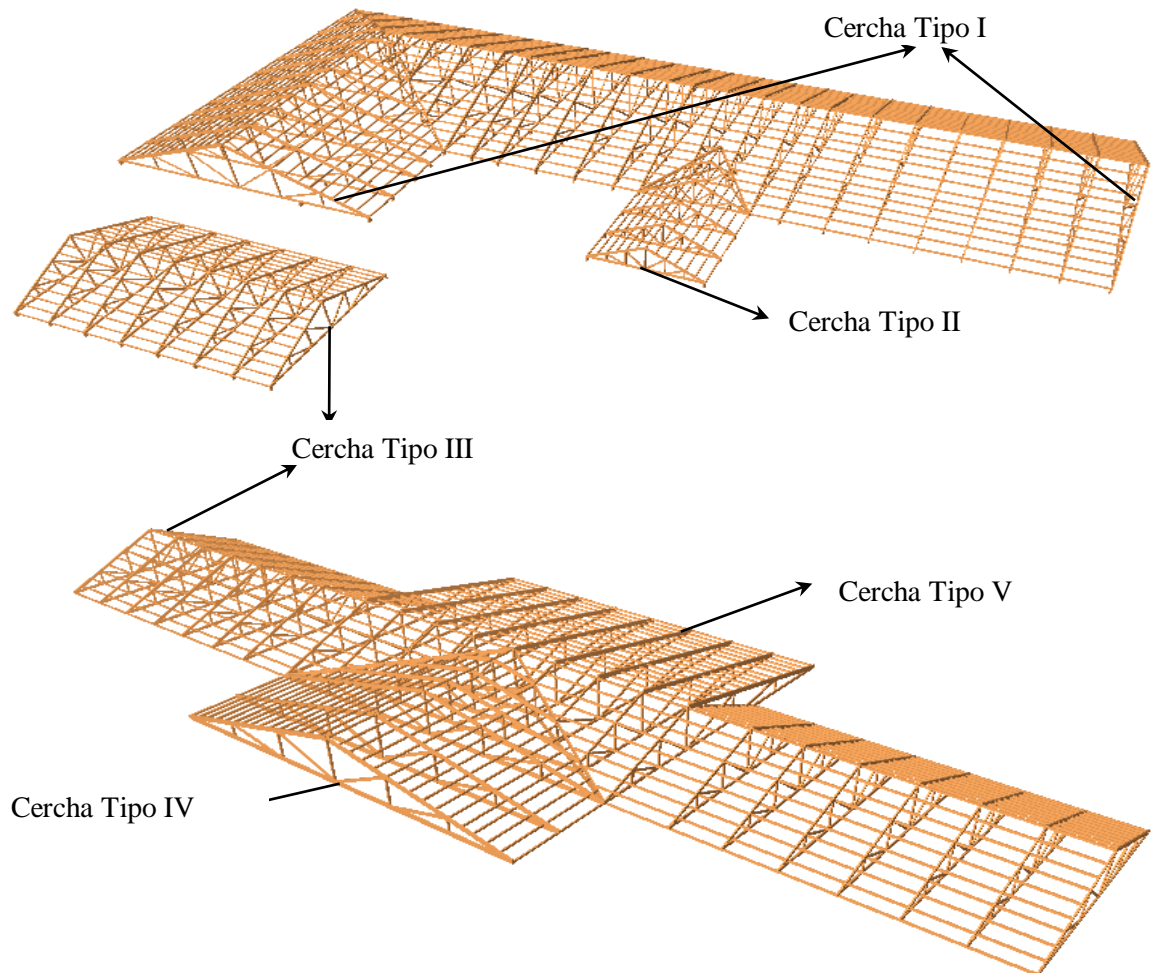
El cálculo de esfuerzos o análisis estructural de la armadura de cubierta se realizará según lo establecido por el Análisis Lineal, suponiendo un comportamiento perfectamente elástico y hookeano de la estructura, con proporcionalidad entre acciones, solicitaciones y deformaciones. Con este método la resolución de la etapa de cálculo de esfuerzos es prácticamente independiente del material del que está compuesta la estructura, ya que éste se introduce exclusivamente a través de su módulo de elasticidad.<sup>25</sup>

---

<sup>25</sup> Ver en Anexos Diseño de Cubierta (Cerchas Tipo II, III, IV y V)

## Generalidades

### a) Vistas en 3D de las cubiertas a diseñar



Ubicación de los Tipos de Cerchas en las cubiertas

### b) Forma de la armadura

Se utilizará una armadura tipo Howe tanto en la cubierta del bloque de aulas como en el bloque de laboratorios.

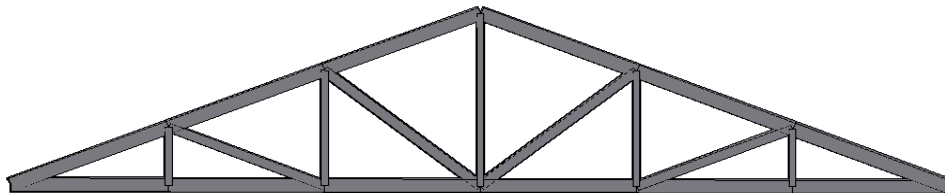


Ilustración. Cercha Tipo Howe

FUENTE: Manual de diseño de maderas del Grupo Andino

**c) Material de la cubierta**



Nombre	Teja colonial	
Peso	2,7	kg
Alto	8	cm
Largo	50	cm
Ancho 1	22	cm
Ancho 2	18	cm
Rend.	18	pza/m <sup>2</sup>

Ilustración. Características de teja colonial

FUENTE: Cerámica Industrial INCERPAZ

**d) Características de la madera a utilizar**

Se usará madera de eucalipto en estado seco, que pertenece al Grupo estructural C

Especificaciones de resistencia:

GRUPO	Flexión	Tracción Paralela	Compresión Paralela	Compresión Perpendicular	Corte Paralelo
	Fm	Ft	Fc//	Fc ⊥	Fv//
	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )
C	100	75	80	15	8

Ilustración. Resistencias para maderas del grupo C

FUENTE: Manual de diseño de maderas del Grupo Andino

Módulos de elasticidad para maderas del grupo C:

GRUPO	Emin	Eprom
	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )
C	55000	90000

Ilustración. Módulo de elasticidad para maderas del grupo C

FUENTE: Manual de diseño de maderas del Grupo Andino

Peso específico y densidad:

Las densidades básicas de las maderas del grupo C están entre 0,40 y 0,55.

Se tomará un peso específico

$$\gamma_{\text{madera}} = 900 \text{ [kg/m}^3\text{] } *$$

\* Tabla 13.8 página 13.6 del Manual de Maderas

## Deflexiones máximas admisibles

CARGA ACTUANTE	Con cielo raso de yeso	Sin cielo raso de yeso
Permanentes + sobrecarga	L/300	L/250
Sobrecarga	L/350	L/350

Ilustración. Deflexiones máximas para maderas del grupo C

FUENTE: Manual de diseño de Maderas del Grupo Andino

## Cargas consideradas

### Material de cubierta:

$$\begin{aligned} \text{Peso de 1 teja} &= 2,7 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \\ \text{N}^\circ \text{ tejas por m}^2 &= 18 \text{ [pza]} \\ \text{Peso por m}^2 &= 48,6 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \end{aligned} \Rightarrow q_{\text{teja}} = 48,6 \text{ [kg/ m}^2\text{]}$$

### Cielo falso

En caso de que la cuerda inferior soporte cielo raso se debe considerar una carga mínima:

$$q_{\text{raso}} = 30 \text{ [kg/ m}^2\text{]} *$$

\* Manual de diseño de Maderas pág. 11-7

### Sobrecarga de diseño

Para fines de mantenimiento:

$$q_v = 50 \text{ [kg/ m}^2\text{]}$$

### Granizo

Se considera actuando una capa de 2 cm de granizo en un metro cuadrado:

$$\begin{aligned} e &= 0,02 \text{ [m]} \\ \gamma_{\text{hielo}} &= 900 \text{ [kg/ m}^3\text{]} \quad q_{\text{granizo}} = 18 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \end{aligned}$$

### Viento

Velocidad del viento en Tarija

$$\text{Máxima anual} = 83,2 \text{ Km/h} = 23,11 \text{ m/s.}$$

$$\text{Media anual} = 10 \text{ Km/h} = 2,78 \text{ m/s.}$$

Velocidad básica del diseño:

$$V = 83,2 \text{ [km/h]}$$

Calculo de la presión del viento en función a la velocidad

$$q = 0,0048 * V^2$$

$$q = 33,43 \text{ [kg/ m}^2\text{]}$$

El valor obtenido de la presión debe ser afectado por un coeficiente que depende del ángulo de inclinación:

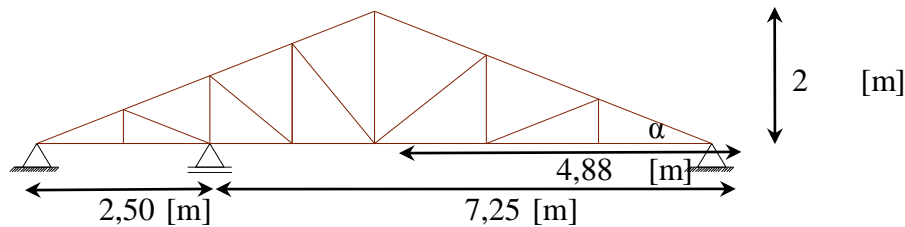
$$p = C * q$$

C : Coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo

q : Presión en función de la velocidad del viento en kg/m<sup>2</sup>

### Cálculo de la carga de viento en las diferentes cubiertas del proyecto:

- Bloque de aulas: Cercha Tipo I



Ángulo de inclinación:  $\alpha = \arctg (h/l) = 0,39 = 22,31^\circ$

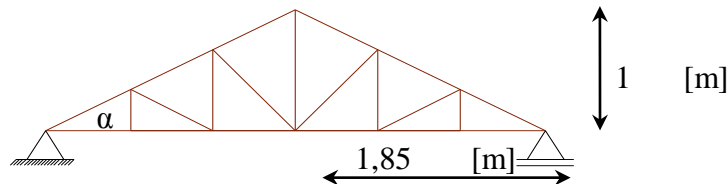
Pendiente:  $m = 41,03 \%$

Tenemos:

$C_1 = -0,32 \Rightarrow p = -10,55 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,027 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

- Cola de pato del bloque de aulas: Cercha Tipo II



Ángulo de inclinación:  $\alpha = \arctg (h/l) = 0,50 = 28,39^\circ$

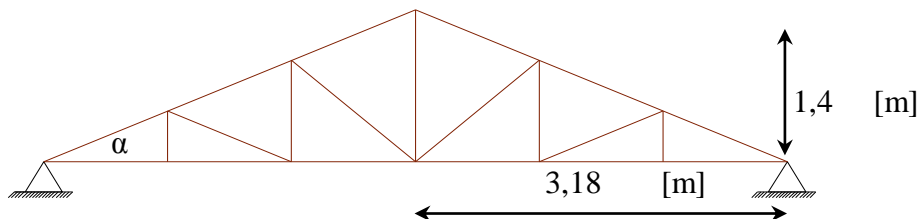
Pendiente:  $m = 54,05 \%$

Tenemos:

$C_1 = 0,17 \Rightarrow p = 5,73 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (presión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,03 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

- Bloque de Laboratorios y baños: Cercha Tipo III



Ángulo de inclinación:  $\alpha = \arctg(h/l) = 0,41 = 23,76^\circ$

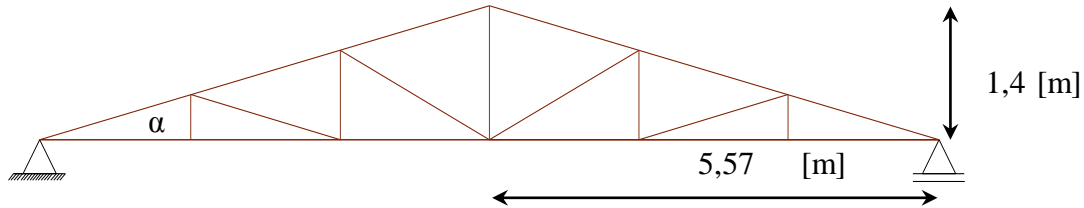
Pendiente:  $m = 44,03\%$

Tenemos:

$C_1 = -0,20 \Rightarrow p = -6,66 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,03 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

- Cola de pato de bloque de laboratorios: Cercha Tipo IV



Ángulo de inclinación:  $\alpha = \arctg(h/l) = 0,25 = 14,11^\circ$

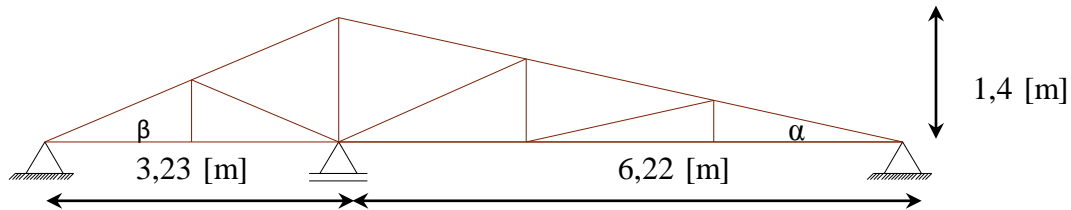
Pendiente:  $m = 25,13\%$

Tenemos:

$C_1 = -0,50 \Rightarrow p = -16,72 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,03 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

- Bloque de Laboratorios: Cercha Tipo V



Ángulo de inclinación:  $\alpha = \arctg(h/l) = 0,22 = 12,68^\circ$

Pendiente:  $m = 22,51\%$

Tenemos:

$C_1 = -0,50 \Rightarrow p = -16,72 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,03 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

Ángulo de inclinación:  $\beta = \arctg(h/l) = 0,41 = 23,43^\circ$

Pendiente:  $m = 43,34\%$

Tenemos:

$C_1 = -0,23 \Rightarrow p = -7,53 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para barlovento}$

$C_2 = -0,27 \Rightarrow p = -9,03 \text{ [kg/ m}^2\text{]} \text{ (succión) Para sotavento}$

## Diseño de correas para Cerchas Tipo I, II, III y V

Se calcula la correa más solicitada de acuerdo al plano de armaduras propuesto y se verifica su resistencia como elemento sometido a flexión y a corte que son los efectos más desfavorables. Debido a que la correa se encuentra inclinada sobre la cubierta, el diseño a realizar será bajo las condiciones de flexión esviada, por lo tanto se descompondrán las cargas actuantes en sus ejes respectivos.

### 1. Bases de cálculo

#### a) Grupo de madera

Se usará madera de eucalipto que pertenece al Grupo C:

$F_m = 100$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a flexión
$f_v = 8$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a corte
$E_{min} = 55000$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad*

\*El Eprom sólo se considera adecuado para la estimación de deflexiones cuando se presenta una acción en conjunto de varios elementos.

#### b) Cargas lineales sobre correa

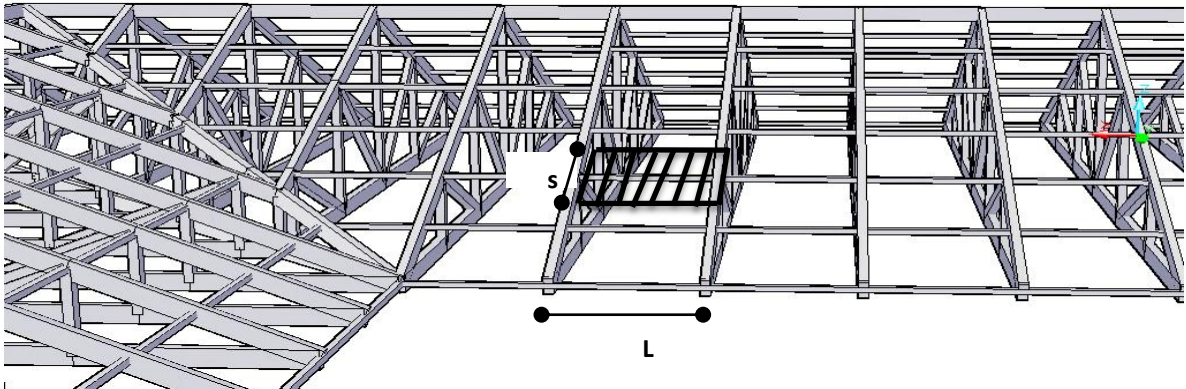


Ilustración. Área tributaria para una correa

$s = 0,44$	[m]	Ancho tributario (tamaño de teja menos traslape)
$L = 1,40$	[m]	Long. de separación inicial asumida de las cerchas

#### Cargas muertas

- Carga debido a material de cubierta:

$$q_{teja} = 48,6 \quad [\text{kg}/\text{m}^2]$$
$$q_{Cteja} = q_{teja} * s = 21,384 \quad [\text{kg}/\text{m}]$$

- Carga por peso propio de correa

Se toma el peso por metro lineal de la tabla 13.1 del Manual de Maderas dado para una sección de 2"x3" del Grupo C:

$$q_{pp} = 2,34 \quad [\text{kg}/\text{m}]$$

## Cargas vivas

- Carga sobre uso:

$$q_v = 50 \quad [\text{kg/m}^2]$$
$$q_{Cv} = q_v * s * \cos \alpha = 19,354 \quad [\text{kg/m}]$$

- Carga de granizo:

$$q_{C\text{granizo}} = 18 \quad [\text{kg/m}^2]$$
$$q_{C\text{granizo}} = q_{\text{gran.}} * s = 7,92 \quad [\text{kg/m}]$$

- Carga de viento:

Tomamos la carga de viento más desfavorable de todas las cerchas:

Perteneciente a Cercha Tipo II

$$q_{C\text{viento}} = p * s = 2,52 \quad [\text{kg/m}] \quad \text{Para barlovento}$$

$$q_{C\text{viento}} = p * s = -3,97 \quad [\text{kg/m}] \quad \text{Para sotavento}$$

## Combinación de cargas:

1.  $q_{C\text{teja}} + q_{pp} + q_{Cv} = 43,08 \quad [\text{kg/m}]$
2.  $q_{C\text{teja}} + q_{pp} + q_{C\text{granizo}} = 31,64 \quad [\text{kg/m}]$
3.  $q_{C\text{teja}} + q_{pp} + q_{Cv} + q_{C\text{vientoBarlov}} = 45,60 \quad [\text{kg/m}]$
4.  $q_{C\text{teja}} + q_{pp} + q_{Cv} + q_{C\text{vientoSotav}} = 39,11 \quad [\text{kg/m}]$

Combinación máxima para correas:

$$q_{C\text{max}} = 45,6 \quad [\text{kg/m}]$$

Proyectando al plano horizontal:

$$\alpha = 28,39 \quad q = q_{C\text{max}} / \cos \alpha = 51,835 \quad [\text{kg/m}]$$

Componentes de la carga actuando según los ejes de la correa:

$$q_x = 24,648 \quad [\text{kg/m}]$$

$$q_y = 45,6 \quad [\text{kg/m}]$$

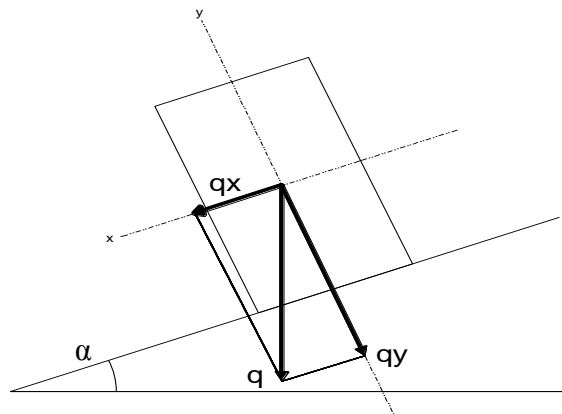


Ilustración. Descomposición de cargas según ejes de correa

## 2. Sección transversal de la correa

Se debe elegir una sección que soporte las cargas que actúan en la cercha a través del módulo de sección mínimo y la inercia mínima requerida:

### Módulo de sección resistente mínimo:

$$Z_{min} = \frac{M}{F_m}$$

$$F_m = 100 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia a flexión

Momento causado por la carga en eje 'y':

$$M = \frac{q * L^2}{8}$$

$$M = 11,172 \text{ [kg m]}$$

$$\text{Entonces } \Rightarrow Z_{min} = 11,172 \text{ [cm}^3\text{]}$$

### Inercia mínima:

A partir de la fórmula para deflexión:

$$I_{min} = \frac{5}{384} * \frac{q * L^4}{E * \Delta_{max}}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0,47 \text{ [cm]}$$

$$\text{Entonces } \Rightarrow I_{min} = 88,867 \text{ [cm}^4\text{]}$$

### Sección transversal:

Con los datos  $Z_{min}$  e  $I_{min}$  nos referimos a la Tabla 13.1 del Manual de Diseño para Maderas y elegimos una sección que cumpla:

Dimensiones		Área	En el eje X		En el eje Y		m <sup>3</sup> madera /m	Peso por m kg/m
Real	Comercial		I <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	Z <sub>y</sub>		
b x h (cm)	b x h (plg)	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>		
4 x 6,5	2 x 3	26	<b>91,54</b>	<b>28,17</b>	34,67	17,33	0,00387	2,34

Sección:

$$b = 0,040 \text{ [m]}$$

$$h = 0,065 \text{ [m]}$$

### 3. Separación máxima permisible entre cerchas

Deflexión para cargas uniformemente distribuidas:

$$\Delta = \frac{5}{384} * qy * \frac{L^4}{E * Ix}$$

Deflexión admisible para cargas permanentes + sobrecargas, cuando tienen cielo raso:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{300}$$

Igualando y despejando L se calcula el espaciamiento máximo permisible para las cerchas:

$$L = \sqrt[3]{\frac{384 * E * Ix}{300 * qy * 5}}$$

$$L = 1,41 \text{ [m]}$$

La separación será:

$$\mathbf{L = 1,40 \text{ [m]}}$$

### 4. Deflexiones admisibles

Deflexión máxima admisible:

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{300}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = 0,47 \text{ [cm]}$$

Deflexión real:

$$\Delta = \frac{5}{384} * qcy * \frac{L^4}{E * Ix}$$

$$\Delta_{\text{real}} = 0,45 \text{ [cm]}$$

Verificación de la Flexión:

$$\Delta_{\text{real}} = 0,453 \text{ [cm]} < \Delta_{\text{máx}} = 0,47 \text{ [cm]} \quad \mathbf{\text{Correcto}}$$

### 5. Resistencia a flexión

Para cargas uniformemente repartidas:

$$M = \frac{q_{x,y} * L^2}{8}$$

Momentos en cada uno de los ejes:

$$\text{En el eje x:} \quad M_x = 6,04 \text{ [kg m]} = 603,89 \text{ [kg cm]}$$

$$\text{En el eje y:} \quad M_y = 11,172 \text{ [kg m]} = 1117,2 \text{ [kg cm]}$$

Verificación de la Flexión:

$$\sigma_m = \frac{M_x * c1}{I_y} + \frac{M_y * c2}{I_x} < fm \quad Z_{x,y} = \frac{I_{x,y}}{c}$$

$$Z_y = 17,333 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$Z_x = 28,167 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\sigma_x = 34,84 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_y = 39,664 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 74,503 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Verificación:

$$\sigma_m = 74,50 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < F_m = 100 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

### 6. Resistencia a corte

El máximo esfuerzo cortante se obtiene calculando la reacción en uno de los apoyos, sólo se trabaja con la componente más crítica de la carga (qy).

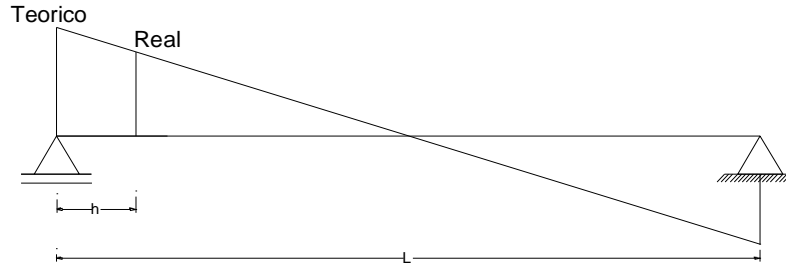


Ilustración. Ubicación de cortante máximo

Sección transversal utilizada:

$$h = 0,040 \text{ [m]}$$

$$b = 0,065 \text{ [m]}$$

Obtención de ecuación del cortante:

$$V = -\int q dx \Rightarrow V = -qx + C_1 \quad \text{Cuando } x = 0 \Rightarrow C_1 = +\frac{ql}{2}$$

Ecuación del cortante:

$$V = -qx + \frac{ql}{2}$$

Cortante máximo:

$$q = 45,6 \text{ [kg]}$$

$$L = 1,40 \text{ [m]}$$

$$V_{(h)} = 30,096 \text{ [kg]}$$

Obtención del esfuerzo de corte:

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{|V|}{b * h} < F_v$$

$$\tau = 1,74 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Verificación:

$$\tau = 1,7363 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < F_v = 8 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

## Diseño Cercha Tipo I

### 1. Bases de cálculo

Se calcula la cercha más solicitada de acuerdo al plano de armaduras y se verifica la resistencia de los elementos que componen la misma.

#### a) Grupo de madera

Grupo C	=>	$F_m = 100$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a flexión
		$f_v = 8$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a corte
		$F_c = 80$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a compresión
		$F_t = 75$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia a tracción
		$E_{min} = 55000$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad

#### b) Ubicación de cercha más crítica

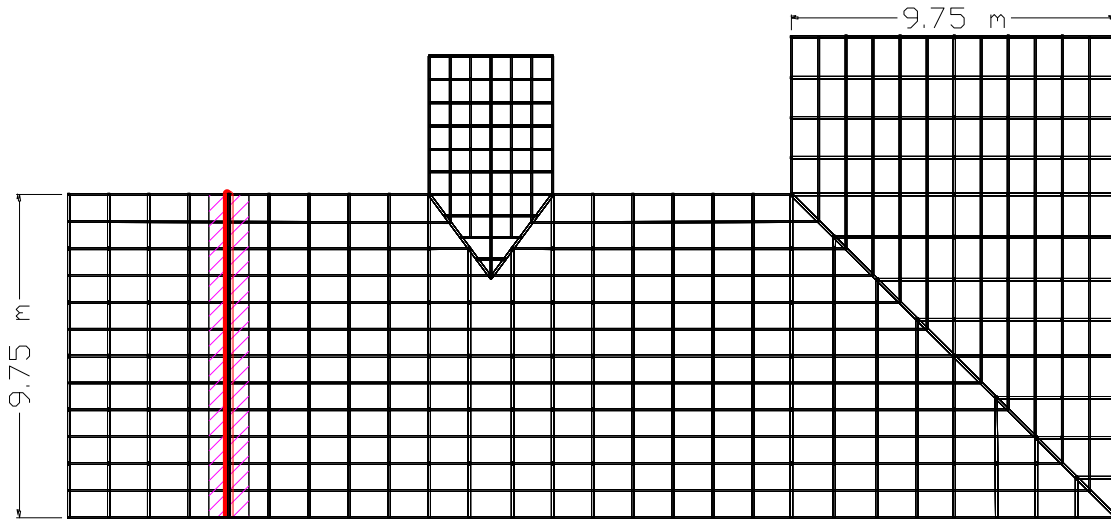
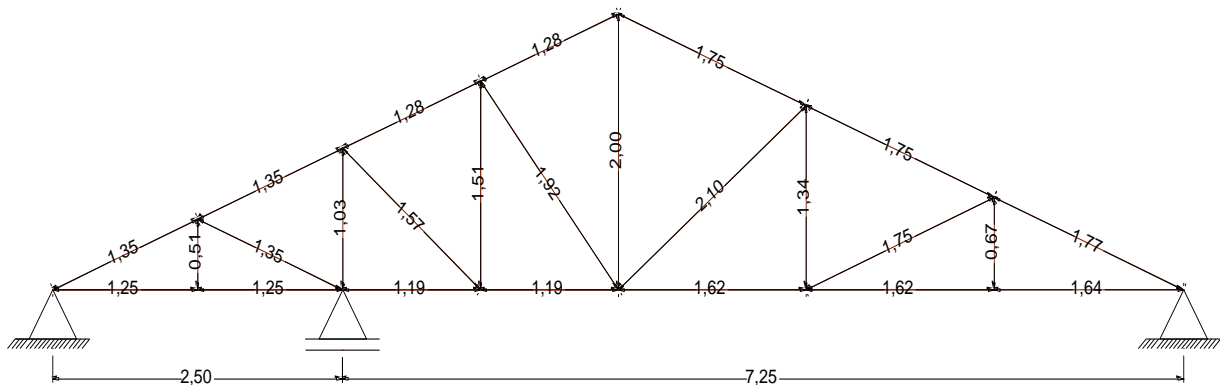


Ilustración. Ubicación de cercha crítica

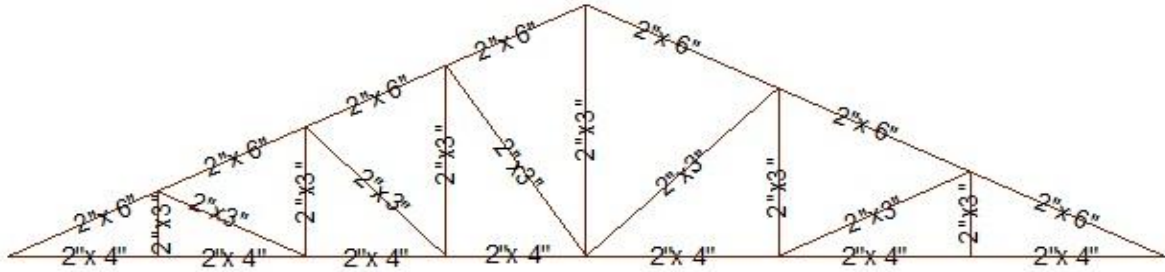
#### c) Geometría y dimensiones de elementos de la cercha



$L =$	9,75	[m]	Luz de la armadura
$h =$	2	[m]	Altura central de la armadura
$s =$	1,40	[m]	Separación entre cerchas
$A_t =$	13,65	[m <sup>2</sup> ]	Área tributaria

#### d) Cálculo de peso propio

Secciones iniciales adoptadas para los elementos



Propiedades de las secciones

Sección	Dimensiones		Área cm <sup>2</sup>	En el eje X		En el eje Y		m <sup>3</sup> madera /m	Peso por m
	Real	Comerc.		Ix	Zx	Iy	Zy		kg/m
	b x h (cm)	b x h (plg)		cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>		
1	4x6,5	2x3	26,0	91,0	28,2	34,7	17,3	0,00387	2,34
2	4x9	2x4	36,0	243,0	54,0	48,0	24,0	0,00517	3,24
3	4x14	2x6	56,0	914,6	130,7	74,7	37,3	0,00774	5,04

Sección 1:

$$b = 0,04 \text{ [m]}$$

$$h = 0,065 \text{ [m]}$$

Sección 2:

$$b = 0,04 \text{ [m]}$$

$$h = 0,09 \text{ [m]}$$

Sección 3:

$$b = 0,04 \text{ [m]}$$

$$h = 0,14 \text{ [m]}$$

#### • Peso propio de cercha

$$\text{Longitud total de la cercha de } 2'' \times 4'' = 9,75 \text{ [m]} \quad \text{Vol.} = 0,0351 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\text{Longitud total de la cercha de } 2'' \times 3'' = 15,75 \text{ [m]} \quad \text{Vol.} = 0,04095 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\text{Longitud total de la cercha de } 2'' \times 6'' = 10,53 \text{ [m]} \quad \text{Vol.} = 0,05897 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$L_{\text{total}} = 36,03 \quad \text{Vol. Total} = 0,13502 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\text{Peso específico de madera} \Rightarrow \gamma_{\text{madera}} = 900 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

$$\text{Peso de una cercha} \Rightarrow P_{\text{pp}} = 121,5 \text{ [kg]}$$

#### • Peso de correas

$$\text{Peso lineal de correa} = 2,34 \text{ [kg/m]}$$

$$\text{Longitud correa} = 1,40 \text{ [m]}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de correas} = 26 \text{ [pza]}$$

$$P_{\text{correas}} = 85,18 \text{ [kg]}$$

## 2. Determinación de cargas

### • Cargas actuantes cuerdas superiores

$q_{pp} = P_{pp}/At =$	8,90	[kg/m <sup>2</sup> ]	Peso propio de cercha
$q_c = P_{correas}/At =$	6,24	[kg/m <sup>2</sup> ]	Peso de correas
$q_{teja} =$	44,96	[kg/m <sup>2</sup> ]	Material de cubierta
$q_v =$	50	[kg/m <sup>2</sup> ]	Sobrecarga de diseño
$q_{cgranizo} =$	18	[kg/m <sup>2</sup> ]	Granizo
$q_{cvientoBarlov} =$	-9,76	[kg/m <sup>2</sup> ]	Viento a barlovento
$q_{cvientoSotav} =$	-8,35	[kg/m <sup>2</sup> ]	Viento a sotavento

Combinación de las cargas que causan el mayor efecto:

1.  $q_{pp} + q_c + q_{teja} + q_v = 110,11$  [kg/m<sup>2</sup>]
2.  $q_{pp} + q_c + q_{teja} + q_{granizo} = 78,11$  [kg/m<sup>2</sup>]
3.  $q_{pp} + q_c + q_{teja} + q_{gvientoBarlov.} = 50,35$  [kg/m<sup>2</sup>]
4.  $q_{cTeja} + q_{pp} + q_{cv} + q_{cvientoSotav} = 51,75$  [kg/m<sup>2</sup>]
5.  $q_{cTeja} + q_{pp} + q_{cv} = 60,11$  [kg/m<sup>2</sup>]

Carga máxima para cercha:

$$q_{max} = 110,11 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Como la carga de servicio no va estar siempre, se diseña con la siguiente máxima condición:

$$\text{Carga total por m}^2 = 78,11 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

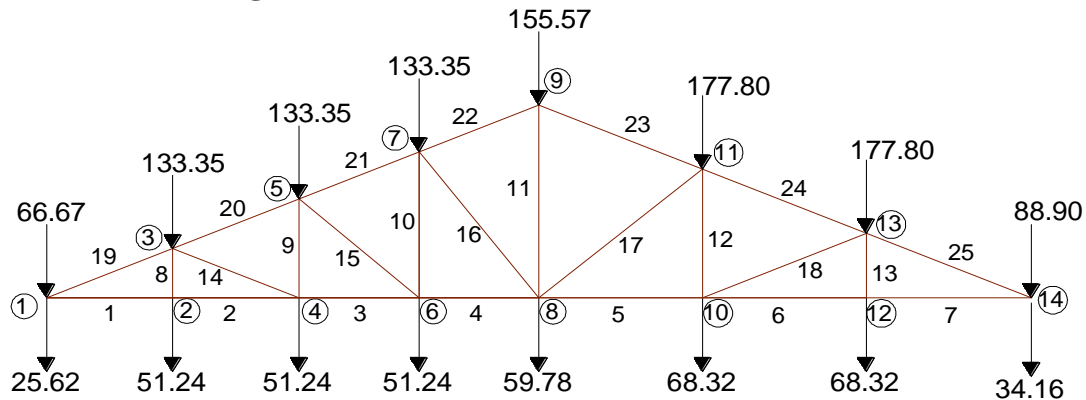
$$\text{Carga total por m} = 109,35 \text{ [kg/m]}$$

### • Cargas actuantes cuerdas inferiores

$$\text{Cielo falso} = q_{cielo} = 30 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga total por m} = q_{cielo} * s = 42 \text{ [kg/m]}$$

## 3. Puntualización de cargas



$$P = \frac{q * At}{N^{\circ}_{nudos} - 1}$$

### Cargas en nodos

Carga en nodos superiores

Nodo	P
1	92,29
3	133,35
5	133,35
7	133,35
9	155,57
11	177,80
13	177,80
14	123,06

Carga en nodos inferiores

Nodo	P
2	51,24
4	51,24
6	51,24
8	59,78
10	68,32
12	68,32

### 4. Cálculo de esfuerzos en las barras

	Barras	Fuerza Int.	Fuerzas máximas
		[kg]	
Horizontales	1	-377,41	-602,89
	2	-377,41	
	3	-602,89	
	4	-204,19	491,00
	5	187,23	
	6	491,00	
	7	491,00	
Verticales	8	51,24	-640,20
	9	-640,20	193,95
	10	-293,85	
	11	186,77	
	12	193,95	
	13	68,32	
Inclinadas interiores	14	-243,53	527,30
	15	527,30	-386,14
	16	151,67	
	17	-386,14	
	18	-328,72	
Inclinadas exteriores	19	-162,89	-1101,00
	20	80,86	
	21	-349,40	
	22	-451,95	
	23	-451,26	
	24	-774,23	
	25	-1101,00	

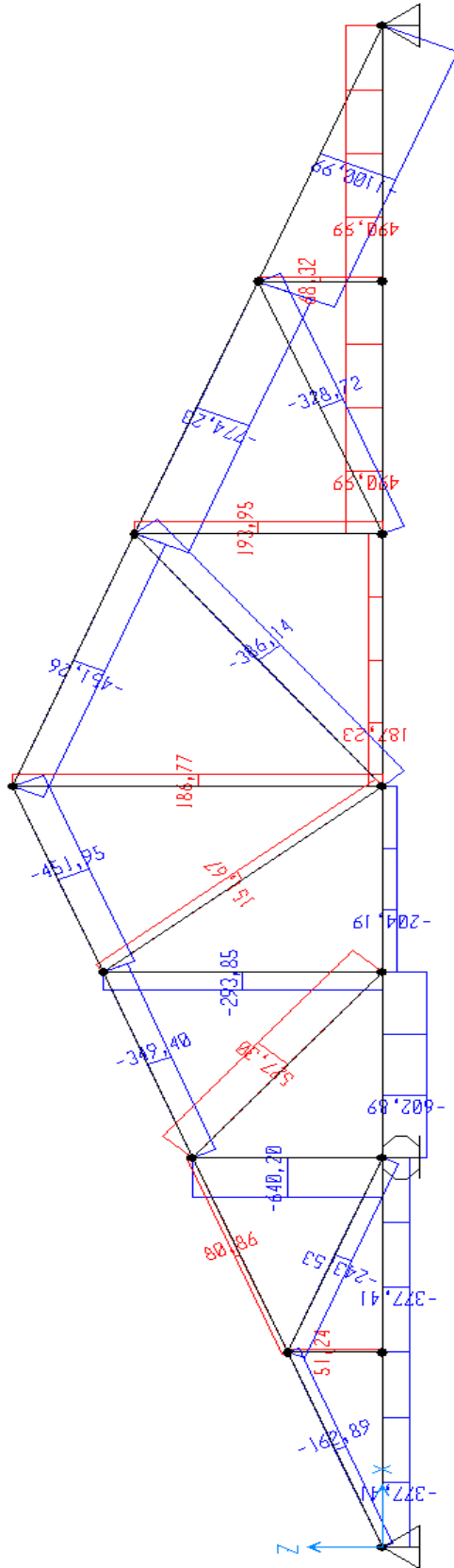
#### Reacciones:

$$R1 = 153,82 \quad [\text{kg}]$$

$$R2 = 783,44 \quad [\text{kg}]$$

$$R3 = 539,45 \quad [\text{kg}]$$

### Fuerzas internas en cercha

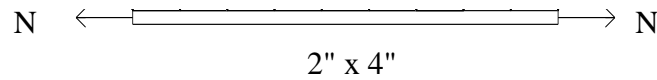


## 5. Verificación de resistencia de secciones

### 5.1. Elementos en tracción

#### 5.1.1. Barra horizontal (6)

Elemento sometido a tracción



$b = 0,04$ [m]	Base de la sección
$h = 0,09$ [m]	Altura de la sección
$N = 491,00$ [kg]	Solicitud a tracción
$Ft = 75$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible

Debe comprobarse:

$$ft = \frac{N}{b * h} < Ft$$

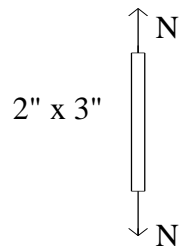
$$ft = 13,64 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Verificación:

$$ft = 13,639 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < Ft = 75 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

#### 5.1.2. Barra vertical (12)

Elemento sometido a tracción



$b = 0,040$ [m]	Base de la sección
$h = 0,065$ [m]	Altura de la sección
$N = 193,95$ [kg]	Solicitud a tracción
$Ft = 75$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible

Debe comprobarse que:

$$ft = \frac{N}{b * h} < Ft$$

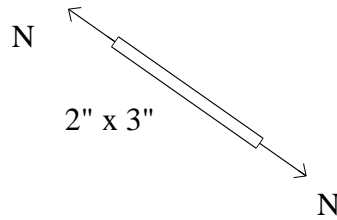
$$ft = 7,46 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Verificación:

$$ft = 7,4596 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < Ft = 75 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

### 5.1.3. Barra inclinada interna (15)

Elemento sometido a tracción



$b = 0,040$ [m]	Base de la sección
$h = 0,065$ [m]	Altura de la sección
$N = 527,30$ [kg]	Solicitación a tracción
$Ft = 75$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible

Debe comprobarse que:

$$ft = \frac{N}{b * h} < Ft$$
$$ft = 20,28 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

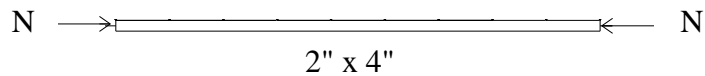
Verificación:

$$ft = 20,28 \text{ [kg/cm}^2\text{]} < Ft = 75 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

## 5.2. Elementos en compresión

### 5.2.1. Barra horizontal (3)

Barra sometida a compresión



$k = 1$	Factor de longitud efectiva
$L = 1,19$ [m]	Longitud Barra
$b = 0,04$ [m]	Base de la sección
$h = 0,09$ [m]	Altura de la sección
$N = -602,9$ [kg]	Solicitación a compresión
$E_{min} = 55000$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de elasticidad mínimo
$Fc = 80$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de compresión admisible

### Cálculo de Nadm:

Longitud efectiva:

$$L_{ef} = k * L$$
$$L_{ef} = 1,19 \text{ [m]}$$

Esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{h}$$
$$\lambda = 13,22$$

Cálculo de  $C_k$ :

$$C_k = 0,7025 * \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$
$$C_k = 18,42$$

Clasificación de la columna:

$$10 < \lambda = 13,22 < C_k = 18,4197$$

Columna Intermedia

Compresión admisible para columnas intermedias:

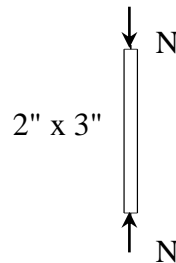
$$N_{adm} = b * h \left[ 1 - \frac{1}{3} * \left( \frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$
$$N_{adm} = 2625,1 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$N = 602,9 \text{ [kg]} < N_{adm} = 2625 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

### 5.2.2. Barra vertical (9)

Elemento sometido a compresión



$$L_b = 1,03 \text{ [m]}$$
$$b = 0,040 \text{ [m]}$$
$$h = 0,065 \text{ [m]}$$
$$N = -640,2 \text{ [kg]}$$
$$E_{min} = 55000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$
$$F_c = 80 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$
$$k = 1$$

Long. Barra  
Base de la sección  
Altura de la sección  
Solicitud a compresión  
Módulo de elasticidad mínimo  
Esfuerzo de compresión admisible  
Factor de longitud efectiva p/ pieza articulada en ambos extremos

Longitud efectiva:

$$L_{ef} = k * L_b$$

$$L_{ef} = 1,03 \text{ [m]}$$

Esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{b}$$

$$\lambda = 25,75$$

Cálculo de  $C_k$ :

$$C_k = 0,7025 * \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$
$$C_k = 18,42$$

Clasificación de la columna:

$$C_k = 18,42 < \lambda = 25,75 < 50$$

Columna Larga

Compresión admisible para columnas largas:

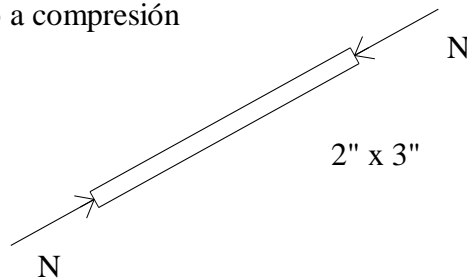
$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * b * h}{\lambda^2}$$
$$N_{adm} = 709,54 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$N = 640,2 \text{ [kg]} < N_{adm} = 709,5 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

### 5.2.3. Barra interna inclinada (17)

Elemento sometido a compresión



$L_b = 2,10 \text{ [m]}$	Long. Barra
$b = 0,040 \text{ [m]}$	Base de la sección
$h = 0,065 \text{ [m]}$	Altura de la sección
$N = -386,1 \text{ [kg]}$	Solicitud a compresión
$E_{min} = 55000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Módulo de elasticidad mínimo
$F_c = 80 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Esfuerzo de compresión admisible

Longitud efectiva:

(Ver pág.11-12 del Manual)

$$L_{ef} = 0,80 * L_b$$

$$L_{ef} = 1,68 \text{ [m]}$$

Esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{b}$$

$$\lambda = 33,6$$

Cálculo de  $C_k$ :

$$C_k = 0,7025 * \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$
$$C_k = 18,42$$

Clasificación de la columna:

$$C_k = 18,42 < \lambda = 33,6 < 50$$

Columna Larga

Compresión admisible para columnas largas:

$$N_{adm} = 0,329 * \frac{E * b * h}{\lambda^2}$$

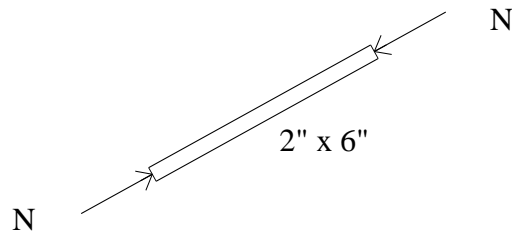
$$N_{adm} = 416,73 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$N = 386,1 \text{ [kg]} < N_{adm} = 416,73 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

#### 5.2.4. Barra externa inclinada (21)

Barra sometida a compresión



$L_b = 1,77 \text{ [m]}$	Longitud Barra
$L_1 = 1,75 \text{ [m]}$	Longitud Barra adyacente
$b = 0,04 \text{ [m]}$	Base de la sección
$h = 0,14 \text{ [m]}$	Altura de la sección
$N = -1101 \text{ [kg]}$	Solicitación a compresión
$E_{min} = 55000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Módulo de elasticidad mínimo
$F_c = 80 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Esfuerzo de compresión admisible

#### Cálculo de $N_{adm}$ :

Longitud efectiva:  $L_{ef} = 0,4 * (L_1 + L_b)$  Según Tabla 11.1 de Manual de diseño de Maderas

$$L_{ef} = 1,41 \text{ [m]}$$

Esbeltez:

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{h}$$

$$\lambda = 10,057$$

Cálculo de  $C_k$ :

$$C_k = 0,7025 * \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

$$C_k = 18,42$$

Clasificación de la columna:

$$10 < \lambda = 10,057 < C_k = 18,4197$$

Columna Intermedia

Compresión admisible para columnas intermedias:

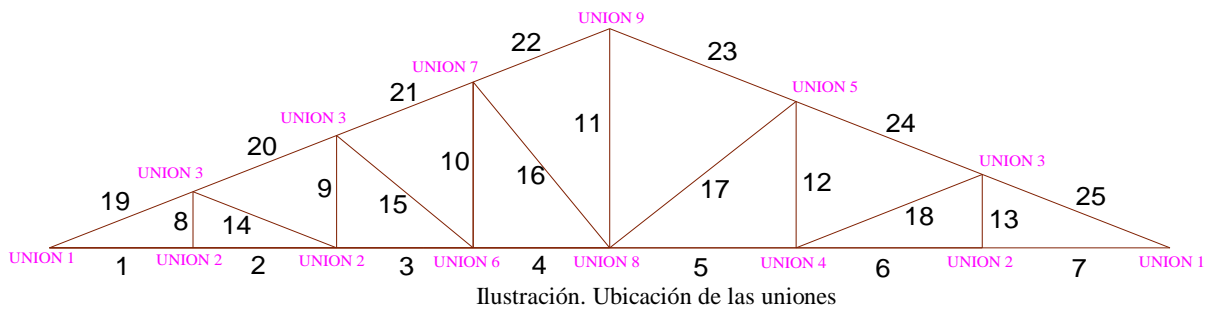
$$N_{adm} = b * h \left[ 1 - \frac{1}{3} * \left( \frac{\lambda}{Ck} \right)^4 \right]$$

$$N_{adm} = 4347,3 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$N = 1101,0 \text{ [kg]} < N_{adm} = 4347,3 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

## 6. Diseño de uniones



### UNIÓN TIPO 1

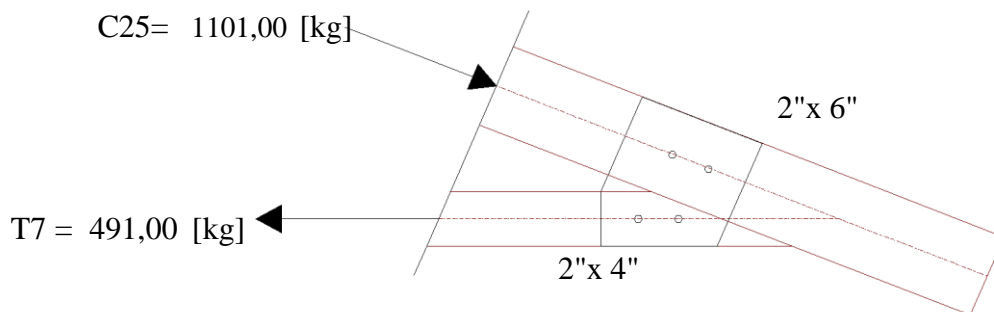


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 1

#### a) Diámetro de pernos

$$d_p = 1/2" = 1,27 \text{ [cm]}$$

#### b) Longitud de pernos

La longitud L depende del espesor del elemento central de madera, los espesores de las arandelas, espesores de tuercas y una longitud de seguridad de 2cm

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + 2 * e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 = 8 \text{ [cm]}$$

\*Pág. 82 de Diseño de estructuras de madera de Ing. José Lea Plaza

**c) Carga admisible por perno**

Se calcularán los pernos para cada una de las fuerzas que actúan en los nudos. Las fuerzas en todo momento actúan en misma dirección que las fibras.

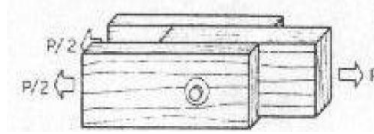


Ilustración. Perno sometido a corte

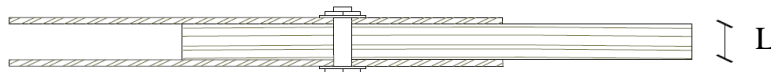


Ilustración. Longitud L para perno con pletinas

Para ingresar a la Tabla 12.7 pág. 12-16 del Manual para maderas del Grupo Andino, se toma como L a la longitud total del elemento central de madera:

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

**d) Estimación del número de pernos**

$$\text{N}^\circ \text{ de pernos} = C25/P = 2,93 = 3 \quad \text{pernos de } 1/2''$$

$$\text{N}^\circ \text{ de pernos} = T7/P = 1,30 = 2 \quad \text{pernos de } 1/2''$$

**e) Verificación de resistencia**

Para uniones con más de un perno la carga admisible debe obtenerse sumando las fuerzas tabuladas o calculadas para cada perno y multiplicando este total por un factor de reducción, que está en función del número de pernos por línea paralela a la dirección de la fuerza aplicada y no del número total de pernos. (Tabla 12.8 Manual de Diseño para Maderas)

Elemento 25:

$$\text{Se tienen pernos por línea} = 2 \quad \text{pernos en cada elemento}$$

$$\text{Factor de reducción} = 1$$

$$P_{1/2''} = 1128,8 \quad [\text{kg}] > C16 = 1101 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 7:

$$P_{1/2''} = 752,5 \quad [\text{kg}] > T6 = 491,0 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

Para la ubicación de los pernos se debe tener en cuenta los valores mínimos de separación entre pernos:

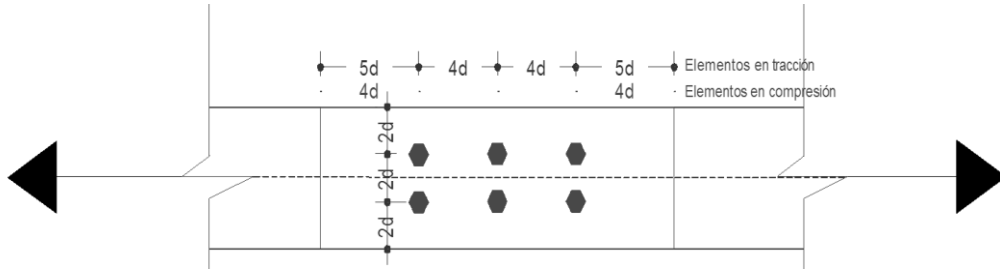


Ilustración. Espaciamientos mínimos entre pernos para cargas paralelas al grano

Espaciamientos mínimos en función del diámetro del perno:

$$\left. \begin{aligned} 5dp &= 6,35 \text{ [cm]} \\ 4dp &= 5,08 \text{ [cm]} \\ 2dp &= 2,54 \text{ [cm]} \end{aligned} \right\}$$

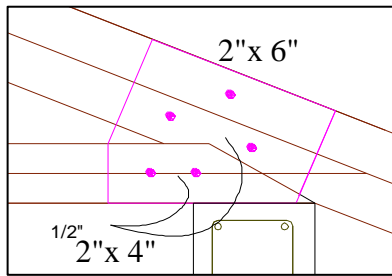


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 1

**Verificación de sección crítica para elemento 2"x4"**

Se debe cumplir:  $Ft \geq \frac{N}{A_c}$        $A_c = \frac{N}{Ft}$

$Ft = 75$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible
$N = 491,00$ [kg]	Solicitación a tracción
$A_c = 6,55$ [cm <sup>2</sup> ]	Área de sección
$netadp = 1,27$ [cm]	Diámetro de perno
$b = e = 4$ [cm]	Base o espesor del elemento
$A_{real2"x4"} = 36,0$ [cm <sup>2</sup> ]	Área real de sección
Nºpernos = 1	

Área de sección orificio:  $A_a = N_{pernos} * (\phi_{perno} + 1/16") * b$  (1/16" por el sobrancho del orificio del perno)  
 $A_a = 11,43$  [cm<sup>2</sup>]

Área de sección bruta requerida:  
 $A_t = A_c + A_a$   
 $A_t = 17,98$  [cm<sup>2</sup>]

### Verificación:

$$A_{\text{real}2''\times4''} = 36 \text{ [cm}^2] > A_t = 17,977 \text{ [cm}^2] \quad \text{Correcto}$$

### UNIÓN TIPO 2

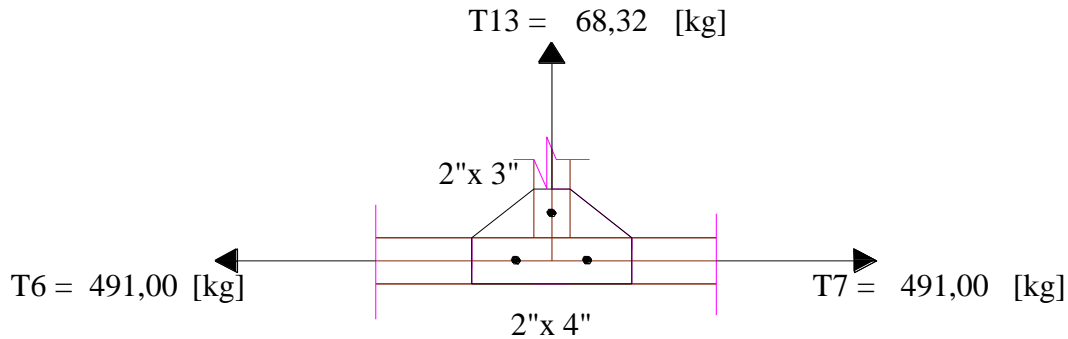


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 2

#### a) Diámetro de pernos

Se diseñará para un diámetro  $d_p = 1/2'' = 1,27 \text{ [cm]}$

#### b) Longitud de pernos

$e = 4 \text{ [cm]}$  Espesor de pieza de madera

$e_1 = 0,2 \text{ [cm]}$  Espesor de placa metálica

$T = 0,28 \text{ [cm]}$  Espesor de arandela

$N = 1,11 \text{ [cm]}$  Espesor de tuerca

$$L_p = e + 2 * e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 = 8 \text{ [cm]}$$

#### c) Carga admisible por perno

Para ingresar a la Tabla 12.7 pág. 12-16 del Manual para maderas del Grupo Andino, se toma como L a la longitud total del elemento central de madera:

$$L = 4 \text{ [cm]}$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \text{ [kg]}$$

$$Q = 91 \text{ [kg]}$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P = 376,25 \text{ [kg]}$$

#### d) Estimación del número de pernos

$$\text{N}^\circ \text{ de pernos} = T_{13}/P = 0,18 = 1 \text{ perno de } 1/2''$$

Para las fuerzas T6 y T7 que tienen el mismo valor se usará el número de pernos calculado para el elemento horizontal de la UNIÓN 1:

$$\text{N}^\circ \text{ pernos } T_6 = 2 \text{ pernos de } 1/2''$$

$$\text{N}^\circ \text{ pernos } T_7 = 2 \text{ pernos de } 1/2''$$

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 13: Factor de reducción = 1      Se tienen por línea = 2      pernos  
 $P_{1/2"} = 301 \text{ [kg]}$       >       $T_1 = 68,32 \text{ [kg]}$       Correcto

Elemento 6 y 7: Factor de reducción = 1  
 $P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]}$       >       $T = 491 \text{ [kg]}$       Correcto

**f) Distribución de pernos**

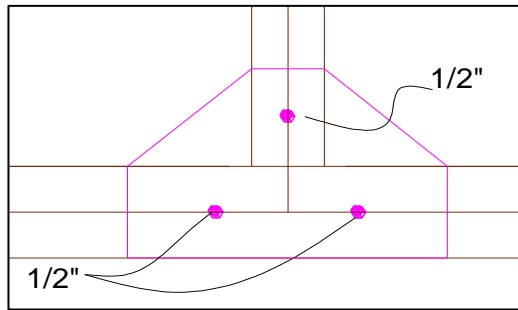


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 2

**Verificación de sección crítica para elemento 2"x3" con un perno de 1/2":**

Se debe cumplir:

$$F_t \geq \frac{N}{A_c} \quad A_c = \frac{N}{F_t}$$

$F_t = 75 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Esfuerzo de tracción admisible

$N = 68,32 \text{ [kg]}$

Solicitud a tracción

$A_c = 0,91 \text{ [cm}^2\text{]}$

Área de sección

$netad_p = 1,27 \text{ [cm]}$

Diámetro de perno

$b = e = 4 \text{ [cm]}$

Base o espesor del elemento

$A_{real2"x3"} = 26,0 \text{ [cm}^2\text{]}$

Área real de sección

$N^{\circ}pernos = 1$

Área de sección orificio:

$$A_a = N_{pernos} * (\phi_{perno} + 1/16") * b$$

(1/16" por el sobrancho del orificio del perno)

$$A_a = 5,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Área de sección bruta requerida:

$$A_t = A_c + A_a$$

$$A_t = 6,63 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Verificación:**

$A_{real2"x4"} = 26 \text{ [cm}^2\text{]} > A_t = 6,63 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$

**Verificación de sección crítica para elemento 2"x4" con un perno de 1/2":**

Se debe cumplir:  $Ft \geq \frac{N}{A_c}$        $A_c = \frac{N}{Ft}$

$Ft = 75$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible
$N = 491,00$ [kg]	Solicitud a tracción
$A_c = 6,55$ [cm <sup>2</sup> ]	Área de sección
$netadp = 1,27$ [cm]	Diámetro de perno
$b = e = 4$ [cm]	Base o espesor del elemento
$A_{real2"x4"} = 36,0$ [cm <sup>2</sup> ]	Área real de sección
$N^{\circ}pernos = 1,0$	

$$A_a = N_{pernos} * (\phi_{perno} + 1/16") * b$$

Área de sección orificio:

$$A_a = 5,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

(1/16" por el sobrancho del orificio del perno)

Área de sección bruta requerida:

$$A_t = A_c + A_a$$

$$A_t = 12,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Verificación:**

$$A_{real2"x4"} = 36 \text{ [cm}^2\text{]} > A_t = 12,26 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

**UNIÓN TIPO 3**

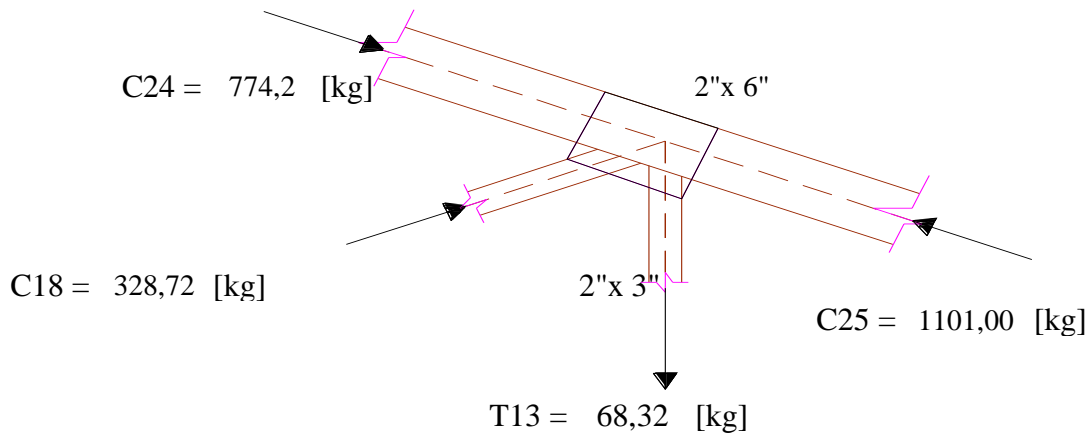


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 3

**a) Diámetro de pernos**

$$dp = 1/2" = 1,27 \text{ [cm]}$$

**b) Longitud de pernos**

Perno de 1/2"

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \quad [\text{cm}]$$

**c) Carga admisible por perno**

Perno de 1/2"

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

**d) Estimación del número de pernos**

Nº de pernos = $T13/P = 0,18$	=	1	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C25/P = 2,93$	=	3	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C18/P = 0,87$	=	1	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C24/P = 2,06$	=	3	pernos de 1/2"

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 13:

$$P_{1/2"} = 376,3 \quad [\text{kg}] \quad > \quad T11 = 68,3 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 25: Factor de reducción = 1      Se tienen por línea = 2 pernos

$$P_{1/2"} = 1129 \quad [\text{kg}] \quad > \quad T21 = 1101 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 18:

$$P_{1/2"} = 376,3 \quad [\text{kg}] \quad > \quad T15 = 328,7 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 24: Factor de reducción = 1      Se tienen por línea = 2 pernos

$$P_{1/2"} = 1128,8 \quad [\text{kg}] \quad > \quad T20 = 774,2 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

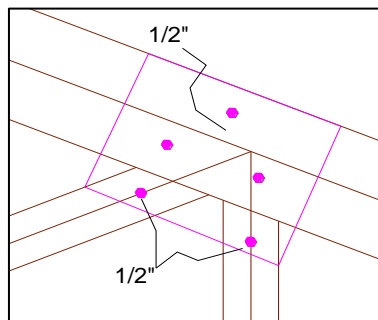


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 3

### Verificación de sección crítica

$$F_t = 75 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{Esfuerzo de tracción admisible}$$

$$b = 4 \quad [\text{cm}] \quad \text{Base o espesor del elemento}$$

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>bntareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
13	1	68,3	0,91	1,27	5,72	6,63	26	ok

### UNIÓN TIPO 4

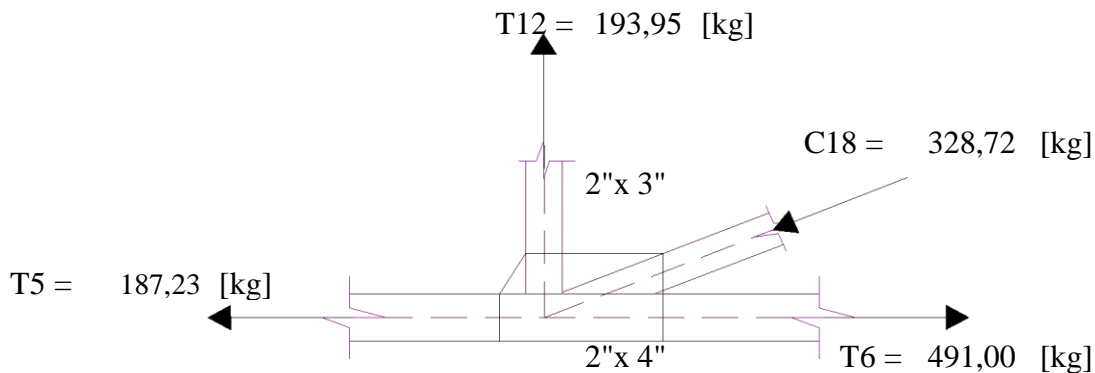


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 4

#### a) Diámetro de pernos

$$d_p = 1/2" = 1,27 \quad [\text{cm}]$$

#### b) Longitud de pernos

Perno de 1/2"

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \quad [\text{cm}]$$

#### c) Carga admisible por perno

Perno de 1/2"

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

**d) Estimación del número de pernos**

Nº de pernos = T5/P =	0,50	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T6/P =	1,30	=	2	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T12/P =	0,52	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = C18/P =	0,87	=	1	pernos de	1/2"

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 5:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T5 = 187,2 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 6:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > T6 = 491,0 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 12:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T12 = 194,0 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 18:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > C18 = 328,7 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

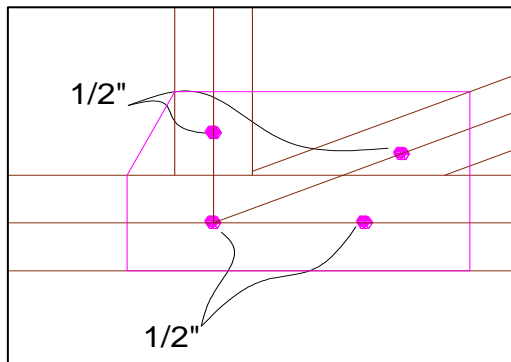


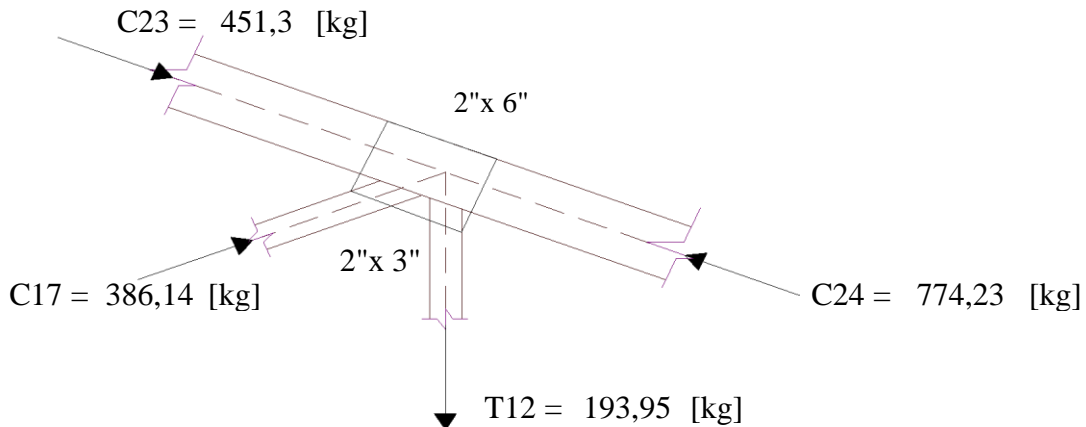
Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 4

**Verificación de sección crítica**

$F_t =$	75	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible
$b =$	4	[cm]	Base o espesor del elemento

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
5	1	187,2	2,50	1,27	5,72	8,21	36	ok
6	1	491,0	6,55	1,27	5,72	12,26	36	ok
12	1	194,0	2,59	1,27	5,72	8,30	26	ok

## UNIÓN TIPO 5



### a) Diámetro de pernos

$$d_p = 1/2'' = 1,27 \text{ [cm]}$$

### b) Longitud de pernos

Perno de 1/2"

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \text{ [cm]}$$

### c) Carga admisible por perno

Perno de 1/2"

$$L = 4 \text{ [cm]}$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \text{ [kg]}$$

$$Q = 91 \text{ [kg]}$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2''} = 376,25 \text{ [kg]}$$

### d) Estimación del número de pernos

Nº de pernos = $T12/P = 0,52$	=	1	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C24/P = 2,06$	=	3	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C17/P = 1,03$	=	2	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C23/P = 1,20$	=	2	pernos de 1/2"

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 12:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T12 = 194,0 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 24: Factor de reducción = 0,94 Se tienen por línea = 3 pernos

$$P_{1/2"} = 1061 \text{ [kg]} > C24 = 774,2 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 17:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > C17 = 386,1 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

Elemento 23:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > C23 = 451,3 \text{ [kg]} \text{ Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

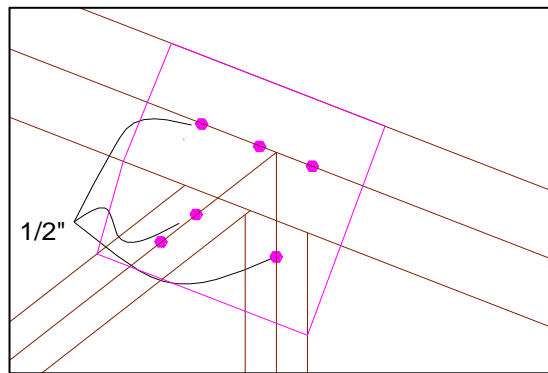


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 5

**Verificación de sección crítica**

$$F_t = 75 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Esfuerzo de tracción admisible}$$

$$b = 4 \text{ [cm]} \quad \text{Base o espesor del elemento}$$

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
12	1	194,0	2,59	1,27	5,72	8,30	26	ok

**UNIÓN TIPO 6**

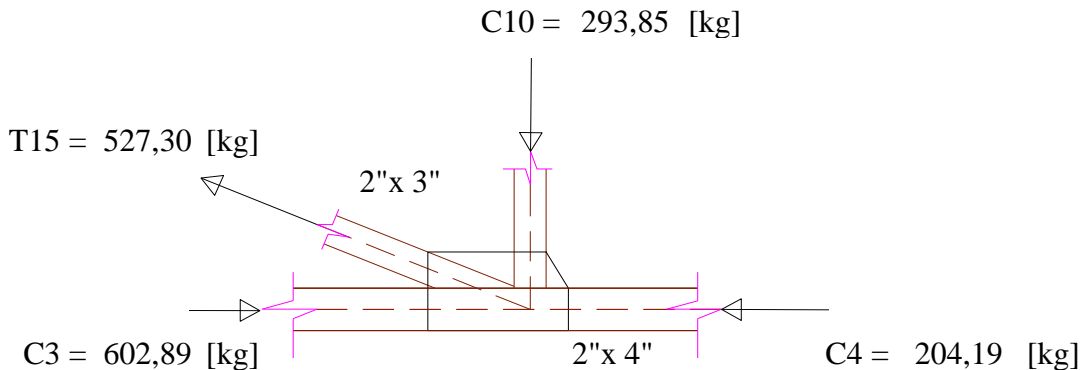


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 6

**a) Diámetro de pernos**

$$d_p = 1/2" = 1,27 \text{ [cm]}$$

**b) Longitud de pernos**

Perno de 1/2"

$$e = 4 \text{ [cm]} \quad \text{Espesor de pieza de madera}$$

$$e_1 = 0,2 \text{ [cm]} \quad \text{Espesor de placa metálica}$$

$$T = 0,28 \text{ [cm]} \quad \text{Espesor de arandela}$$

$$N = 1,11 \text{ [cm]} \quad \text{Espesor de tuerca}$$

$$L_p = e + e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \text{ [cm]}$$

**c) Carga admisible por perno**

Perno de 1/2"

$$L = 4 \text{ [cm]}$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \text{ [kg]}$$

$$Q = 91 \text{ [kg]}$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]}$$

**d) Estimación del número de pernos**

$$N^\circ \text{ de pernos} = C3/P = 1,60 = 2 \quad \text{pernos de } 1/2"$$

$$N^\circ \text{ de pernos} = C4/P = 0,54 = 1 \quad \text{pernos de } 1/2"$$

$$N^\circ \text{ de pernos} = C10/P = 0,78 = 1 \quad \text{pernos de } 1/2"$$

$$N^\circ \text{ de pernos} = T15/P = 1,40 = 2 \quad \text{pernos de } 1/2"$$

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 3:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > C3 = 602,89 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 4:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > C4 = 204,19 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 10:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T10 = 293,85 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 15:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > T15 = 527,30 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

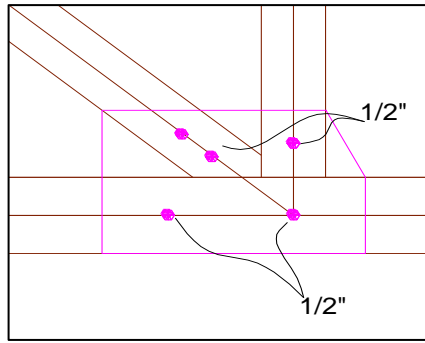


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 6

**Verificación de sección crítica**

$F_t = 75$  [kg/cm<sup>2</sup>]      Esfuerzo de tracción admisible  
 $b = 4$  [cm]                      Base o espesor del elemento

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
15	1	527,3	7,03	1,27	5,72	12,75	26	ok

**UNIÓN TIPO 7**

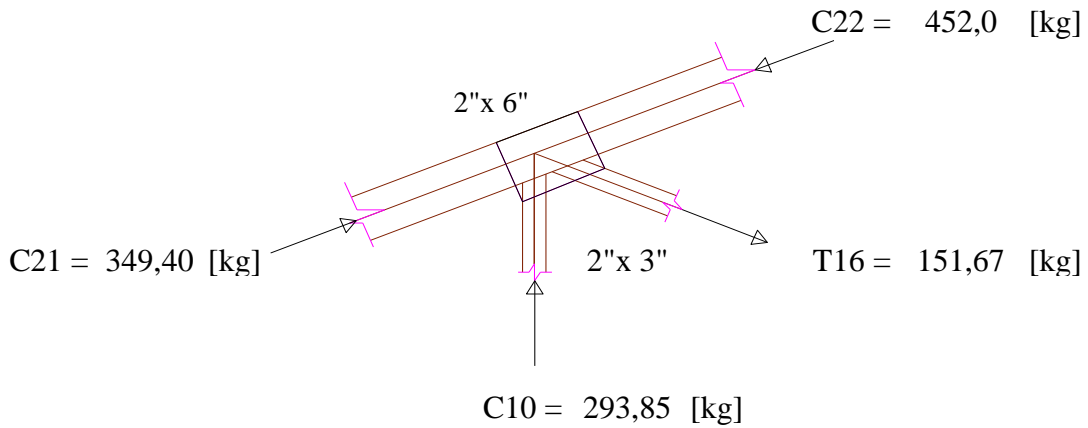


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 7

**a) Diámetro de pernos**

$dp = 1/2" = 1,27$  [cm]

**b) Longitud de pernos**

Perno de 1/2"

- $e = 4$  [cm]      Espesor de pieza de madera
- $e_1 = 0,2$  [cm]      Espesor de placa metálica
- $T = 0,28$  [cm]      Espesor de arandela
- $N = 1,11$  [cm]      Espesor de tuerca

$$L_p = e + 2 * e_1 + T + N + 2$$

$L_p = 7,79 \Rightarrow L_p = 8$  [cm]

**c) Carga admisible por perno**

Perno de 1/2"

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

**d) Estimación del número de pernos**

Nº de pernos = C10/P =	0,78	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = C21/P =	0,93	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T16/P =	0,40	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = C22/P =	1,20	=	2	pernos de	1/2"

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 10:

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}] > C10 = 293,85 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 21: Factor de reducción = 1 Se tienen por línea = 1 pernos

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}] > C21 = 349,40 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 16:

$$P_{1/2"} = 376,25 \quad [\text{kg}] > T16 = 151,67 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 22:

$$P_{1/2"} = 752,5 \quad [\text{kg}] > C22 = 452,0 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

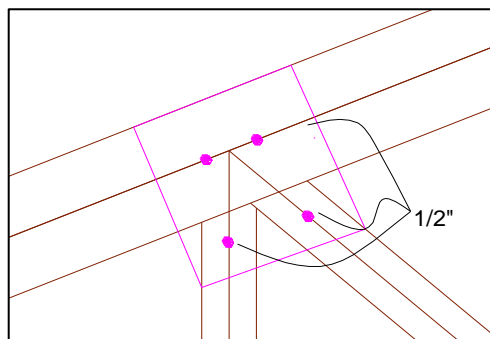


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 7

### Verificación de sección crítica

$$F_t = 75 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{Esfuerzo de tracción admisible}$$

$$b = 4 \quad [\text{cm}] \quad \text{Base o espesor del elemento}$$

Element.	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
16	1	151,7	2,02	1,27	5,72	7,74	26	ok

### UNIÓN TIPO 8

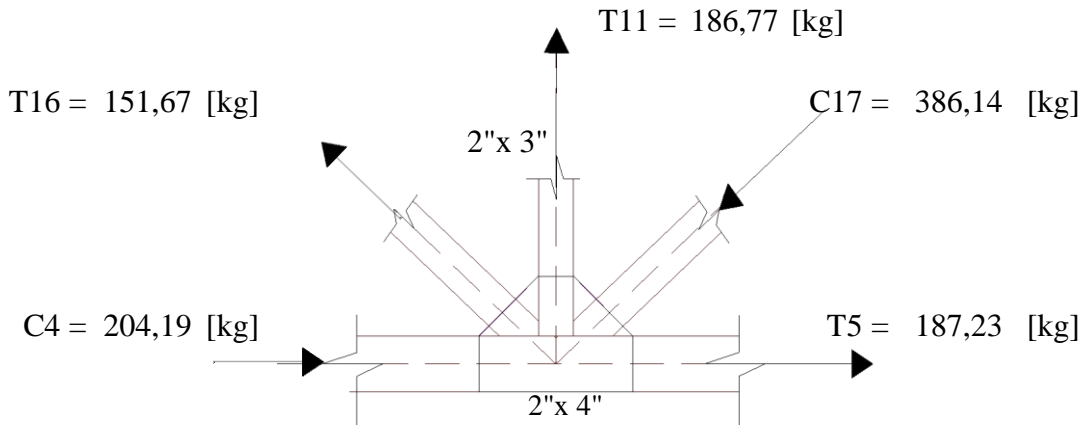


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 8

#### a) Diámetro de pernos

$$d_p = 1/2'' = 1,27 \quad [\text{cm}]$$

#### b) Longitud de pernos

Perno de 1/2"

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + 2 * e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \quad [\text{cm}]$$

#### c) Carga admisible por perno

Perno de 1/2"

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{1/2''} = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

**d) Estimación del número de pernos**

Nº de pernos = C4/P =	0,54	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T5/P =	0,50	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T11/P =	0,50	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = T16/P =	0,40	=	1	pernos de	1/2"
Nº de pernos = C17/P =	1,03	=	2	pernos de	1/2"

**e) Verificación de resistencia**

Elemento 4:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > C4 = 204,19 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 5:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T5 = 187,23 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 11:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T11 = 186,77 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 16:

$$P_{1/2"} = 376,25 \text{ [kg]} > T16 = 151,7 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

Elemento 17:

$$P_{1/2"} = 752,5 \text{ [kg]} > C17 = 386,14 \text{ [kg]} \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

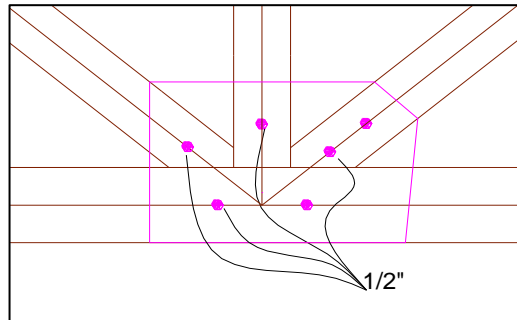


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 8

**Verificación de sección crítica**

$F_t =$	75	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Esfuerzo de tracción admisible
$b =$	4	[cm]	Base o espesor del elemento

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
5	1	187,2	2,50	1,27	5,72	8,21	36	ok
11	1	186,8	2,49	1,27	5,72	8,21	26	ok
16	1	151,7	2,02	1,27	5,72	7,74	26	ok

## UNIÓN TIPO 9

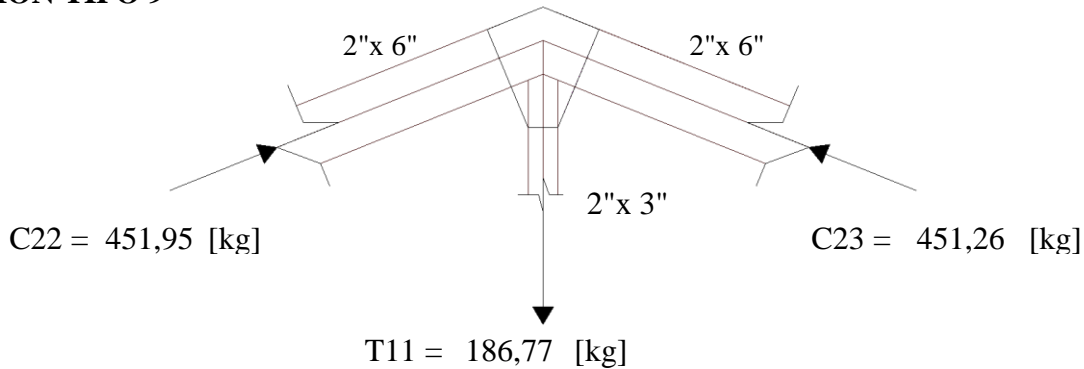


Ilustración. Fuerzas que actúan en Unión Tipo 9

### a) Diámetro de pernos

$$dp_1 = 1/2" = 1,27 \quad [\text{cm}]$$

### b) Longitud de pernos

Perno de 1/2"

$e = 4$	[cm]	Espesor de pieza de madera
$e_1 = 0,2$	[cm]	Espesor de placa metálica
$T = 0,28$	[cm]	Espesor de arandela
$N = 1,11$	[cm]	Espesor de tuerca

$$L_p = e + 2 * e_1 + T + N + 2$$

$$L_p = 7,79 \quad \Rightarrow \quad L_p = 8 \quad [\text{cm}]$$

### c) Carga admisible por perno

Perno de 1/2"

$$L = 4 \quad [\text{cm}]$$

De Tabla 12.7 del Manual sacamos:

$$P = 301 \quad [\text{kg}]$$

$$Q = 91 \quad [\text{kg}]$$

Por tener pletinas metálicas se permite mayorar el valor de P en un 25%:

$$P_{3/8"} = 376,25 \quad [\text{kg}]$$

### d) Estimación del número de pernos

Nº de pernos = $T_{11}/P = 0,50$	=	1	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C_{22}/P = 1,20$	=	2	pernos de 1/2"
Nº de pernos = $C_{23}/P = 1,20$	=	2	pernos de 1/2"

### e) Verificación de resistencia

Elemento 11:

$$P_{1/2"} = 376 \quad [\text{kg}] > T_{11} = 186,77 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 22: Factor de reducción = 1 Se tienen por línea = 2 pernos

$$P_{1/2"} = 752,5 \quad [\text{kg}] > C_{22} = 451,95 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

Elemento 23: Factor de reducción = 1 Se tienen por línea = 2 pernos

$$P_{3/8"} = 752,5 \quad [\text{kg}] > C_{23} = 451,26 \quad [\text{kg}] \quad \text{Correcto}$$

**f) Distribución de pernos**

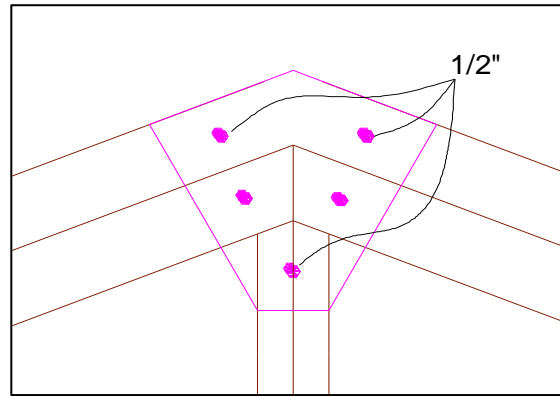


Ilustración. Disposición de pernos en Unión Tipo 9

**Verificación de sección crítica**

$F_t = 75$  [kg/cm<sup>2</sup>]      Esfuerzo de tracción admisible  
 $b = 4$  [cm]      Base o espesor del elemento

Element	Nºpernos	N [kg]	Ac[cm <sup>2</sup> ]	dp [cm]	A <sub>orif</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>brutareq</sub>	A <sub>real</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Verif.
11	1	186,8	2,49	1,27	5,72	8,21	26	ok

#### **4.6.2. Análisis de cargas para la estructura de H°A°**

Para el diseño de la estructura de H°A° se debe tomar en cuenta todos los tipos de cargas que actuarán en cada uno de los elementos.

#### **Determinación de las acciones**

##### **Acciones indirectas**

##### **Temperatura**

Pueden no considerarse acciones térmicas y reológicas en las estructuras formadas por pilares y vigas cuando se disponen juntas de dilatación a distancia adecuada.

Suele estimarse que la distancia entre juntas de dilatación en estructuras ordinarias de edificación, de acero laminado, o de hormigón armado no debe sobrepasar 40 m. Esta distancia suele aumentarse a 50 m si los pilares son de rigidez pequeña, y reducirse a 30 m si los pilares son de rigidez grande.

En consecuencia a la normativa no se consideró algún tipo de junta de dilatación en la estructura de hormigón armado ya que la longitud máxima de la estructura es 30m aproximadamente.

##### **Sismo**

La aceleración del suelo probable para la ciudad de Tarija es 0.9 (cm/s<sup>2</sup>), datos obtenidos de la Norma Boliviana de Riesgo Sísmico. Con esta aceleración se puede clasificar según la escala de Mercalli Modificada, como de grado II débil perceptible sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios. Los objetos colgantes suelen oscilar. Por lo que no se considera carga sísmica en este proyecto.<sup>26</sup>

---

<sup>26</sup> Ver anexos Riesgo sísmico en Tarija

## Acciones directas

### Cargas permanentes

#### Peso propio

La cuantificación de esta carga la determinará el programa CYPECAD de acuerdo a la geometría de los elementos estructurales.

#### Baldosa cerámica

$$\begin{aligned} e &= 2 \text{ [cm]} && \text{Espesor de cerámica} \\ \gamma_{\text{baldosa}} &= 1500 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{Peso específico de baldosas} \\ q_{\text{baldosa}} &= 30 \text{ [kg/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

#### Piso

$$\begin{aligned} e &= 2 \text{ [cm]} && \text{Espesor de capa de mortero} \\ \gamma_{\text{cemento}} &= 2100 \text{ [kg/m}^3\text{]} && \text{Peso específico de mortero de cemento} \\ q_{\text{mortcemento}} &= 42 \text{ [kg/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

#### Cielo falso e instalaciones

$$\begin{aligned} q_{\text{cielo falso}} &= 50 \text{ [kg/m}^2\text{]} \\ q_{\text{instalaciones}} &= 25 \text{ [kg/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

### Muros de ladrillo

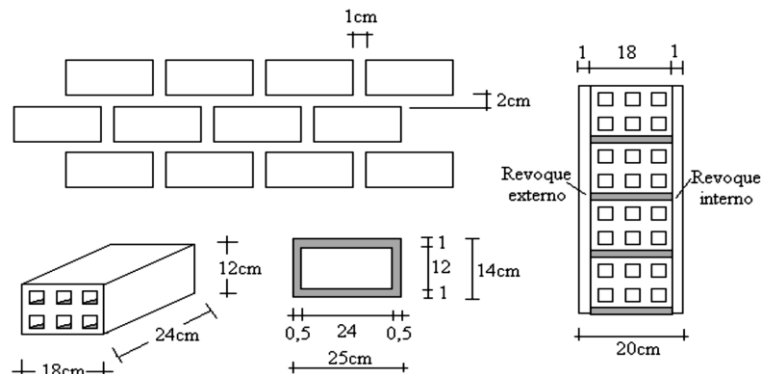


Ilustración. Características del muro de ladrillo

Para el cálculo del peso del muro, determinamos el número de ladrillos por m<sup>2</sup>:

Dimensiones del ladrillo:

$$b = 18 \text{ [cm]}$$

$$l = 24 \text{ [cm]}$$

$$a = 12 \text{ [cm]}$$

$$\text{Peso de 1 ladrillo} = 4,5 \text{ [kg/pza]}$$

$$\text{N}^{\circ}\text{ladrillos horizontales por 1m} = 4 \text{ [pza]}$$

$$\text{N}^{\circ}\text{ladrillos verticales por 1m} = 7,14 \text{ [pza]}$$

$$\text{N}^{\circ}\text{ladrillos por m}^2 = 28,6 \text{ [pza/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{muro}} = 129 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

### Morteros y revoques

$$\gamma_{\text{cemento}} = 2100 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 1200 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

$$e_{\text{revoque yeso}} = 1 \text{ [cm]}$$

$$e_{\text{revoque cemento}} = 1 \text{ [cm]}$$

$$\text{Volumen en 1m}^2 \text{ de ladrillos} = 0,15 \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{]}$$

$$\text{Volumen de 1m}^2 \text{ de muro} = 0,18 \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{]}$$

$$\text{Volumen de mortero} = 0,03 \text{ [m}^3\text{/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{mortero}} = 38,3 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{revoque yeso}} = 12 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_{\text{revoque cemento}} = 21 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

### Reacciones de las cerchas

Las cerchas utilizadas en el proyecto son calculadas como simplemente apoyadas, por lo que transmiten a la estructura de hormigón reacciones puntuales de cada apoyo

Tipo	Reacción 1	Reacción 2	Reaccion 3
Cercha tipo I	153,82	783,44	539,45
Cercha tipo II	272,44		272,44
Cercha tipo III	471,22		471,22
Cercha tipo IV	939,51		939,51
Cercha tipo V	73,19	1038,8	378,15

### Cargas variables

#### Sobrecargas de uso

Edificios docentes	Kg/m <sup>2</sup>
Aulas y despachos	300
Escaleras y pasillos	400

### Viento

Velocidad del viento en Tarija

$$\text{Máxima anual} = 83,2 \text{ Km/h} = 23,11 \text{ m/s.}$$

Velocidad básica del diseño:

$$V = 83,2 \text{ [km/h]}$$

Cálculo de la presión del viento en función a la velocidad

$$q = 0,0048 * V^2$$

$$q = 33,4 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

El valor obtenido de la presión debe ser afectado por un coeficiente que depende del ángulo de inclinación:

$$p = C * q$$

C : Coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo

q : Presión en función de la velocidad del viento en kg/m<sup>2</sup>

Ángulo de inclinación =  $90^\circ$

Tenemos:

$C_1 = 0,85$	$\Rightarrow$	$p = 28,4$ [kg/m <sup>2</sup> ]	(presión)	Para barlovento
$C_2 = -0,27$	$\Rightarrow$	$p = -9,03$ [kg/m <sup>2</sup> ]	(succión)	Para sotavento

### Cargas en elementos

#### Cargas en vigas

Carga permanente

Se toman en cuenta: muros, morteros y revoques

$$q_{\text{viga}} = 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Altura de muro} = 2,7 \text{ [m]}$$

$$q_{g\text{viga}} = 540 \text{ [kg/m]}$$

Las reacciones transmitidas por las cerchas serán ubicadas en las vigas del último nivel correspondientes para cada bloque.

Carga variable

En vigas sólo actúa la sobrecarga de viento

$$qq_{\text{viga}} = 28,4 \text{ [kg/m}^2\text{]} \quad \text{Para barlovento}$$

$$qq_{\text{viga}} = -9,03 \text{ [kg/m}^2\text{]} \quad \text{Para sotavento}$$

$$\text{Altura de muro} = 2,7 \text{ [m]}$$

$$qq_{\text{viga}} = 76,7 \text{ [kg/m]} \quad \text{Para barlovento}$$

$$qq_{\text{viga}} = -24,4 \text{ [kg/m]} \quad \text{Para sotavento}$$

#### Cargas en vigas de volado

Carga permanente

Se toman en cuenta: muros, morteros y revoques

$$q_{\text{volado}} = 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Altura de muro} = 0,9 \text{ [m]}$$

$$q_{\text{volado}} = 180 \text{ [kg/m]}$$

Carga variable

En vigas de voladizo debe agregarse una carga lineal

$$q_{\text{voladizo}} = 200 \text{ [kg/m]}$$

#### Cargas en losas

Carga permanente

Se toma en cuenta cerámica, piso, cielo falso e instalaciones

$$q_{\text{losa}} = 147 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Carga variable

$$q_{\text{losa}} = 300 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

#### 4.6.3. Diseño estructura de sustentación de la edificación

Se realizó el análisis de los dos edificios del proyecto (BLOQUE AULAS y BLOQUE LABORATORIOS) mediante el programa Cype Cad, los resultados obtenidos son verificados mediante el análisis manual de los elementos estructurales.

Los procedimientos usados para el cálculo de los elementos vigas y columnas se muestran a continuación, mientras que los resultados generales se presentan en planillas en Anexos.

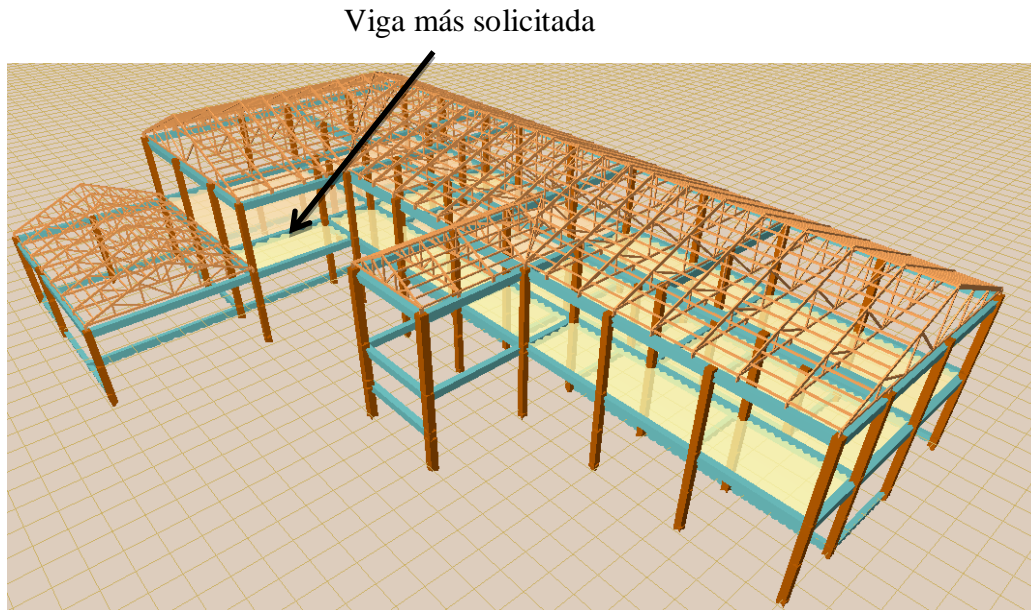


Ilustración 48. Viga más solicitada del Bloque Aulas

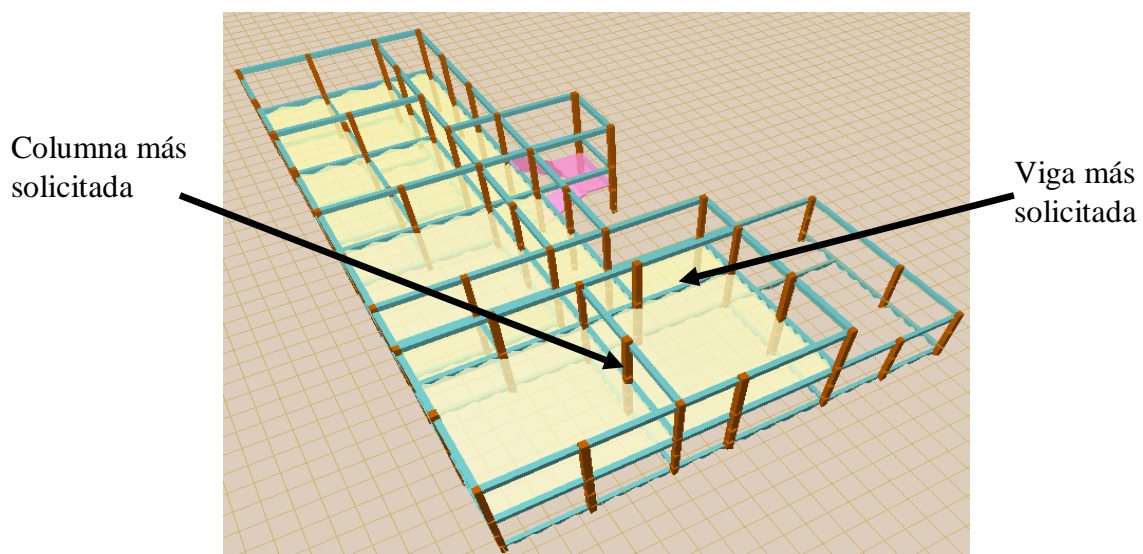


Ilustración 49. Ubicación viga y columna más solicitada del Bloque Aulas

Se muestran los datos geométricos de los grupos y plantas creados para el cálculo de la obra:

#### Datos geométricos de grupos y plantas Bloque Aulas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
4	Nivel techo	4	Nivel techo	3.00	6.16
3	Nivel losa	3	Nivel losa	1.58	3.16
2	Nivel escalera	2	Nivel escalera	1.58	1.58
1	Nivel suelo	1	Nivel suelo	1.50	0.00
0	Nivel Cimentación				-1.50

#### Datos geométricos de grupos y plantas Bloque Laboratorios

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
2	Nivel Vigas	2	Nivel Vigas	3.00	3.00
1	Nivel Suelo	1	Nivel Suelo	1.50	0.00
0	Nivel Cimentación				-1.50

#### Tipos de forjados considerados

Nombre	Descripción
Viguetas	FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN Canto de bovedilla: 15 cm Espesor capa compresión: 5 cm Intereje: 58 cm Bovedilla: De poliestireno Ancho del nervio: 8 cm Volumen de hormigón: 0.0776 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> Peso propio: 0.194 t/m <sup>2</sup> Incremento del ancho del nervio: 4 cm Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada Rigidez fisurada: 50 % rigidez bruta

#### Reticulares considerados

Nombre	Descripción
Losa casetonada	Casetonada Proyecto II Casetón perdido Peso propio: 0.302 t/m <sup>2</sup> Canto: 25 cm Capa de compresión: 5 cm Intereje: 50 cm Anchura del nervio: 10 cm

#### Losas y elementos de cimentación

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 1.50 kp/cm<sup>2</sup>

#### Materiales utilizados

- Hormigones: Para todos los elementos estructurales de la obra, Control Normal;  
 $f_{ck}=210 \text{ kp/cm}^2$ ;  $\gamma_c=1.50$
- Aceros en barras: Para todos los elementos estructurales de la obra: Control Normal;  
 $f_{yk}=4200 \text{ kp/cm}^2$ ;  $\gamma_c = 1.15$

Coefficientes de seguridad utilizados en el cálculo de la estructura:

Coeficientes de Seguridad para	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
Acero: $\gamma_s$	Reducido	1,20			
	Normal	1,15			
	Intenso	1,10			
Hormigón: $\gamma_c$	Reducido (1)	1,70			
	Normal	1,50			
	Intenso (2)	1,40			
Acciones: $\gamma_f$ (3)	Reducido	Daños previsibles (4)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
		A	1,70	0,9	0
	B	1,80			
	C	-			
	Normal	A	1,50		
		B	1,60		
		C	1,80		
	Intenso	A	1,40		
		B	1,50		
C		1,70			

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor a 15 MPa.

(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

(3) Se podrá reducir el valor de  $\gamma_f$  en un 5 %, cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien, con el mayor detalle, los anclajes, nudos, apoyos, enlaces, etc.

(4) Daños previsibles:

- A) Obras cuyo fallo sólo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales (silos, canales de riego, obras provisionales, etc.).
- B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio (puentes, edificios de vivienda, etc.).
- C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.).

En el caso de piezas hormigonadas en vertical se tendrá en cuenta que la resistencia de proyecto del hormigón deberá además minorarse en un 10 % (véase 5.1.2)

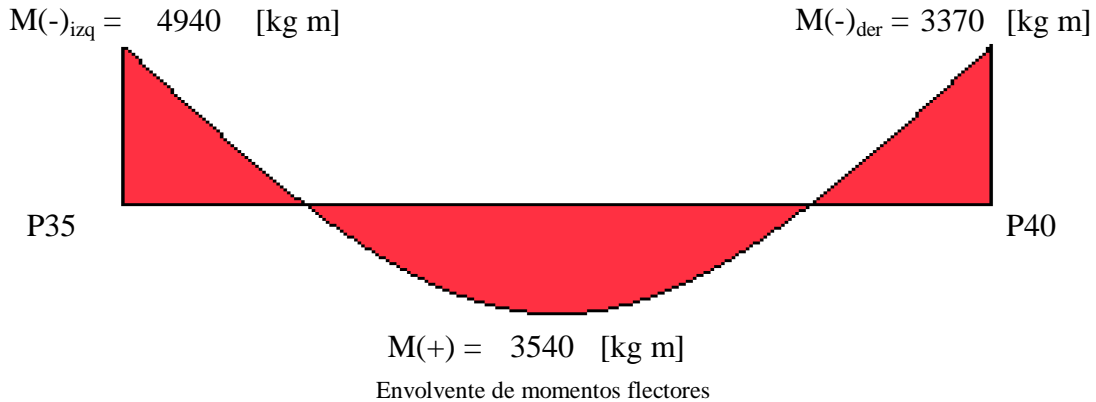
Tabla 25. Coeficientes de seguridad utilizados en cálculo estructural

#### 4.6.3.1. Diseño de vigas

Se realizará el cálculo de las armaduras positivas, negativas y de corte de la viga más solicitada del Nivel de losas del Bloque Aulas, y se compararán con los resultados obtenidos mediante el programa Cype Cad 2011.

#### ARMADURA A FLEXIÓN

Se calculará la viga 49 del pórtico 15, entre los pilares P35 y P40



#### Armadura negativa izquierda

Datos:

M(-) <sub>izq</sub> = 4940 [kg m]	Momento de diseño
h = 30 [cm]	Altura de sección
b <sub>w</sub> = 20 [cm]	Base de sección
r = 2 [cm]	Recubrimiento de armaduras
f <sub>ck</sub> = 210 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
f <sub>yk</sub> = 4200 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
γ <sub>c</sub> = 1,5	Coefficiente minoración hormigón
γ <sub>s</sub> = 1,15	Coefficiente minoración acero
d = 28 [cm]	Altura efectiva

#### Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mayorado con los coeficientes respectivos

$$M_d = 4940 \text{ [kg m]}$$

Resistencia de diseño del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
$$f_{cd} = 140 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$
$$f_{yd} = 3652 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Momento reducido

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

$$\mu_d = 0,225$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$

$$w = 0,269 \quad \text{Valor interpolado}$$

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armadura a tracción de Tabla 14 del Marco Teórico

$$\text{Cuando } f_{yk} = 4200 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$w_{min} = 0,0033$$

Armadura necesaria

$$\begin{aligned} A_s &= w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \Rightarrow \quad A_s = 5,77 \quad [\text{cm}^2] \\ A_{smin} &= w_{min} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad A_{smin} = 1,85 \quad [\text{cm}^2] \end{aligned}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 5,77 \quad [\text{cm}^2]$$

Distribución de armadura

$$1 \quad \text{barras de } \phi \ 16 \quad \Rightarrow \quad 2,01 \quad [\text{cm}^2]$$

$$2 \quad \text{barras de } \phi \ 16 \quad \Rightarrow \quad 4,02 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{stotal} = 6,03 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Correcto}$$

### Armadura positiva

Datos:

$M_{max} = 3540$	[kg m]	Momento de diseño
$h = 30$	[cm]	Altura de sección
$b_w = 20$	[cm]	Base de sección
$r = 2$	[cm]	Recubrimiento de armaduras
$f_{ck} = 210$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} = 4200$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
$\gamma_c = 1,5$		Coefficiente minoración hormigón
$\gamma_s = 1,15$		Coefficiente minoración acero
$d = 28$	[cm]	Altura efectiva

### Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mayorado con los coeficientes respectivos

$$M_d = 3540 \quad [\text{kg m}]$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\mu_d = 0,161$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$   
 $w = 0,181$  Valor interpolado

Armadura a compresión

Se verifica si es necesaria una armadura a compresión en la sección analizada

Cuando  $f_{yk} = 4200$  [kg/cm<sup>2</sup>]

$\mu_{lim} = 0,332$  Valor de Tabla 13 de Marco Teórico

$$\mu_d = 0,161 < \mu_{lim} = 0,332$$

No necesita armadura a compresión

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armadura a tracción de Tabla 14 del Marco Teórico

Cuando  $f_{yk} = 4200$  [kg/cm<sup>2</sup>]

$w_{min} = 0,003$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 3,89 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \Rightarrow A_{smin} = 1,85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 3,89 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$2 \text{ barras de } \phi 16 \Rightarrow 4,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$1 \text{ barras de } \phi 10 \Rightarrow 0,79 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{stotal} = 4,81 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

### Armadura negativa derecha

Datos:

$$M(-)_{izq} = 3370 \text{ [kg m]}$$

$$h = 30 \text{ [cm]}$$

$$b_w = 20 \text{ [cm]}$$

$$r = 2 \text{ [cm]}$$

$$f_{ck} = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$d = 28 \text{ [cm]}$$

Momento de diseño

Altura de sección

Base de sección

Recubrimiento de armaduras

Resistencia característica del hormigón

Resistencia característica del acero

Coefficiente minoración hormigón

Coefficiente minoración acero

Altura efectiva

### Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

El momento que se obtiene del programa ya está mayorado con los coeficientes respectivos

$$M_d = 3370 \text{ [kg m]}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\mu_d = 0,154$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$

$$w = 0,171 \text{ Valor interpolado}$$

Cuantía geométrica mínima

Para vigas con armadura a tracción de Tabla 14 del Marco Teórico

$$\text{Cuando } f_{yk} = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$w_{min} = 0,0033$$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 3,68 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d \Rightarrow A_{smin} = 1,85 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 3,68 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

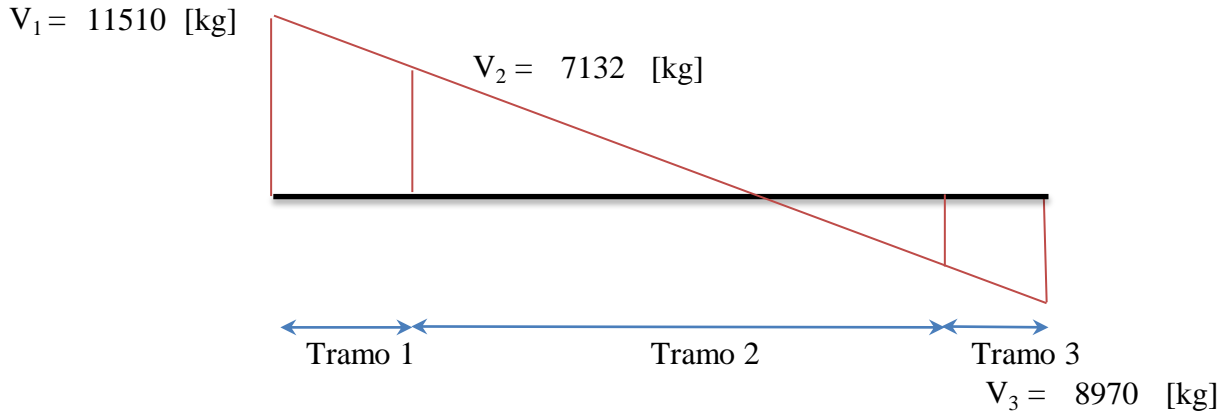
$$1 \quad \text{barras de } \phi \ 12 \quad \Rightarrow \quad 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$2 \quad \text{barras de } \phi \ 16 \quad \Rightarrow \quad 4,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{stotal} = 5,15 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

## ARMADURA DE CORTE

Se calculará la viga 49 del pórtico 15, entre los pilares P35 y P40



### Cortante (Tramo 1)

#### Datos

$V_{\max} = 11510$ [kg]	Cortante máximo
$h = 30$ [cm]	Altura de sección
$b_w = 20$ [cm]	Base de sección
$r = 2$ [cm]	Recubrimiento de armaduras
$f_{ck} = 210$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} = 4200$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente minoración hormigón
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente minoración acero
$d = 28$ [cm]	Altura efectiva
$L1 = 0,85$ [m]	Longitud de tramo 1

### Procedimiento de cálculo

Cortante de diseño

$$V_d = 11510 \text{ [kg]}$$

Resistencia de diseño del hormigón

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$
$$f_{cd} = 140 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia de diseño del acero

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$
$$f_{yd} = 3652 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 3313,0 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 11510 \text{ [kg]} > V_{cu} = 3313 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad (\text{Pág. 70 de CBH})$$

$$V_{u1} = 23520 \text{ [kg]}$$

Debe cumplirse

$$V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$$

$$V_{cu} = 3313 \text{ [kg]} < V_d = 11510 \text{ [kg]} < V_{u1} = 23520 \text{ [kg]}$$

Correcto

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$

$$V_{su} = 8197 \text{ [kg]}$$

**Armadura transversal**

$$t = 100 \text{ [cm]}$$

Armadura transversal necesaria por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \Rightarrow A_s = 8,91 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,53 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Se escoge la mayor

$$A_s = 8,91 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2}$$

$$A_{sp} = 4,45 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

$$9 \text{ barras de } \phi 8 \Rightarrow 4,52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{total} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Separación

$$s = \frac{t}{N^{\circ}barras}$$
$$s = 12,5 \text{ [cm]}$$

Distribución por metro:

9 barras de  $\phi$  8 c/ 12 cm

Cantidad de armadura para el tramo:

7 barras de  $\phi$  8 c/ 12 cm

### Cortante (Tramo 2)

#### Datos

$V_{\max} = 7132$ [kg]	Cortante máximo
$h = 30$ [cm]	Altura de sección
$b_w = 20$ [cm]	Base de sección
$r = 2$ [cm]	Recubrimiento de armaduras
$d = 28$ [cm]	Altura efectiva
$L2 = 2,87$ [m]	Longitud de tramo 2
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3652,2$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
$f_{vd} = 5,92$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cortante convencional del hormigón

#### Procedimiento de cálculo

Resistencia convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$
$$V_{cu} = 3313 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 7132 \text{ [kg]} > V_{cu} = 3313 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$
$$V_{ou} = 23520 \text{ [kg]}$$

Debe cumplirse

$$V_{cu} = 3313 \text{ [kg]} < V_d = 7132 \text{ [kg]} < V_{ou} = 23520 \text{ [kg]}$$

Correcto

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$
$$V_{su} = 3819 \text{ [kg]}$$

### Armadura transversal

Armadura transversal necesaria por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \Rightarrow A_s = 4,15 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,53 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Se escoge la mayor

$$A_s = 4,15 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2}$$
$$A_{sp} = 2,07 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

$$6 \text{ barras de } \phi 8 \Rightarrow 3,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{total} = 3,02 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Separación

$$s = \frac{t}{N^{\circ}barras}$$
$$s = 16,67 \text{ [cm]}$$

Distribución por metro

$$6 \text{ barras de } \phi 8 \text{ c/ } 16,7 \text{ cm}$$

Cantidad de armadura para el tramo:

$$17 \text{ barras de } \phi 8 \text{ c/ } 17 \text{ cm}$$

### Cortante (Tramo 3)

#### Datos

$V_{max} = 8970$	[kg]	Cortante máximo
$h = 30$	[cm]	Altura de sección
$b_w = 20$	[cm]	Base de sección
$r = 2$	[cm]	Recubrimiento de armaduras
$d = 28$	[cm]	Altura efectiva
$L3 = 0,75$	[m]	Longitud de tramo 3
$f_{cd} = 140$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3652,2$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
$f_{vd} = 5,92$	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cortante convencional del hormigón

#### Procedimiento de cálculo

Cortante de cálculo

$$V_d = 8970 \text{ [kg]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$
$$V_{cu} = 3313 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 8970 \text{ [kg]} > V_{cu} = 3313 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$
$$V_{ou} = 23520 \text{ [kg]}$$

Debe cumplirse

$$V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$$
$$V_{cu} = 3313 \text{ [kg]} < V_d = 8970 \text{ [kg]} < V_{ou} = 23520 \text{ [kg]}$$

Correcto

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$
$$V_{su} = 5657 \text{ [kg]}$$

Armadura transversal

$$t = 100 \text{ [cm]}$$

Armadura transversal necesaria por metro

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}} \Rightarrow A_s = 5,82 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_{smin} = 1,53 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Se escoge la mayor

$$A_s = 5,82 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2}$$
$$A_{sp} = 2,91 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

$$6 \text{ barras de } \phi 8 \Rightarrow 3,02 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{total} = 3,02 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

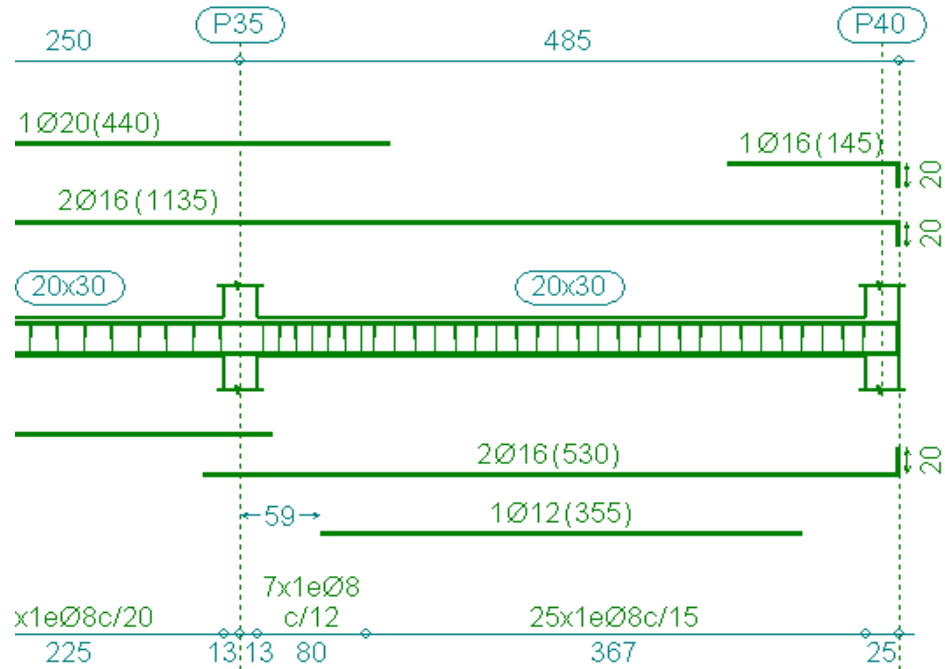
Separación

$$s = \frac{t}{N^{\circ} \text{barras}}$$
$$s = 16,67 \text{ [cm]}$$

Distribución final

6 barras de  $\phi$  8 c/ 16,7 cm  
 Cantidad de armadura para el tramo:  
 4 barras de  $\phi$  8 c/ 17 cm

COMPARACIÓN DE RESULTADOS MANUAL-PROGRAMA



Viga 49 del pórtico 15, entre los pilares P35 y P40

	Manual [cm <sup>2</sup> ]	Cype [cm <sup>2</sup> ]			%
As p/ M(-) <sub>izq</sub>	6,03	1 $\phi$ 20	3,14	7,16	15,79
		2 $\phi$ 16	4,02		
As p/ M(+)	4,81	2 $\phi$ 16	4,02	5,15	6,71
		1 $\phi$ 12	1,13		
As p/ M(-) <sub>der</sub>	5,15	1 $\phi$ 16	2,01	6,03	14,58
		2 $\phi$ 16	4,02		
As p/ V(+) <sub>Tramo 1</sub>	4,52	7 $\phi$ 8	3,52	16,1	6,25
As p/ V(+) <sub>Tramo 2</sub>	8,55	20 $\phi$ 8	10,1		
As p/ V(-) <sub>Tramo 3</sub>	2,01	5 $\phi$ 8	2,51		

Las armaduras que resultan del programa pueden variar debido a las consideraciones que toma para la colocación de las mismas (diámetros comerciales, correlación entre la armadura colocada para las vigas adjuntas, geometría de la posición de barras (no se puede poner de un lado una de doce y del otro otra de diez), longitudes de anclaje, separaciones, etc.).

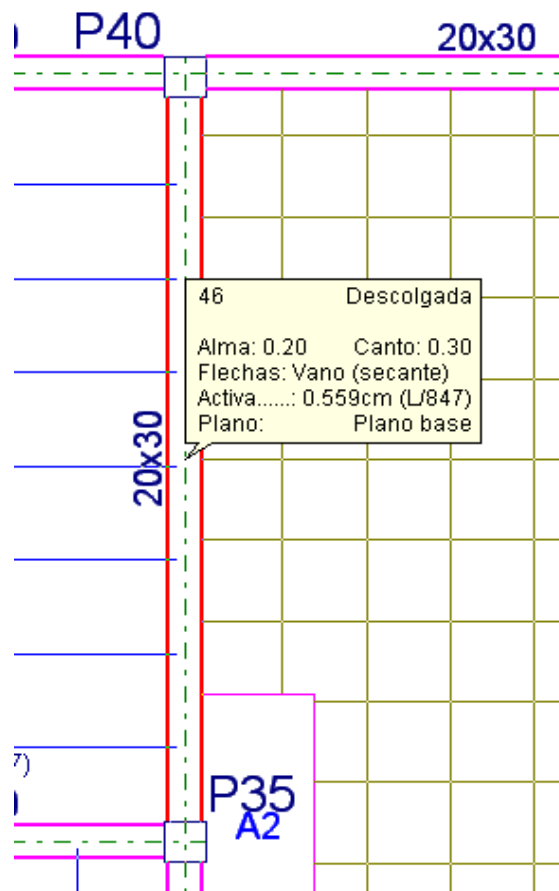
## Comprobación de flecha de viga

### Deflexión admisible para vigas

$$f_{adm} = \frac{\ell}{300} = 1,49 \text{ [cm]}$$

$\ell = 447 \text{ [cm]}$  Longitud de la viga

Flecha real existente en viga analizada ( P35-P40)



Información de viga analizada

$$f_{inst} = 0,56 \text{ [cm]}$$

### Verificación

$$f_{adm} = 1,49 \text{ [cm]} > f_{Total} = 0,56 \text{ [cm]} \text{ Correcto}$$

### 4.6.3.2. Diseño de columnas

Geometría y esfuerzos en la Columna 26

Cota: 3,00 - 6,00

En C	{	$a_o = 25$ [cm]
		$b_o = 25$ [cm]
		$N_d = 930$ [kg]
		$M_x = 10$ [kg m]
		$M_y = 60$ [kg m]
		$Q_x = 10$ [kg]
		$Q_y = 20$ [kg]
$L = 3$ [m]		

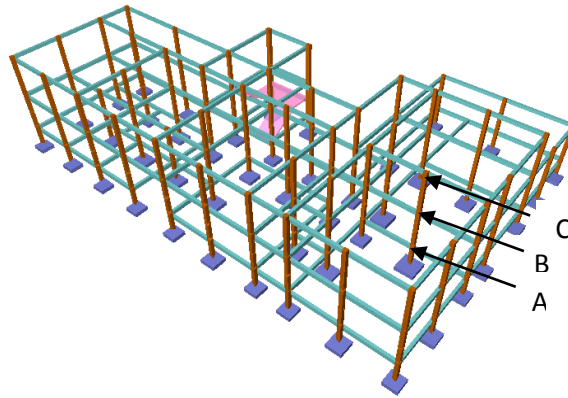


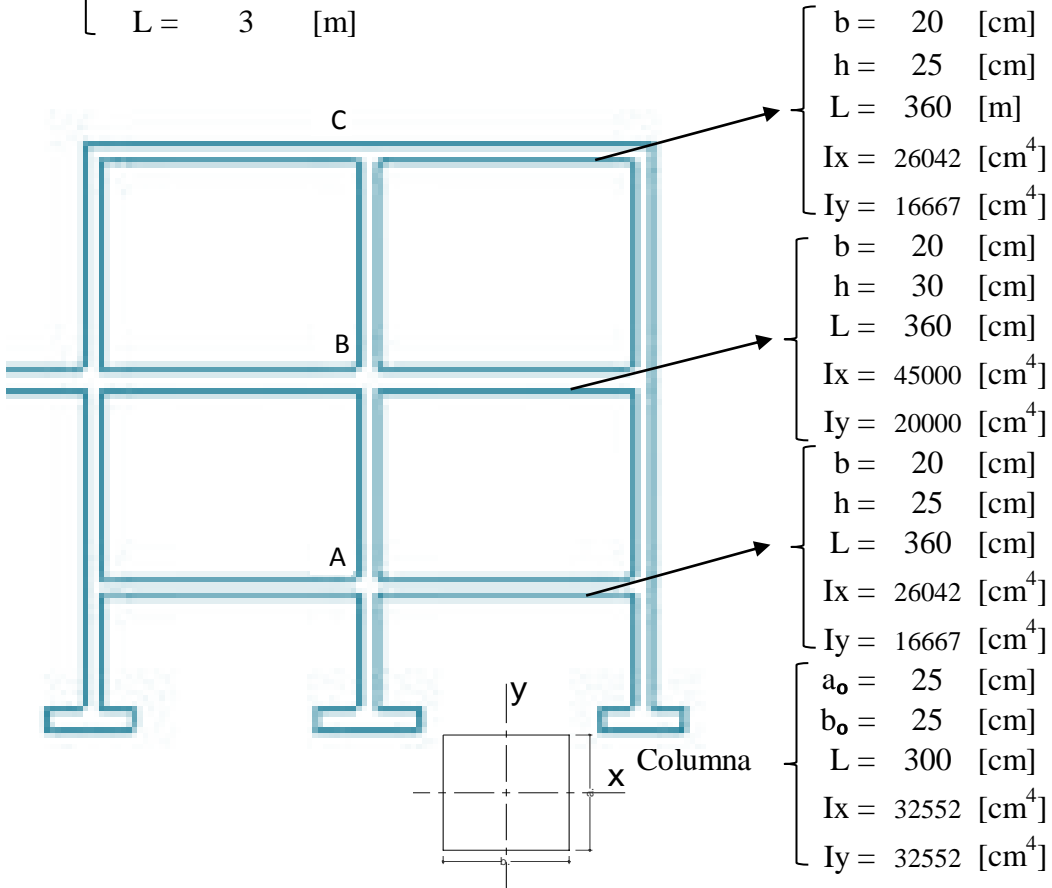
Figura. Ubicación de la columna analizada

Cota: 0,00 - 3,00

En B	{	$a_o = 25$ [cm]
		$b_o = 25$ [cm]
		$N_d = 23590$ [kg]
		$M_x = 20$ [kg m]
		$M_y = 40$ [kg m]
		$Q_x = 10$ [kg]
		$Q_y = 30$ [kg]
$L = 3$ [m]		

En A

{	$a_o = 25$ [cm]
	$b_o = 25$ [cm]
	$N_d = 26390$ [kg]
	$M_x = 15$ [kg m]
	$M_y = 10$ [kg m]



### Cálculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente  $\alpha$  con los valores de  $\Psi$ :

$$\psi = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{col}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{vigas}}$$

En A:

$$\begin{aligned}\Psi_x &= 1,50 \\ \Psi_y &= 2,34\end{aligned}$$

En B:

$$\begin{aligned}\Psi_x &= 0,87 \\ \Psi_y &= 1,95\end{aligned}$$

En C:

$$\begin{aligned}\Psi_x &= 0,75 \\ \Psi_y &= 1,17\end{aligned}$$

Ingresando al monograma para pórticos traslacionales, obtenemos los coeficientes de pandeo (Pág. 341 Jiménez Montoya)

Tramo A-B:

$$\begin{aligned}\alpha_x &= 1,32 \\ \alpha_y &= 1,48\end{aligned}$$

Tramo B-C:

$$\begin{aligned}\alpha_x &= 1,21 \\ \alpha_y &= 1,33\end{aligned}$$

Se tomará el mayor valor de  $\alpha$  en ambos tramos

Tramo A-B:

$$\alpha = 1,48$$

Tramo B-C:

$$\alpha = 1,33$$

Longitud de pandeo

$$l_{oAB} = \alpha * l$$

Tramo A-B:

$$l_{oAB} = 444 \text{ [cm]}$$

Tramo B-C:

$$l_{oBC} = 399 \text{ [cm]}$$

Cálculo esbeltez geométrica

$$h = 25 \text{ [cm]} \quad \text{Dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar}$$

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} \Rightarrow \lambda_{gAB} = 17,76 \quad \text{y} \quad \lambda_{gBC} = 16$$

Verificación de la esbeltez

Cuando la esbeltez geométrica  $10 < \lambda_g < 29$  se trata de una columna intermedia y debe comprobar a pandeo (pág. 342 de Jiménez Montoya)

### CÁLCULO DE COLUMNA 3,00- 6,00

Excentricidad de primer orden

En C:

$$e_{ox} = e_{o2} = \frac{M_x}{N_d} \Rightarrow e_{ox2} = 1,08 \text{ [cm]}$$

$$e_{oy} = e_{o2} = \frac{M_y}{N_d} \Rightarrow e_{oy2} = 6,45 \text{ [cm]}$$

En B:

$$e_{ox} = e_{o1} = \frac{M_x}{N_d} \Rightarrow e_{ox1} = 0,08 \text{ [cm]}$$

$$e_{oy} = e_{o1} = \frac{M_y}{N_d} \Rightarrow e_{oy1} = 0,17 \text{ [cm]}$$

Para estructuras traslacionales se tomará como excentricidad de primer orden el mayor de los valores extremos. (Pág. 88 CBH)

$$e_{ox} = 1,08 \text{ [cm]} \quad ; \quad e_{oy} = 6,45 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm}$$
$$e_a = 1,25 \text{ [cm]} < 2 \text{ [cm]}$$
$$e_a = 2 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad ficticia

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia. (Pág. 88 de CBH)

$$e_{fic\ x} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{a + 20 * e_{ox}}{a + 10 * e_{ox}} * \frac{l_o^2}{i} * 10^{-4}$$
$$e_{fic\ x} = 1,90 \text{ [cm]}$$

$$e_{fic\ y} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_o^2}{i} * 10^{-4}$$
$$e_{fic\ y} = 4,55 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad total

$$e_{total\ x} = e_{ox} + e_a + e_{fic\ x}$$
$$e_{total\ x} = 4,97 \text{ [cm]}$$

$$e_{total\ y} = e_{oy} + e_a + e_{fic\ y}$$
$$e_{total\ y} = 13,00 \text{ [cm]}$$

### Refuerzo longitudinal

$e_{total\ x} = 4,97 \text{ [cm]}$	Excentricidad total en x
$e_{total\ y} = 13,00 \text{ [cm]}$	Excentricidad total en y
$Nd = 930 \text{ [kg]}$	Esfuerzo normal de cálculo mayorado
$Mx = 10 \text{ [kg m]}$	Momentos flectores de cálculo
$My = 60 \text{ [kg m]}$	Momentos flectores de cálculo
$a_o = 25 \text{ [cm]}$	Canto paralelo al eje Y
$b_o = 25 \text{ [cm]}$	Canto paralelo al eje X
$fcd = 126 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia cálculo del hormigón (0,9fcd)
$f_{yd} = 3652,2 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia cálculo del acero

### Axil reducido

$$v = \frac{Nd}{a_o * b_o * fcd} \Rightarrow v = 0,012$$

### Momendo reducido alrededor del eje X

$$\mu_x = \frac{Nd * e_{total\ x}}{a_o^2 * b_o * fcd} \Rightarrow \mu_x = 0,002$$

Momendo reducido alrededor del eje Y

$$\mu_y = \frac{Nd * e_{totaly}}{a_o * b_o^2 * f_{cd}} \Rightarrow \mu_y = 0,006$$

Con los valores obtenidos se entra en el ábaco en roseta para flexión esviada, con armadura en las cuatro esquinas y en las cuatro caras.

$$\mu_1 = 0,006 \quad \text{El mayor de los momentos reducidos}$$

$$\mu_2 = 0,002 \quad \text{El menor de los momentos reducidos}$$

Cuantía mecánica

$$w = 0,01 \quad \text{De ábaco}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega * a_o * b_o * f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 0,22 \quad [\text{cm}^2]$$
$$A_{smin} = 0,006 * b * d \Rightarrow A_{min} = 3,75 \quad [\text{cm}^2]$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 3,75 \quad [\text{cm}^2]$$

Distribución de armadura

$$4 \quad \text{barras de } \phi \ 12 \quad \Rightarrow \quad 4,52 \quad [\text{cm}^2]$$
$$A_{stotal} = 4,52 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Correcto}$$

### Refuerzo transversal

Cortante de cálculo

$$V_d = 20 \quad [\text{kg}]$$

Resistencia convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * a_o * b_o$$
$$V_{cu} = 3698 \quad [\text{kg}]$$

## Verificación

$$V_d = 20 \text{ [kg]} < V_{cu} = 3698 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, no se necesita armadura de corte, se colocará una armadura mínima

### Armadura mínima

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_{s_{min}} = 0,02 * b_o * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{min}} = 1,73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Distribución de armadura

$$7 \text{ barras de } \phi 6 \quad \Rightarrow \quad 1,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s_{total}} = 1,98 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

### Separación

$$s = \frac{t}{N^{\circ} \text{barras}}$$

$$s = 14,29 \text{ [cm]}$$

### Distribución final

	7	barras de $\phi$	6	c/	14,3	cm	
Total	21	barras de $\phi$	6	c/	15	cm	5,9376

## CÁLCULO DE COLUMNA 0,00- 3,00

### Excentricidad de primer orden

En B:

En

$$A: \quad e_{ox} = e_{o2} = \frac{M_x}{N_d} \quad \Rightarrow \quad e_{ox2} = 0,08 \text{ [cm]} \quad e_{ox} = e_{o1} = \frac{M_x}{N_d} \quad \Rightarrow \quad e_{ox1} = 0,06 \text{ [cm]}$$

$$e_{oy} = e_{o2} = \frac{M_y}{N_d} \quad \Rightarrow \quad e_{oy2} = 0,17 \text{ [cm]} \quad e_{oy} = e_{o1} = \frac{M_y}{N_d} \quad \Rightarrow \quad e_{oy1} = 0,04 \text{ [cm]}$$

Para estructuras traslacionales se tomará como excentricidad de primer orden el mayor de los dos valores. (Pág. 88 CBH)

$$e_{ox} = 0,08 \text{ [cm]} \quad ; \quad e_{oy} = 0,17 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 1,25 \text{ [cm]} < 2 \text{ [cm]}$$

$$e_a = 2 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad ficticia

Los efectos de segundo orden, provenientes del pandeo, se incorporan mediante una excentricidad ficticia. (Pág. 88 de CBH)

$$e_{fic\ x} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{a + 20 * e_{ox}}{a + 10 * e_{ox}} * \frac{l_o^2}{i} * 10^{-4}$$
$$e_{fic\ x} = 3,26 \text{ [cm]}$$

$$e_{fic\ y} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000}\right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_o^2}{i} * 10^{-4}$$
$$e_{fic\ y} = 3,35 \text{ [cm]}$$

### Excentricidad total

$$e_{total\ x} = e_{ox} + e_a + e_{fic\ x}$$
$$e_{total\ x} = 5,26 \text{ [cm]}$$

$$e_{total\ y} = e_{oy} + e_a + e_{fic\ y}$$
$$e_{total\ y} = 5,52 \text{ [cm]}$$

### Refuerzo longitudinal

$e_{total\ x} = 5,26$ [cm]	Excentricidad total en x
$e_{total\ y} = 5,52$ [cm]	Excentricidad total en y
$Nd = 23590$ [kg]	Esfuerzo normal de cálculo mayorado
$Mx = 20$ [kg m]	Momentos flectores de cálculo
$My = 40$ [kg m]	Momentos flectores de cálculo
$a_o = 25$ [cm]	Canto paralelo al eje Y
$b_o = 25$ [cm]	Canto paralelo al eje X
$fcd = 126$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cálculo del hormigón
$f_{yd} = 3652,2$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cálculo del acero

### Axil reducido

$$v = \frac{Nd}{a_o * b_o * fcd} \Rightarrow v = 0,30$$

### Momendo reducido alrededor del eje X

$$\mu_x = \frac{Nd * e_{total\ x}}{a_o^2 * b_o * fcd} \Rightarrow \mu_x = 0,1$$

### Momendo reducido alrededor del eje Y

$$\mu_y = \frac{Nd * e_{total\ y}}{a_o * b_o^2 * fcd} \Rightarrow \mu_y = 0,1$$

Con los valores obtenidos se entra en el ábaco en roseta para flexión esviada, con armadura en las cuatro esquinas y en las cuatro caras.

$\mu_1 = 0,1$  El mayor de los momentos reducidos

$\mu_2 = 0,1$  El menor de los momentos reducidos

Cuantía mecánica

$$v = 0,2 \Rightarrow w = 0,21$$

$$v = 0,4 \Rightarrow w = 0,18$$

$$v = 0,30 \Rightarrow w = 0,1951$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega * a_0 * b_0 * f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 4,15 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{\min} = 0,006 * a_0 * b_0 \Rightarrow A_{\min} = 3,75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 4,15 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$4 \text{ barras de } \phi 12 \Rightarrow 4,52 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{stotal}} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

**Refuerzo transversal**

Cortante de cálculo

$$V_d = 30 \text{ [kg]}$$

Resistencia convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * a_0 * b_0$$
$$V_{cu} = 3698 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 30 \text{ [kg]} < V_{cu} = 3698 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, no se necesita armadura de corte, se colocará una armadura mínima

Armadura mínima

$$t = 100 \text{ [cm]}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,02 * b_0 * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{\min}} = 1,73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$7 \text{ barras de } \phi 6 \Rightarrow 1,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\text{stotal}} = 1,98 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$



#### 4.6.4. Diseño de losas

Se realizará el cálculo de losas casetonadas utilizando una variante de las tablas dadas por el CBH especialmente diseñadas para losas nervadas en dos direcciones apoyadas en su contorno, tal como es en este caso.

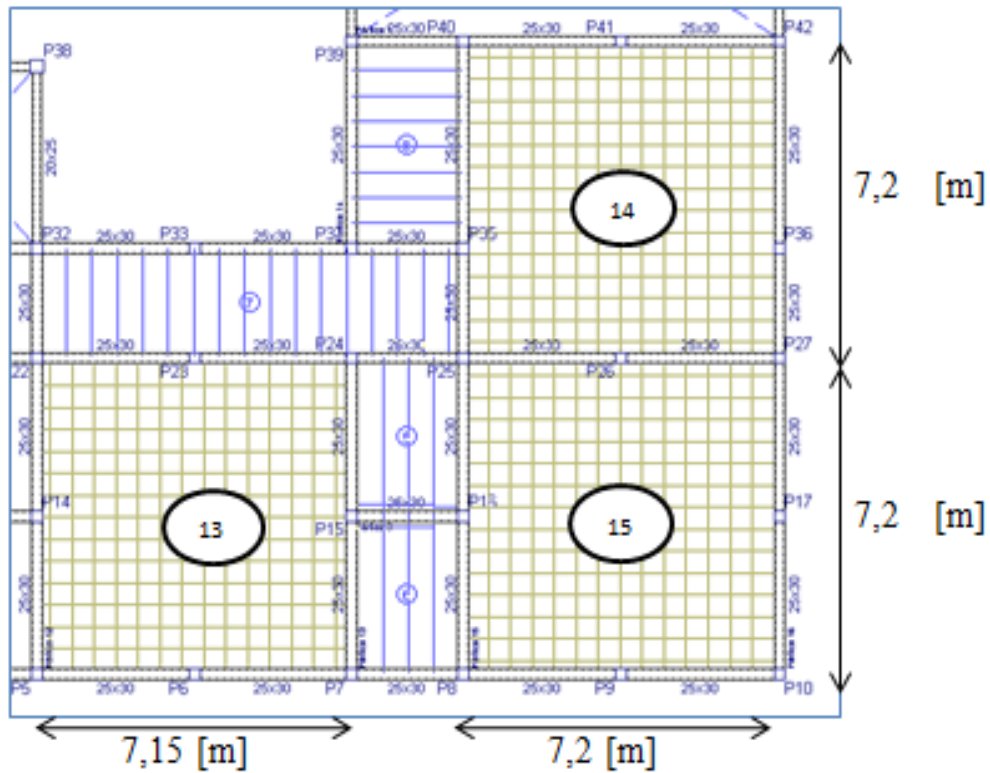
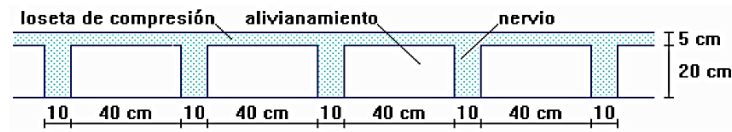


Ilustración 50. Ubicación de los paños

#### 4.6.4.1. Losas casetonadas

Los paños casetonados a calcular se encuentran en el Nivel de Losa en el Bloque Aulas



Sección transversal de casetones

Datos:

$f_c = 210$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
$f_y = 4200$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3652$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
$e_L = 5$ [cm]	Espesor de losa
$h_1 = 20$ [cm]	Altura de nervio
$h_0 = 25$ [cm]	Canto total
$b_0 = 10$ [cm]	Base de nervio
$s = 50$ [cm]	Separación entre nervios
$s_1 = 40$ [cm]	Luz libre entre nervios
$L = 7,2$ [m]	Longitud mayor de losa
$r = 3$ [cm]	Recubrimiento
$d = 22$ [cm]	Altura útil de losa

**Separación entre nervios**

$$s = 50 \text{ [cm]} < 100 \text{ [cm]} \text{ Correcto}$$

**Espesor de losa**

$$e_L = 5 \text{ [cm]} > s_1/10 = 4 \text{ [cm]} > 3 \text{ [cm]}$$

Cumple las condiciones prescritas en CBH (Pág. 134)

**Relación canto/luz**

$$h_0 = 25 \text{ [cm]} \quad h_0/L = 0,035 > 1/28 = 0,034$$

Cumple las condiciones prescritas en CBH (Pág. 134)

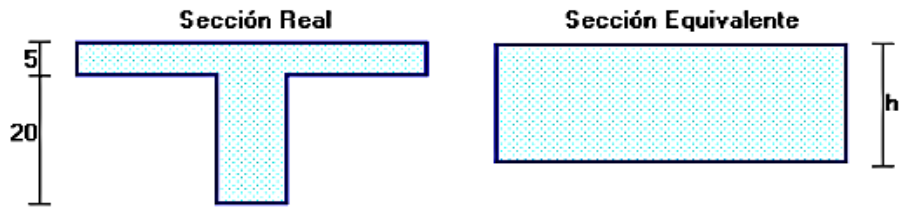
**Ancho de nervio**

$$b = 10 \text{ [cm]} > 7 \text{ [cm]} > h_1/4 = 5 \text{ [cm]}$$

Cumple las condiciones prescritas en CBH (Pág. 134)

### Altura equivalente

El canto equivalente de la losa nervada se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada propuesta.



Nº	A[cm²]	y	A*y	d	d²	A*d²	Ix
1	250	22,5	5625	5,5556	30,9	7716	520,8
2	200	10	2000	-6,944	48,2	9645,1	6667
Σ	450		7625			17361,1	7188

$$y_{cg} = 16,9 \text{ [cm]}$$

$$I_{xo} = 24548,61 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\frac{s * h^3}{12} = I \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{s}} \Rightarrow h = 18,06 \text{ [cm]}$$

### Peso propio

$$\text{Losa de compresión} = 120 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Nervios por metro (2)} = 96 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

### Datos generales:

$$q_g = 216 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q_v = 300 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$q = 1,8 * q_g + 1,8 * q_v = 928,8 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$E = 2E+09 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$h = 0,18 \text{ [m]}$$

$$b = 20 \text{ [cm]}$$

Carga permanente (muerta)

Carga variable (viva)

Carga de diseño

Módulo de elasticidad del acero

Altura equivalente

Base de nervios en un metro de ancho

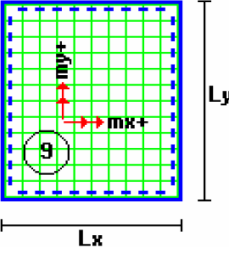
Una vez comprobadas las dimensiones de la losa y calculadas algunas de las propiedades geométricas, nos referimos a las Tablas de cálculo de losas nervadas que nos permitirán calcular los momentos por metro que actúan en las diferentes secciones.

## PAÑO 13, 14 y 15

### Diseño a flexión

- Determinación de momentos

Se definen los nervios como simplemente apoyados en las vigas de borde en todas las losas

Losa	Formula	Coeficiente		Resultado	Unid
	$\Delta = 0,0001 * q * \delta * L_x^4 / (E * h^3)$	$\delta$	969	0,020	[m]
	$M_{y-} = 0,0001 * q * m_{y-} * L_x^2$	$m_{y-}$	0	0,00	[kgm]
	$M_{y+} = 0,0001 * q * m_{y+} * L_x^3$	$m_{y+}$	765	2974,3	[kgm]
	$M_{x-} = 0,0001 * q * m_{x-} * L_x^4$	$m_{x-}$	0	0,00	[kgm]
	$M_{x+} = 0,0001 * q * m_{x+} * L_x^5$	$m_{x+}$	765	2974,3	[kgm]
	$L_x =$	7,2			[m]
	$L_y =$	7,2			[m]

- Cálculo de armaduras

Armadura necesaria

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$A_{s_{y-}} = 0 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad \Rightarrow \quad 0 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_{y+}} = 4,37 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad \Rightarrow \quad 2,18 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_{x-}} = 0,00 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad \Rightarrow \quad 0,00 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{s_{x+}} = 4,37 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \quad \Rightarrow \quad 2,18 \quad [\text{cm}^2]$$

Armadura mínima por nervio

$$A_{s_{min}} = 0,0033 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 0,73 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Determinación de la armadura para cada nervio de la losa

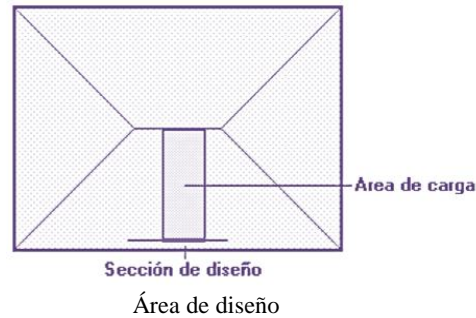
	Distribución			As	
$M_{y-}$	1	$\phi$	10	0,79	Correcto
$M_{y+}$	2	$\phi$	12	2,26	Correcto
$M_{x-}$	1	$\phi$	10	0,79	Correcto
$M_{x+}$	2	$\phi$	12	2,26	Correcto

## Diseño a cortante

### Verificación de cortante en nervios:

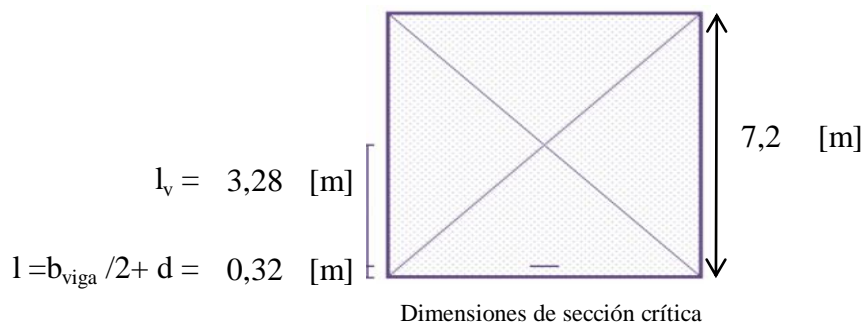
La comprobación correspondiente se efectuará para una sección situada a una distancia del borde del apoyo igual al canto útil de la pieza hacia el centro de la luz; y la armadura necesaria que resulte, se llevará hasta el apoyo. Especificado por el CBH (Pág. 71)

Las cargas que solicitan las secciones de cortante crítico son aquellas que actúan sobre zonas ortogonales limitadas por la línea de cortante crítico y la línea de fisuración intermedia de la losa y se toma la sección de diseño con ancho unitario



### Datos

$q = 928,8$ [kg/m <sup>2</sup> ]	Carga de diseño
$L = 7,2$ [m]	Longitud de losa
$b_{\text{viga}} = 0,2$ [m]	Base de viga
$b_w = 20$ [cm]	Ancho de nervios en un metro
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3652$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
$d = 22$ [cm]	Altura útil de losa



Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante

$$V_d = q * l_v * 1m$$

$$V_d = 3046,5 \text{ [kg]}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$
$$V_{cu} = 2603,1 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 3046,5 \text{ [kg]} > V_{cu} = 2603,1 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es mayor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, necesita armadura de corte

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma

$$V_{ou} = V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d \quad (\text{Pág. 70 de CBH})$$
$$V_{u1} = 18480 \text{ [kg]}$$

Debe cumplirse

$$V_{cu} < V_d \leq V_{u1}$$
$$V_{cu} = 2603,1 \text{ [kg]} < V_d = 3046,5 \text{ [kg]} < V_{u1} = 18480 \text{ [kg]}$$

Correcto

Cortante resistido por el acero

$$V_{su} = V_d - V_{cu}$$
$$V_{su} = 443,39 \text{ [kg]}$$

Armadura transversal necesaria por metro

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$
$$A_s = 0,31 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_{smin} = 0,02 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * t$$
$$A_{smin} = 1,53 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura transversal por nervio

$$A_{snervio} = \frac{A_s}{2}$$
$$A_s = 0,77 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2}$$
$$A_{sp} = 0,38 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

$$2 \text{ barras de } \phi 6 \quad \Rightarrow \quad 0,57 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{\text{total}} = 0,57 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

Separación (Pág. 73 de CBH)

$$\begin{aligned} \text{de st} &< 30 \text{ [cm]} \\ \text{st} &< 0,85*d = 18,7 \text{ [cm]} \\ \text{st} &< 3*b_0 = 30 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

Distribución final

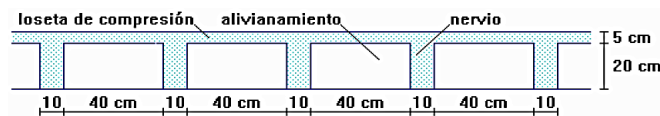
$$2 \text{ barras de } \phi 6 \quad \text{c/} \quad 19 \text{ cm}$$

### Verificación del cortante en loseta de compresión:

Datos

$q = 928,8 \text{ [kg/m}^2\text{]}$	Carga de diseño
$b_{\text{sección}} = 40 \text{ [cm]}$	Base de sección (luz libre entre nervios)
$h_{\text{loseta}} = 5 \text{ [cm]}$	Ancho de nervios en un metro
$r = 1,5 \text{ [cm]}$	Recubrimiento
$d = 3,5 \text{ [cm]}$	Altura útil de loseta
$A_s = 0,57 \text{ [cm}^2\text{]}$	Armadura longitudinal en sección (mínima de reparto)

Cálculo de cortante real en loseta:



$$q = 371,52 \text{ [kg/m]}$$
$$V_{\text{real}} = 74,304 \text{ [kg]}$$

Si no se disponen armaduras transversales, el esfuerzo cortante de agotamiento viene dado por:

$$V_{u2} = 0,5 * V_{cu} * \varepsilon * (1 + 50 * \rho_1)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \varepsilon &= 1,6 - d \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 1,57 \\ \rho_1 &= \frac{A_s}{b * d} \leq 0,02 \quad \Rightarrow \quad \rho_1 = 0,004 \leq 0,02 \\ V_{cu} &= f_{vd} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad V_{cu} = 828,3 \text{ [kg]} \end{aligned}$$

Reemplazando:

$$V_{u2} = 779 \text{ [kg]}$$

Verificación:

$$V_{u2} = 779 \text{ [kg]} \quad > \quad V = 74,3 \text{ [kg]} \quad \text{ok}$$

## COMPROBACIÓN DE FLECHAS EN LOSAS CASETONADAS

El valor máximo admisible de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de  $\ell/300$ , siendo  $\ell$  la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha, se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso, ambas con sus valores característicos. (Pág. 196 de CBH)

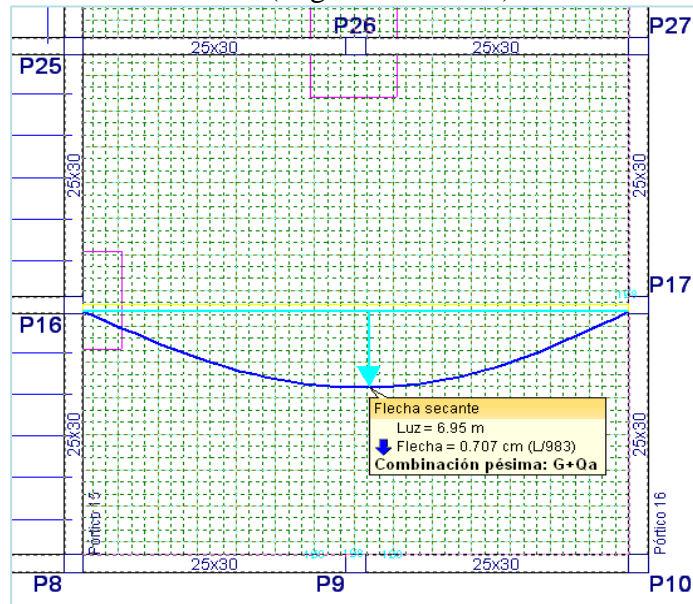


Ilustración. Flecha en Paño 15

Deflexión admisible para forjados

$$\Delta_{adm} = \frac{\ell}{300} = 2,40 \text{ [cm]}$$

Deflexión real máxima de losas

$$\Delta_{real} = 0,71 \text{ [cm]}$$

Verificación

$$\Delta_{adm} = 2,40 \text{ [cm]} > \Delta_{real} = 0,71 \text{ [cm]} \text{ Correcto}$$

## Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuraciones

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

$$A_{smin} = 0,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetro de barras

$$4 \text{ barras de } \phi 6 \Rightarrow 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{total} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Distribución final

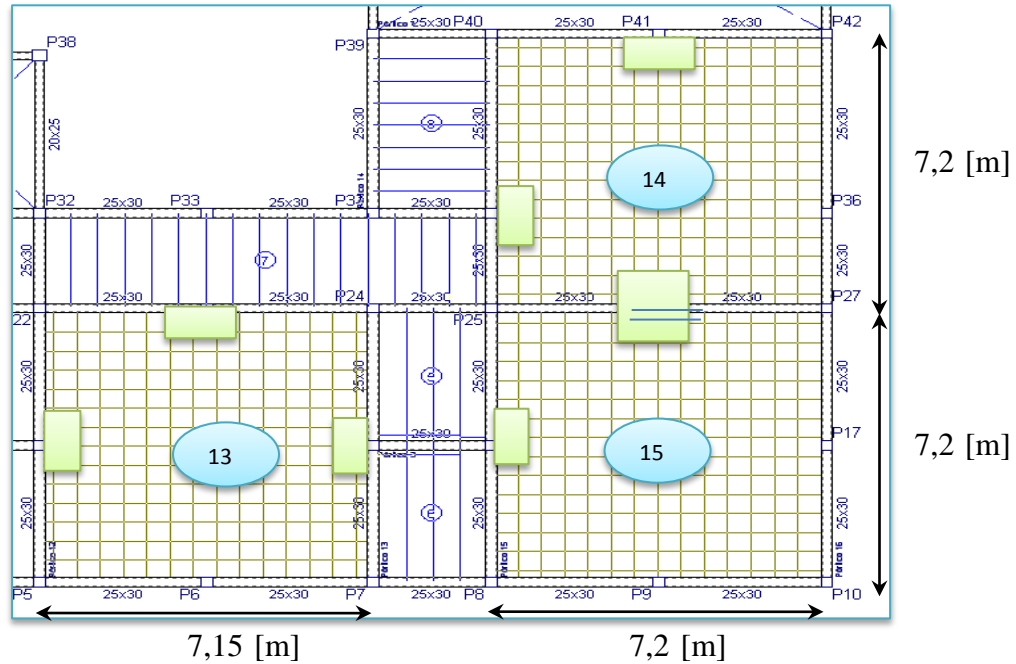
$$4 \text{ barras de } \phi 6 \text{ c/ } 25 \text{ cm}$$

A media altura de loseta de compresión

#### 4.6.4.2. Cálculo de ábacos para losas casetonadas

Su existencia es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas.

Se colocarán ábacos en las secciones de las losas donde se presenten efectos de punzonamiento.

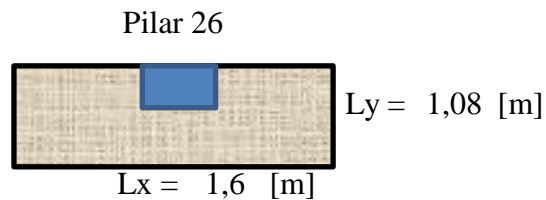


Ubicación de los ábacos y dimensión de losas

#### Dimensiones reglamentarias

La distancia del borde del ábaco al eje del pilar, no deberá ser inferior a 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado. (Pág. 135 de CBH)

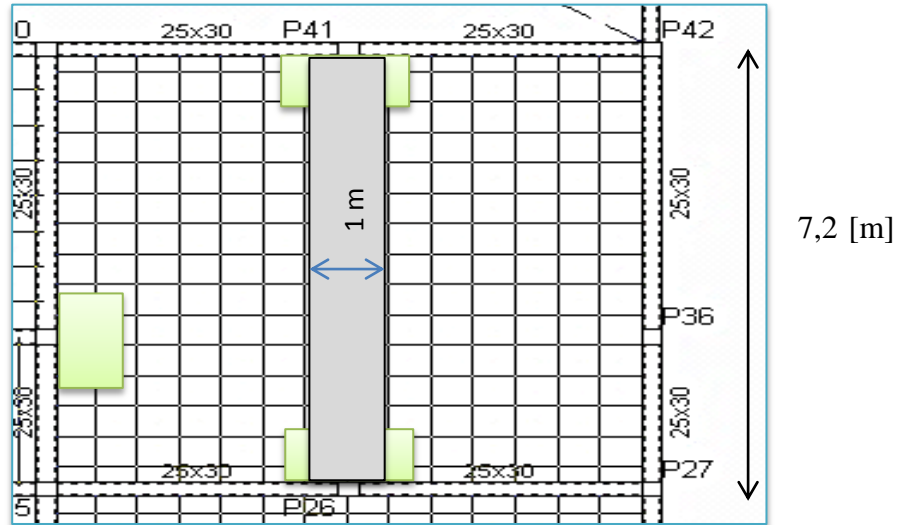
#### Abaco de pilar 26 (losa 15)



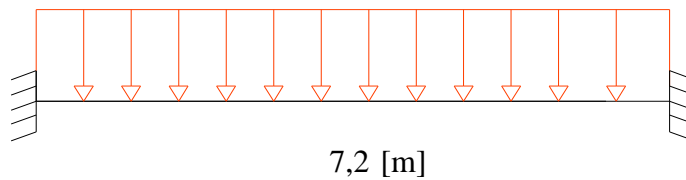
## Cálculo de Momento de diseño

### Ábacos Tipo I

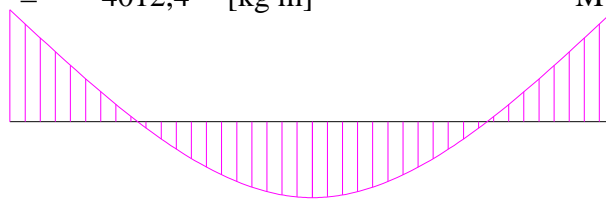
Se calcula el momento para una sección de un metro de ancho empotrada en la zona del ábaco.



$$q = 929 \text{ [kg/m]}$$



$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = 4012,4 \text{ [kg m]} \quad M = 4012,4 \text{ [kg m]}$$



### Armadura por metro en X e Y para ábacos Tipo I:

Datos:

$M = 4012,4$ [kg m]	Momento de diseño
$t = 25$ [cm]	Altura de sección
$b_w = 100$ [cm]	Ancho de sección
$r = 2$ [cm]	Recubrimiento de armaduras
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} = 3652$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
$d = 23$ [cm]	Altura efectiva

Cálculo de armaduras

Armadura necesaria

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$A_s = 4,94 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura mínima

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

$$A_{smin} = 4,14 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura adoptada  $\Rightarrow A_s = 4,94 \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Diámetro de barras

$$5 \text{ barras de } \phi 12 \Rightarrow 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

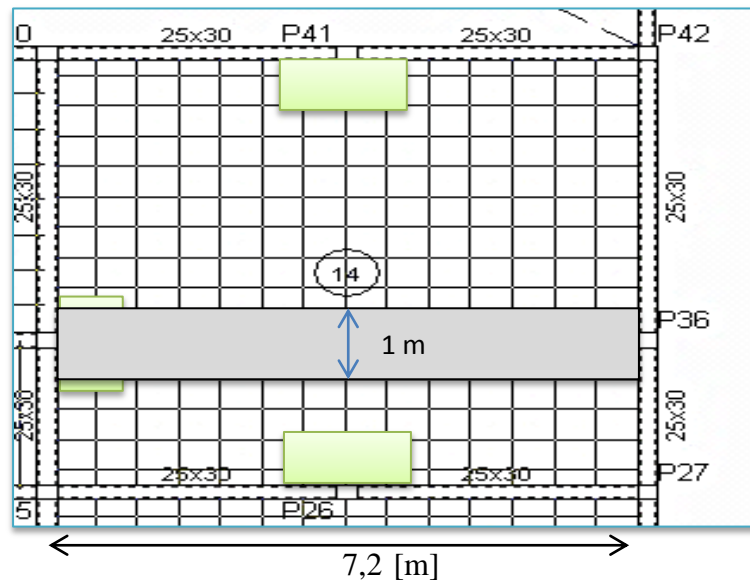
$$A_{total} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{] Correcto}$$

Distribución final

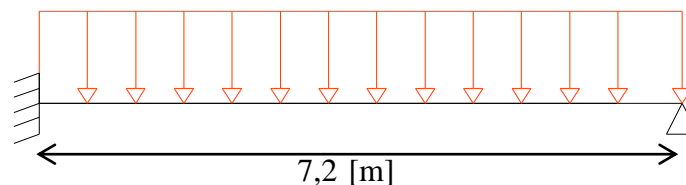
5 barras de  $\phi 12$  c/ 20 cm

## Ábacos Tipo II

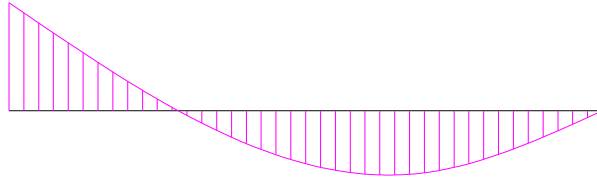
Se calcula el momento para una sección de un metro de ancho empotrada en la zona del ábaco



$$q = 929 \text{ [kg/m]}$$



$$M = \frac{q * l^2}{8} = 6018,6 \text{ [kg m]}$$



### Armatura por metro en X e Y:

Datos:

M = 6018,6 [kg m]	Momento de diseño
t = 25 [cm]	Altura de sección
b <sub>w</sub> = 100 [cm]	Ancho de sección
r = 2 [cm]	Recubrimiento de armaduras
f <sub>cd</sub> = 140 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del hormigón
f <sub>yd</sub> = 3652 [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de diseño del acero
d = 23 [cm]	Altura efectiva

Cálculo de armaduras

Armatura necesaria

$$A_s = 0,85 * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b * f_{cd} * d^2}} \right]$$

$$A_s = 7,54 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armatura mínima

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

$$A_{smin} = 4,14 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armatura adoptada => A<sub>s</sub> = 7,54 [cm<sup>2</sup>/m]

Diámetro de barras

$$7 \text{ barras de } \phi 12 \quad => \quad 7,92 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{stotal} = 7,92 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Distribución final

$$7 \quad \text{barras de } \phi 12 \quad \text{c/} \quad 15 \text{ cm}$$

### Armatura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las fisuraciones, se coloca un valor mínimo de armadura:

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

$$A_{smin} = 4,14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Diámetro de barras

$$4 \text{ barras de } \phi 12 \quad = > \quad 4,52 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$A_{total} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Distribución final

$$4 \text{ barras de } \phi 12 \quad c/ \quad 25 \text{ cm}$$

### Cortante en ábacos

#### Datos

$V_{max} = 3046,5$ [kg]	Cortante máximo de servicio
$t = 25$ [cm]	Altura de sección
$b=b_0+d = 48$ [cm]	Ancho de sección
$r = 2$ [cm]	Recubrimiento de armaduras
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
$f_{yd} = 3652$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
$d = 23$ [cm]	Altura efectiva

#### Procedimiento de cálculo

Cortante de cálculo

$$V_d = 3046 \text{ [kg]}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$
$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$
$$V_{cu} = 6531,35 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 3046 \text{ [kg]} \quad < \quad V_{cu} = 6531,35 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, no necesita armadura de

Como el esfuerzo cortante no excede la resistencia del concreto, se determina armar con refuerzo mínimo todos los ábacos

Armadura mínima

$$t = 100 \text{ [cm]} \quad A_{smin} = 0,02 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * t$$

$$A_{smin} = 3,68 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura para una pierna

$$A_{spierna} = \frac{A_s}{2}$$

$$A_{sp} = 1,84 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Diámetro de barras

$$7 \text{ barras de } \phi 6 \quad \Rightarrow \quad 1,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{stotal} = 1,98 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

Separación (Pág. 73 de CBH)

$$s < 30 \text{ [cm]}$$

$$s < 0,85 * d = 19,6 \text{ [cm]}$$

$$s < 3 * b_0 = 69 \text{ [cm]}$$

$$s = t / N^{\circ} \text{ barras} = 15 \text{ [cm]}$$

Distribución final

$$7 \text{ barras de } \phi 6 \quad c / \quad 15 \text{ cm}$$

Se puede estribar la misma armadura de montaje de los ábacos para hacer frente al punzonamiento.

## Punzonamiento

### Según CBH:

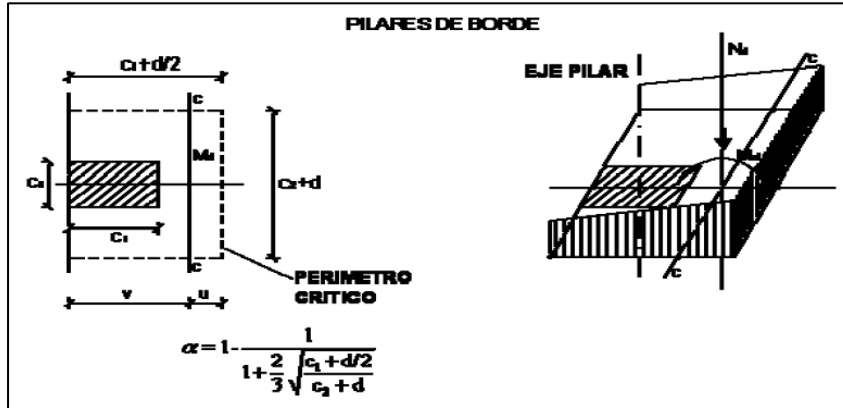
Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes, situadas alrededor del pilar y a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del capitel, o del pilar si no existe capitel (Pág. 138 CBH)

No será necesaria armadura de punzonamiento si se cumplen las siguientes limitaciones:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * u}{J_c} \leq 2 * f_{cv} \quad \frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * v}{J_c} \leq 2 * f_{cv}$$

Donde :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}} \quad f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ [Mpa]}$$



Datos para diseño con CBH:

$$a_o = c_1 = 25 \text{ [cm]}$$

$$b_o = c_2 = 25 \text{ [cm]}$$

$$d = 23 \text{ [cm]}$$

$$v = 12,5 \text{ [cm]}$$

$$u = 24 \text{ [cm]}$$

$$N_d = 23590 \text{ [kg]}$$

$$A_c = 3887 \text{ [cm}^2\text{]}$$

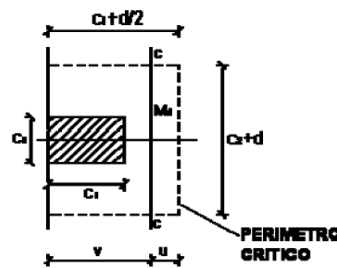
$$\alpha = 0,37$$

$$M_d = 4012,4 \text{ [kg m]}$$

$$J_c = 48668 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_{cv} = 46,28 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$c_1 + d = 36,5 \text{ [cm]}$$



$$c_2 + d = 48 \text{ [cm]}$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * u}{J_c} \leq 2 * f_{cv}$$

$$78,81 < 92,6 \quad \text{Correcto}$$

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha * M_d * v}{J_c} \leq 2 * f_{cv}$$

$$43,96 < 92,6 \quad \text{Correcto}$$

Según Jiménez Montoya (Pág. 415)

$$bcx = 94 \text{ [cm]}$$

$$bcy = 94 \text{ [cm]}$$

$$\rho_x = 0,00209$$

$$\rho_y = 0,00209$$

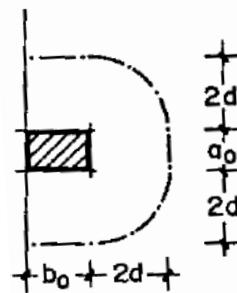
$$d = 230 \text{ [mm]}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\beta = 1,4$$

$$N_d = 23,59$$

$$u_1 = 2\pi d + a_0 + 2b_0 = 2195 \text{ [mm]}$$



Perímetro crítico

$$\rho = \sqrt{\rho_x * \rho_y}$$

$$\rho = 0,00209$$

Cortante resistido por el hormigón de la placa:

$$\tau_{rd} = 0,12 * \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}$$

$$\tau_{rd} = 0,38 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Tensión tangencial nominal de calculo:

$$\tau_{sd} = \frac{\beta * N_d}{u_1 * d}$$

$$\tau_{sd} = 0,0001 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Verificación

$$\tau_{rd} = 0,38 \text{ [N/mm}^2\text{]} > \tau_{sd} = 6,54E-05 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

En ambos casos se comprueba que los ábacos no necesitan armadura de punzonamiento ya que el hormigón por sí solo es suficiente para absorber estos esfuerzos.

#### 4.6.4.3. Cálculo de armadura de refuerzo en losas alivianadas

En la losa de hormigón y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm. (Pag. 195 del CBH)

$h_0 = 5,00$  [cm] Espesor de la losa de hormigón en el centro de la pieza

$f_{sd} = 365,2$  [Mpa] Resistencia característica del acero

$$A_s \geq \frac{50 * h_0}{f_{cd}} \geq \frac{200}{f_{cd}}$$

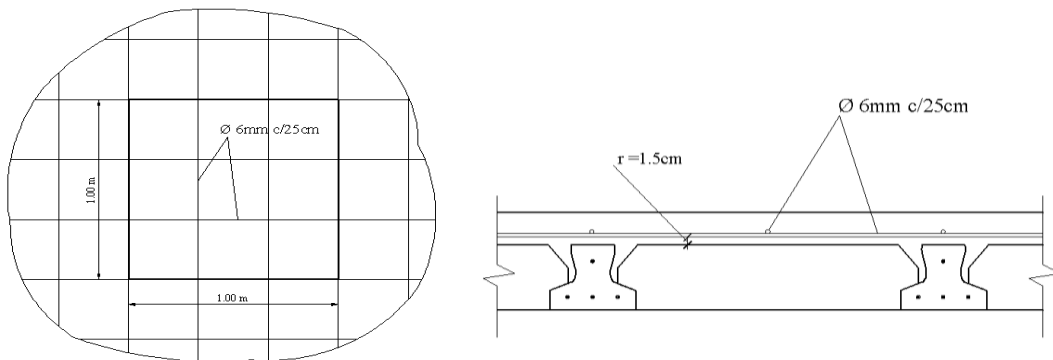
$$A_s \geq 0,685 \text{ [cm}^2\text{]} \geq 0,55 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_s = 0,685 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$4 \text{ barras de } \phi \ 6 \Rightarrow 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ c/ } 25 \text{ cm}$$

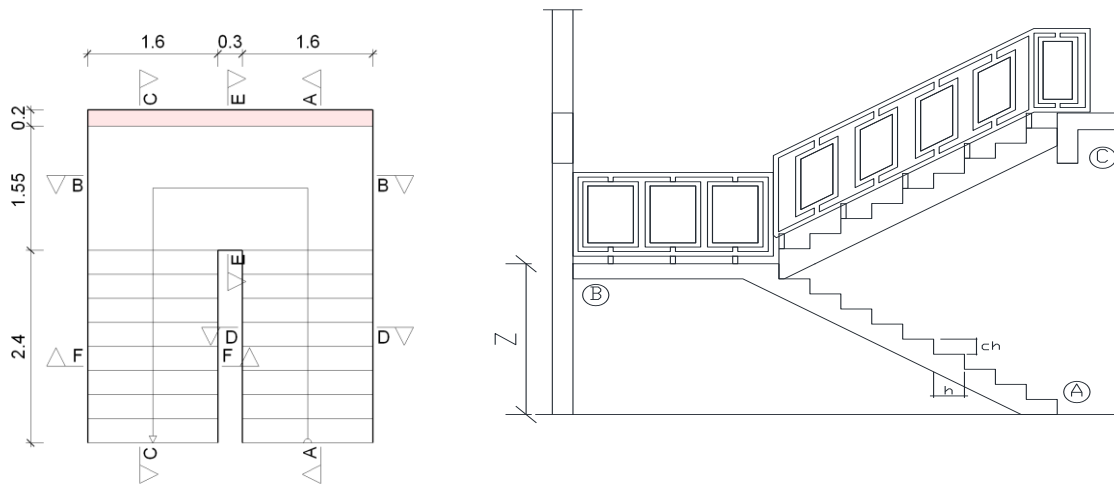
$$A_{\text{stotal}} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$



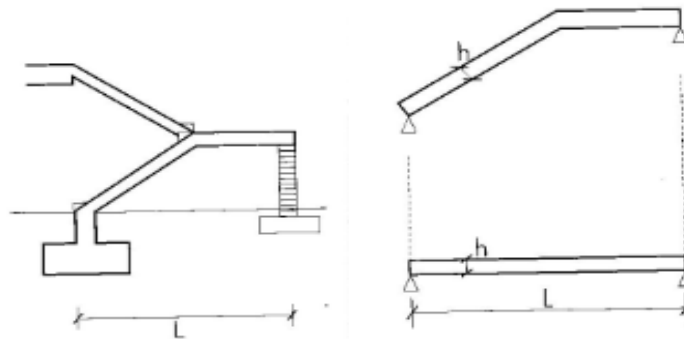
Vistas de la ubicación de las barras en la losa

## 4.6.5. Diseño de escaleras

### Geometría de la escalera



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



#### Datos generales

$L_1 =$	2,4	[m]	Longitud horizontal rampa
$L_2 =$	1,8	[m]	Longitud total descanso
$a =$	1,6	[m]	Ancho de rampa
$B =$	3,5	[m]	Ancho total de descanso
$t =$	0,15	[m]	Espesor de losa
$H =$	0,3	[m]	Huella
$C =$	0,19	[m]	Contra huella
$Z =$	1,71	[m]	Altura media a salvar
$N =$	9		Número de peldaños
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	2400	[kg/m <sup>3</sup> ]	Peso específico del hormigón armado
$L_{inclinada} =$	2,95	[m]	Longitud inclinada de rampa

## Análisis de cargas en escalera

### Rampa

Peso de peldaños

$$\text{Volumen de peldaños} = 0,046 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\text{Peso peldaños} = 984,96 \text{ [kg]}$$

$$\text{Área losa rampa} = 4,715 \text{ [m}^2\text{]}$$

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

$$q_{\text{peldaños}} = 208,9 \text{ [kg/m/m]}$$

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

$$q_{\text{rampa}} = 360 \text{ [kg/m/m]}$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{\text{cer}} = 50 \text{ [kg/m/m]}$$

$$\text{Carga muerta total rampa} = q_{\text{gr}} = 618,9 \text{ [kg/m/m]}$$

### Descanso

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

$$q_{\text{desc}} = 360 \text{ [kg/m/m]}$$

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

$$q_{\text{cer}} = 50 \text{ [kg/m/m]}$$

$$\text{Carga muerta total descanso} = q_{\text{gd}} = 410 \text{ [kg/m/m]}$$

### Sobrecarga

Sobre carga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho

$$q_v = 400 \text{ [kg/m]}$$

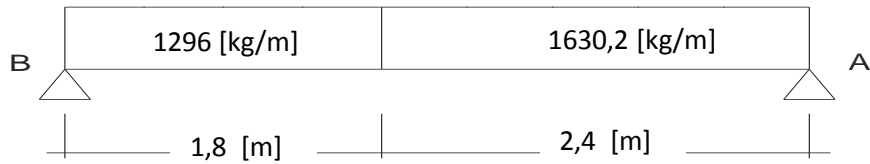
### Cargas de diseño

Combinación a utilizar  $qu = 1,6 * q_g + 1,6 * q_v$

En rampa  $q_{\text{urampa}} = 1630,2 \text{ [kg/m]}$

En descanso  $q_{\text{udescanso}} = 1296 \text{ [kg/m]}$

### Diseño del tramo B-A (descanso-rampa)



Del cálculo de la viga se obtiene

$$\begin{aligned}
 R_A &= 3294,5 \text{ [kg]} \\
 R_B &= 2950,8 \text{ [kg]} \\
 M(+)&= 3329 \text{ [kg m]} & a & 2,18 \text{ [m]} \\
 Vd &= 2950,8 \text{ [kg]} & a & 0 \text{ [m]}
 \end{aligned}$$

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa empotrada en viga perimetral y en quiebre

$$M_d = \frac{q * l^2}{24}$$

$$M(-)_{\text{descanso}} = 174,96 \text{ [kg m]}$$

$$M(-)_{\text{rampa}} = 391,26 \text{ [kg m]}$$

### Armadura inferior positiva por metro

Datos:

$M_{\text{max}} = 3329 \text{ [kg m]}$	Momento máximo de servicio
$t = 15 \text{ [cm]}$	Altura de sección
$b_w = 100 \text{ [cm]}$	Ancho de sección
$r = 3 \text{ [cm]}$	Recubrimiento de armaduras
$f_{cd} = 140 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yd} = 3652,2 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia característica del acero
$d = 12 \text{ [cm]}$	Altura efectiva

### Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

$$\gamma_f = 1,6$$

$$M_d = 5326,4 \text{ [kg m]}$$

Momento reducido

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

$$\mu_d = 0,264$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$

$$w = 0,330 \text{ Valor interpolado}$$

### Armadura a compresión

Se verifica si es necesaria una armadura a compresión en la sección analizada

$$\begin{aligned} \text{Cuando } f_{yk} &= 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\ \mu_{lim} &= 0,332 \text{ Valor de Tabla 13 de Marco Teórico} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_d &= 0,2642 < \mu_{lim} = 0,332 \\ &\text{No necesita armadura a compresión} \end{aligned}$$

### Cuantía geométrica mínima

$$\text{Para lasas} \quad \Rightarrow \quad w_{min} = 0,0018$$

### Armadura necesaria

$$\begin{aligned} A_s &= w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \Rightarrow \quad A_s = 15,18 \text{ [cm}^2\text{]} \\ A_{smin} &= w_{min} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad A_{smin} = 2,16 \text{ [cm}^2\text{]} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_s &= w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ A_{smin} &= w_{min} * b_w * d \end{aligned}} \right\}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 15,18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Distribución de armadura

$$\begin{aligned} 8 \text{ barras de } \phi 16 &\quad \Rightarrow \quad 16,08 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c/ \quad 12 \text{ cm} \\ A_{stotal} &= 16,08 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto} \end{aligned}$$

En total para el ancho de la escalera

$$\begin{aligned} a &= 1,60 \text{ [m]} \\ 12 \text{ barras de } \phi 16 & \end{aligned}$$

### Armadura superior negativa por metro

#### Datos:

Para el mayor momento negativo

$M_{max} = 391,26 \text{ [kg m]}$	Momento máximo de servicio
$t = 15 \text{ [cm]}$	Altura de sección
$b_w = 100 \text{ [cm]}$	Ancho de sección
$r = 3 \text{ [cm]}$	Recubrimiento de armaduras
$f_{cd} = 140 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yd} = 3652,2 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$	Resistencia característica del acero
$d = 12 \text{ [cm]}$	Altura efectiva

### Procedimiento de cálculo

Momento de diseño

$$\gamma_f = 1,6 \quad Md = 626,01 \text{ [kg m]}$$

Momento reducido

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$
$$\mu_d = 0,031$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$

$$w = 0,032 \quad \text{Valor interpolado}$$

Cuantía geométrica mínima

$$\text{Para losas} \quad \Rightarrow \quad w_{\min} = 0,0018$$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1,48 \quad [\text{cm}^2]$$
$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad A_{s\min} = 2,16 \quad [\text{cm}^2]$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 2,16 \quad [\text{cm}^2]$$

Distribución de armadura

$$6 \quad \text{barras de } \phi \quad 8 \quad \Rightarrow \quad 3,02 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{c/} \quad 17 \quad \text{cm}$$

$$A_{\text{total}} = 3,02 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Correcto}$$

En total para el ancho de la escalera

$$a = 1,6 \quad [\text{m}]$$
$$10 \quad \text{barras de } \phi \quad 8$$

## Cortante en escalera

### Datos

$V_{\max} = 2950,8$ [kg]	Cortante máximo de servicio
$t = 15$ [cm]	Altura de sección
$b_w = 100$ [cm]	Base de sección
$r = 3$ [cm]	Recubrimiento de armaduras
$f_{cd} = 140$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del hormigón
$f_{yd} = 3652,2$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia característica del acero
$d = 12$ [cm]	Altura efectiva
$a = 160$ [cm]	Ancho de escalera

### Procedimiento de cálculo

Cortante de cálculo

$$\gamma_f = 1,6$$

$$V_d = 4721,2 \text{ [kg]}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante

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

$$V_{cu} = 7099,3 \text{ [kg]}$$

Verificación

$$V_d = 4721,2 \text{ [kg]} < V_{cu} = 7099,3 \text{ [kg]}$$

El cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, no necesita armadura de corte

Se colocará armadura mínima

$$b_w = 100 \text{ [cm]}$$

$$d = 12 \text{ [cm]}$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 2,16 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$5 \text{ barras de } \phi \quad 8 \quad => \quad 2,51 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c/ \quad 20$$

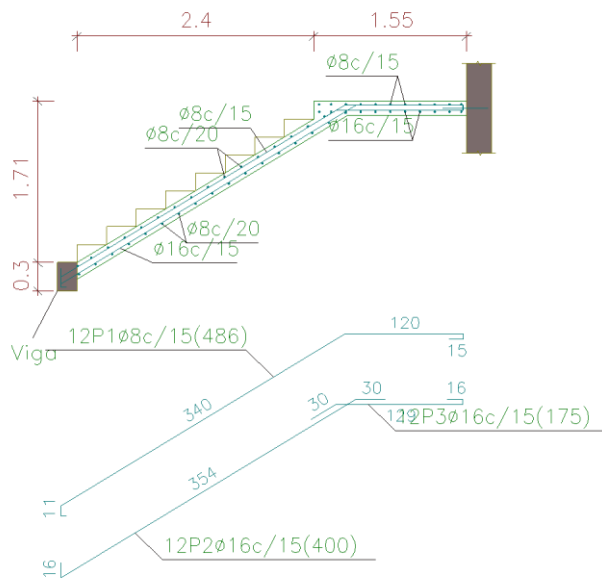
$$A_{stotal} = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Correcto}$$

En total para el largo de la escalera  $L_{inclinada} = 2,95$  [m]

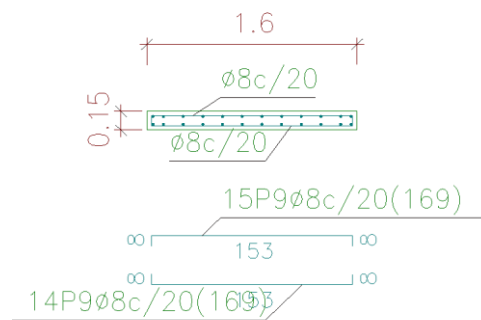
$$15 \text{ barras de } \phi \quad 8$$

## Comparación de resultados Manual - Programa

Sección A-A



Sección F-F



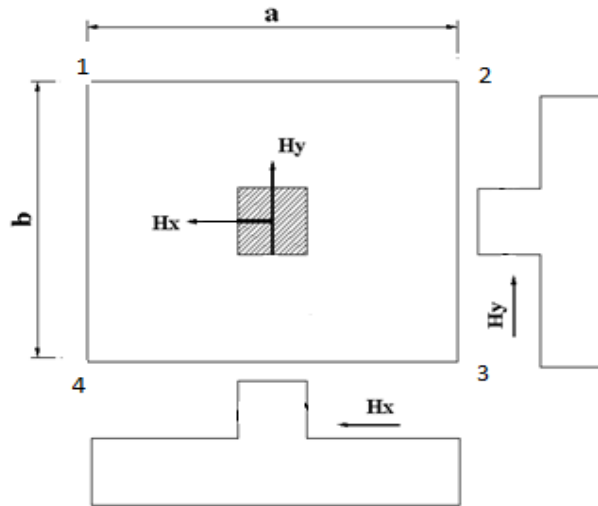
Resultados de Cype Cad

	Manual [cm <sup>2</sup> ]				Cype [cm <sup>2</sup> ]				%
	10	Ø	8	5,03	12	Ø	8	6,03	
Long Sup	10	Ø	8	5,03	12	Ø	8	6,03	16,67
Long Inf	12	Ø	16	24,13	12	Ø	16	24,13	0
Transv Sup	15	Ø	8	7,54	15	Ø	8	7,54	0
Transv Inf	15	Ø	8	7,54	15	Ø	8	7,54	0

#### 4.6.6. Diseño de Fundaciones

Zapata correspondiente a Columna 26

$a_o =$	25	[cm]	Dimensión de columna en eje x
$b_o =$	25	[cm]	Dimensión de columna en eje y
$a =$	135	[cm]	Dimensión de zapata en eje x
$b =$	135	[cm]	Dimensión de zapata en eje y
$h =$	30	[cm]	Canto total de zapata
$N =$	25700	[kg]	Carga de servicio
$H_x =$	20	[kg]	Cortante de servicio en eje x
$H_y =$	40	[kg]	Cortante de servicio en eje y
$f_{cd} =$	126	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cálculo del hormigón
$f_{yd} =$	3652,2	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia cálculo del acero
$\sigma_{adm} =$	1,5	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia del terreno
$\gamma_f =$	1,6		



Esfuerzos vistos en planta

#### Verificación de canto útil de la zapata

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \Rightarrow f_{vd} = 5,92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$k = \frac{4 * f_{cd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} \Rightarrow k = 9,86$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{a_o + b_o}{4}} \Rightarrow d_1 = 21,1 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} \Rightarrow d_2 = 15,9 \text{ [cm]}$$

Canto útil adoptado	$d =$	25	[cm]
Recubrimiento	$r =$	5	[cm]
Canto total	$h =$	30	[cm] ok

Comprobación de la resistencia del terreno

PP = 1312,2 [kg]

Peso propio de la zapata

$$\sigma_{calc} = \frac{N + PP_{zap}}{a * b} < \sigma_{adm}$$

$\sigma_{cal} = 1,48 < \sigma_{adm} = 1,50$  Correcto

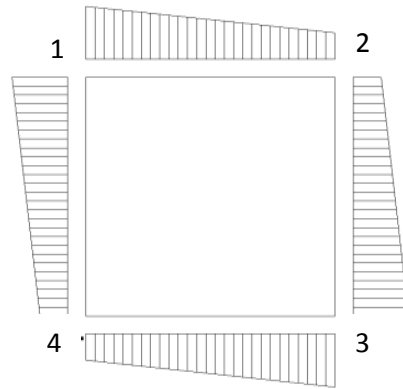
Momentos y normal corregidos

$M^*_x = M_x + Q_x * h \Rightarrow M_{dx}^* = 1200,00$  [kg cm]

$M^*_y = M_y + Q_y * h \Rightarrow M_{dy}^* = 600,00$  [kg cm]

$N^* = N + PP \Rightarrow N_{d^*} = 27012,2$  [kg]

Esfuerzos en la zapata



Ubicación de los puntos de esfuerzo

$\sigma_1 = \frac{N^*}{a * b} + \frac{6 * M^*_x}{a * b^2} + \frac{6 * M^*_y}{a^2 * b} \Rightarrow \sigma_1 = 1,49$  [kg/cm<sup>2</sup>] ok

$\sigma_2 = \frac{N^*}{a * b} + \frac{6 * M^*_x}{a * b^2} - \frac{6 * M^*_y}{a^2 * b} \Rightarrow \sigma_2 = 1,48$  [kg/cm<sup>2</sup>] ok

$\sigma_3 = \frac{N^*}{a * b} - \frac{6 * M^*_x}{a * b^2} - \frac{6 * M^*_y}{a^2 * b} \Rightarrow \sigma_3 = 1,48$  [kg/cm<sup>2</sup>] ok

$\sigma_4 = \frac{N^*}{a * b} - \frac{6 * M^*_x}{a * b^2} + \frac{6 * M^*_y}{a^2 * b} \Rightarrow \sigma_4 = 1,48$  [kg/cm<sup>2</sup>] ok

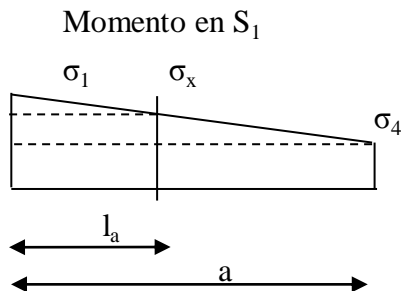
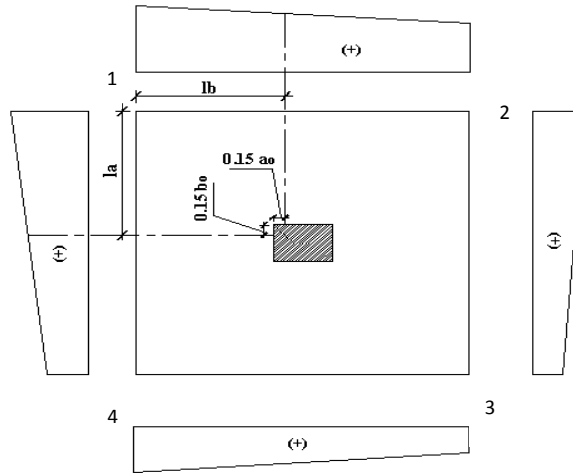
## Cálculo a flexión

Determinación de Tipo de zapata

Vuelo  $\Rightarrow v = 55$  [cm]  $<$   $2h = 60$  [cm] Zap. Rígida

**Según CBH:**

Para el cálculo de momento en una zapata rígida debe ubicarse la sección de referencia  $S_1$ , situada a una distancia "0,15 a", hacia el interior del soporte, siendo "a" la dimensión de dicho soporte. (Pág. 162 de CBH)



$$l_a = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0$$

$$l_a = 58,75 \text{ [cm]}$$

Por trigonometría:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_4}{a} = \frac{\sigma_x - \sigma_4}{b - l_a}$$

$$\sigma_x = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_4}{a} * (a - l_a) \right) + \sigma_4$$

$$\sigma_x = 1,48 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_{S1} = 1,6 * \left( \frac{\sigma_x * l_a^2}{2} + \left( \frac{(\sigma_1 - \sigma_x) * l_a}{2} * \frac{2}{3} * l_a \right) \right) * a \Rightarrow 5538,19 \text{ [kg m]}$$

Determinación del momento reducido de cálculo del ancho menor de la zapata

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} \Rightarrow 0,0521$$

Cuantía geométrica

Se toma el valor correspondiente de la Tabla 16 del Marco Teórico, según  $\mu_d$

$w = 0,054$  Valor interpolado

Cuantía geométrica mínima

Para losas de Tabla 14 del Marco Teórico

Cuando  $f_{yk} = 4200$  [kg/cm<sup>2</sup>]

$w_{min} = 0,0018$

Armadura necesaria

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = 6,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{smin} = w_{min} * b * d \Rightarrow A_{smin} = 6,08 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 6,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Según Jimenez Montoya para cálculo de zapatas rígidas:**

$$T_d = \frac{N_d}{6,8 * d} * (a - a_0) = A_s * f_{yd}$$

$$T_d = 27966 \text{ [kg]}$$

$$A_s = T_d / A_s = 7,66 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Armadura mínima**

$$A_{smin} = 0,002 * b * d \Rightarrow A_{smin} = 6,75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Armadura a flexión**

Se comparan las armaduras y se escoge la mayor

$$A_s = 7,66 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Elegimos de los dos metodos de cálculo la armadura mayor:

$$A_s = 7,66 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Distribución de armadura

$$7 \text{ barras de } \phi 12 \Rightarrow 7,92 \text{ [cm}^2\text{]}$$

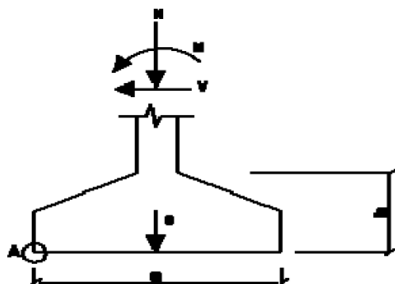
$$A_{stotal} = 7,92 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Correcto}$$

$$7 \text{ barras de } \phi 12 \text{ c/ } 19 \text{ cm}$$

**Verificación al vuelco**

La comprobación consistirá en verificar que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores respecto al punto "A" superan los momentos de vuelco.

$\gamma = 1,5$  Coeficiente de seguridad al vuelco (pág. 158 de CBH)



$$(N_d + PP) * \frac{a}{2} \geq \gamma(M + Q * h)$$

$$1823323,5 \geq 1800 \text{ Correcto}$$

### Verificación a deslizamiento

Para la comprobación de la seguridad al deslizamiento, como fuerza estabilizante se contará sólo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de éste. El posible empuje pasivo sobre la cara lateral del elemento no se tendrá en cuenta. (pág. 159 CBH)

Para suelos cohesivos

$\varphi =$	35	Ángulo interno de rozamiento
$\varphi_d = 2/3 * \varphi =$	23,33	Valor de cálculo del ángulo de rozamiento interno
$\gamma_2 =$	1,5	Coefficiente de seguridad al deslizamiento
$Q =$	40	Cortante máximo de la sección

$$(Nd + PP) * tg(\varphi_d) \geq \gamma_2 * Hd$$

$$11652 \geq 96 \quad \text{Correcto}$$

### Comprobación de la adherencia

Cálculo de cortante en  $S_1$

$$\sigma_{S1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_4}{a} * \left( \frac{a - a_0}{2} + 0,15a_0 \right) + \sigma_4$$

$$\sigma_{S1} = 1,48 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$Vd = \sigma_{S1} * a * \left( \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 \right)$$

$$Vd = 11764 \quad [\text{kg}]$$

Debe cumplir:

$$\tau_b < \tau_{bd} \quad (\text{Pág. 168 de CBH})$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * u} \quad \tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\tau_b = 21,66 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$\tau_{bd} = 23,88 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$V_d =$	11764	[kg]	Esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en $S_1$
$n =$	5,19		Número de barras por unidad de longitud
$u =$	3,77	[cm]	Perímetro de cada barra
$d =$	25	[cm]	Canto útil de la sección
$\tau_b =$	21,66	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión tangencial de adherencia
$\tau_{bd} =$	23,88	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Resistencia de cálculo para adherencia

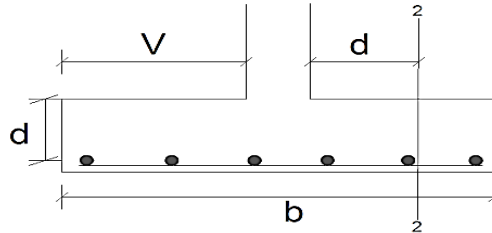
$$\tau_b = 21,66 \quad [\text{kg/cm}^2] < \tau_{bd} = 23,88 \quad [\text{kg/cm}^2] \quad \text{Ok}$$

## Verificación a esfuerzo cortante

Debe cumplir:

$$V_{d2} \leq f_{vd} * d * b$$

$V_{d2}$  => Cortante en sección 2



$$V_{d2} = \frac{Nd}{a * b} * b * \left( \frac{b - b_0}{2} - d \right)$$

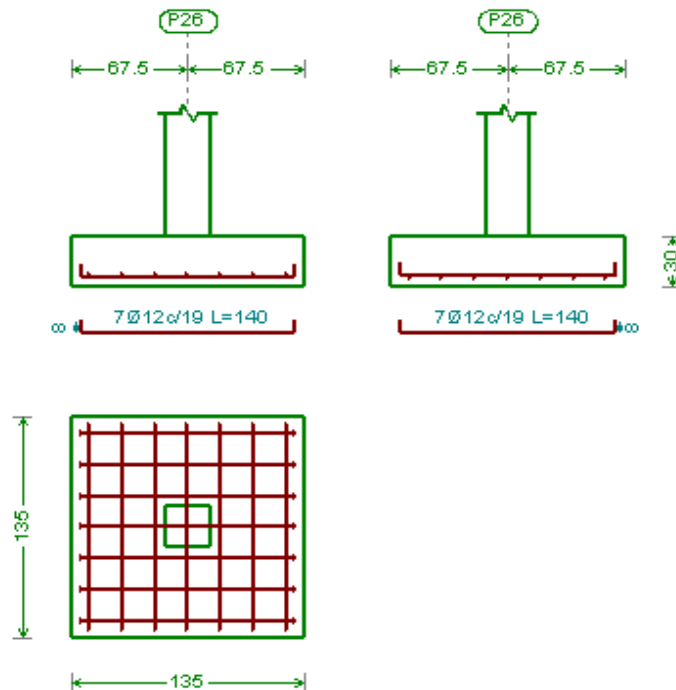
$$V_{d2} = 6002,7 \text{ [kg]}$$

$$f_{vc} = 0,282 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{Pág. 172 CBH})$$

$$f_{vc} = 9,29 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$V_{d2} = 6002,7 \text{ [kg]} < 31344,7 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Ok}$$

## Comparación de resultados Manual - Programa



	Manual [cm <sup>2</sup> ]	Cype [cm <sup>2</sup> ]	%
As	7,92	7 $\phi$ 12	0

## **4.7. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

### **4.7.1. Cómputos Métricos**

Los cómputos métricos se realizaron de acuerdo a los planos característicos de la obra, y se pueden ver a detalle en Anexo 11.

### **4.7.2. Precios Unitarios**

El análisis de precios unitarios para cada ítem se lo realizo de acuerdo a los precios actuales vigentes y a las actividades que intervienen en cada ítem y se pueden apreciar en el Anexo 11.

### **4.7.3. Presupuesto General**

El presupuesto total de la obra se calculó, primeramente, realizando los cómputos métricos y obteniendo la cantidad de cada ítem; luego multiplicando el precio unitario de los diferentes ítems por la cantidad de cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra y se puede apreciarlo en Anexo 11.

### **4.7.4. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas fueron realizadas de acuerdo a los métodos constructivos utilizados en nuestra región con las consideraciones de cada actividad, y se pueden ver a detalle en Anexo 13.

### **4.7.5. Plan y Cronograma de obras**

El plan y cronograma de obras se lo realizo utilizando el método de barras Gantt y se puede revisar en Anexo 12.

## **CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. Generalidades**

Una vez finalizado el Proyecto Diseño Estructural Nueva Infraestructura Colegio Tomatas Grande se establecen las conclusiones y recomendaciones recolectadas de las diferentes etapas del proceso de diseño.

### **5.2. Conclusiones**

#### **Respecto al diseño estructural:**

- Los estudios de suelos realizados en la zona de emplazamiento dio como resultado que la capacidad portante de diseño es de 1.50 Kg/cm<sup>2</sup> a 1.50 m de profundidad y 3.80 Kg/cm<sup>2</sup> a 3.00 m de profundidad, estos datos junto con la disposición de los edificios dentro del terreno fueron los parámetros que definieron el tipo de fundación a utilizar: zapatas aisladas o centradas.
- Mediante la comparación de las opciones de fundación se pudo determinar que en construcciones pequeñas como ésta que no sobrepasan los dos pisos, y en caso tener un tipo de suelo de mayor resistencia, llevar el nivel de fundación a mayor profundidad no es demasiado conveniente, ya que las dimensiones de las zapatas disminuyen notablemente, haciendo su construcción.
- Para el diseño de los elementos estructurales, tanto en cerchas, vigas, columnas y zapatas, se han tratado de uniformizar las dimensiones y armados, sin descuidar la seguridad, con el fin de facilitar el proceso constructivo.
- Se comprobó que los resultados obtenidos se corresponden con la realidad, es decir, nunca se ha dejado el cálculo en manos de un simple programa informático, pues la labor de cualquier ingeniero es conocer el funcionamiento de la herramienta que está utilizando y nunca depositar plena confianza en ella, debiendo ser crítico con los resultados que está obteniendo.

En este sentido, se ha realizado el cálculo analítico manual de algunas partes de la estructura con el objeto de tener un punto de referencia del orden de magnitud para comparar que los resultados no difieren mucho de los calculados informáticamente.

De esta manera desempeñarán un doble sentido, el de servir como punto de partida para introducir datos en el programa, ahorrando tiempo de cálculo y servir como patrón de comparación para comprobar la validez de los resultados obtenidos.

- Se realizó el diseño de las losas nervadas o casetonadas mediante un método que hace trabajar la estructura como un marco rígido de concreto, ya que es la forma de trabajo de la estructura en la realidad, se comprueba a corte y verifican las flechas la misma. Con la utilización de este tipo de losas es posible ganar inercia aumentando la altura de los nervios, sin que aumente el peso propio. Con el propósito de aligerar el peso de la estructura y economizar material, en comparación con la construcción de losas macizas, aunque siendo constructivamente un poco más complicadas, se determina utilizar losas nervadas en dos direcciones sólo para los paños de grandes longitudes.
- Para contrarrestar el esfuerzo de punzonamiento en las secciones adyacentes a los pilares es necesario macizar las zonas críticas formando ábacos y se debe verificar que el hormigón es suficiente para resistir estos esfuerzos o caso contrario colocar armadura resistente.

#### **Respecto al presupuesto y cronograma de ejecución:**

- El costo de la estructura por metro cuadrado de construcción equivale a 2012.88 bolivianos, equivalente a 289.21 dólares. Este costo contempla la estructura portante como así también obra fina del edificio y las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable.
- El tiempo estimado para la ejecución de la obra es de 343 días calendario.

#### **5.3. Recomendaciones**

- Para la licitación de la construcción de la Nueva Infraestructura del Colegio Tomatas Grande, se recomienda completar el proyecto de diseño estructural con un estudio de instalaciones eléctricas y sanitarias de agua potable y alcantarillado, como también un estudio ambiental, ya que sólo se realizó a nivel de referencia para establecer el costo de la estructura total.

- Se recomienda la construcción de losas casetonadas sólo en ambientes donde sea necesario debido a las luces del mismo, ya que su construcción es dificultosa y su costo elevado.
- Para evitar fallas y lograr resultados dentro de lo previsto, se recomienda cumplir con lo establecido en las Especificaciones Técnicas del proyecto y los planos estructurales, en momento de la construcción y mantenimiento, tomando en cuenta todas las consideraciones de disposición de armaduras, recubrimientos, preparación de hormigones, encofrados, vaciados, colocación de viguetas, etc.