

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 Nombre del proyecto

Estudio y cálculo de losas postensadas para su aplicación en el Diseño Estructural del Módulo: “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente”

1.2 Localización

El Municipio de El Puente está ubicado al Nor Este del departamento de Tarija y en la zona Oeste del territorio de la Provincia Méndez. Según la lectura de las cartas geográficas del I.G.M. el municipio se ubica entre las coordenadas 20° 56' y 21° 37' 45" de latitud Sur, y 64° 49' 30" y 65° 15' de longitud Oeste, respecto del meridiano de Greenwich.

El territorio municipal de El Puente, limita al Norte con la provincia Sud Cinti del Departamento de Chuquisaca, municipios de Camataqui y Las Carreras; al Sud con las provincias Cercado y Avilés, municipios de Tarija y Yunchará respectivamente; al Este con la primera sección de San Lorenzo de la provincia Méndez, y al Oeste con los municipios de Las Carreras y Camataqui, correspondiente al departamento de Chuquisaca, en el cual el límite natural es el río San Juan del Oro.

La jurisdicción territorial de El Puente, tiene una superficie en kilómetros cuadrados (Km²) de 2.106,25 ó su equivalente en hectáreas de 210,625; representando el 5,6% del territorio tarijeño y el 0,13% del territorio nacional.

La infraestructura a implementar con el proyecto se localizará en la localidad de El Puente y beneficiará a toda la población de la Segunda Sección Municipal de la Provincia Méndez del Departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia.

Figura N° 1. Mapa de ubicación del Municipio El Puente

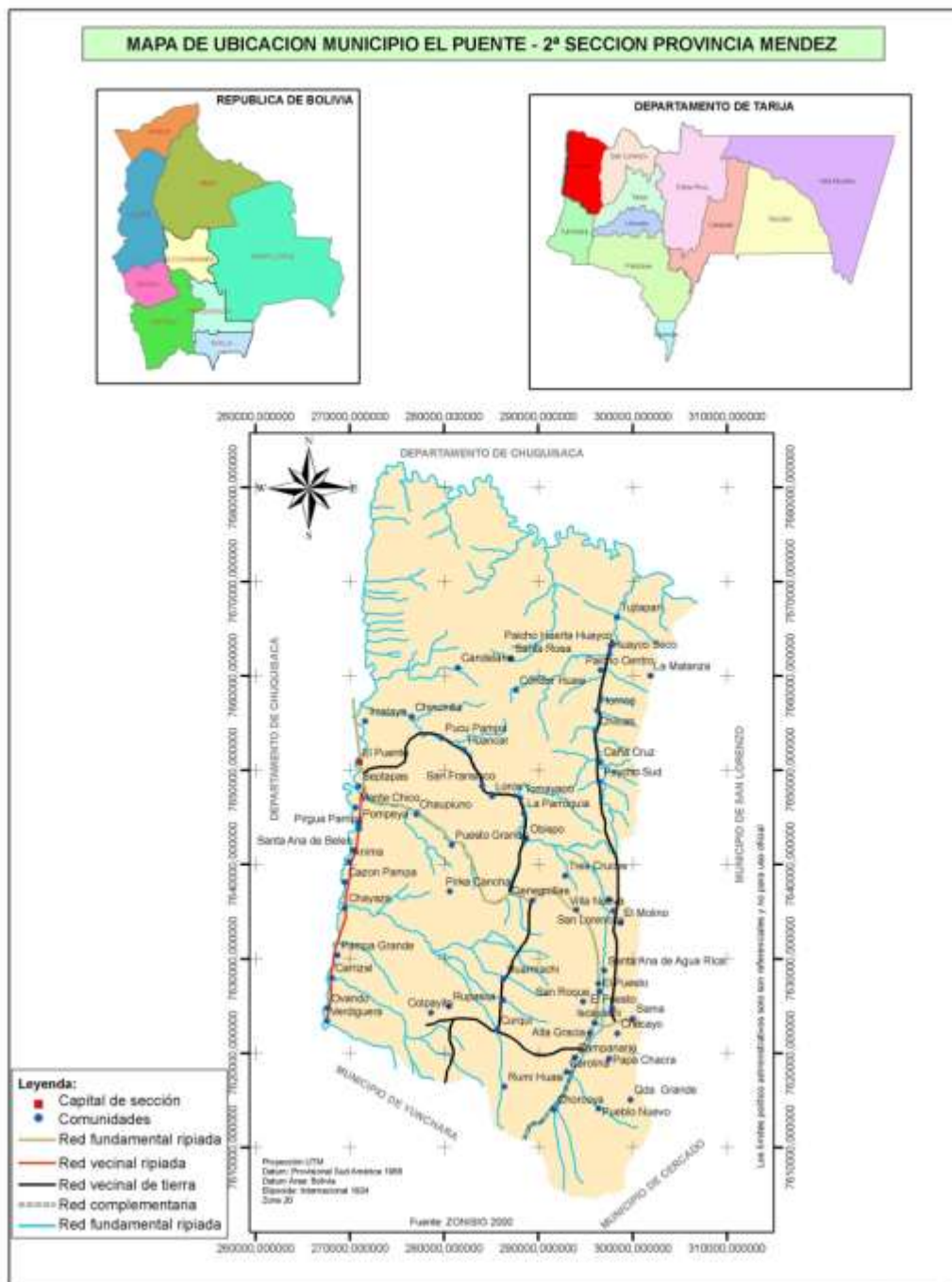
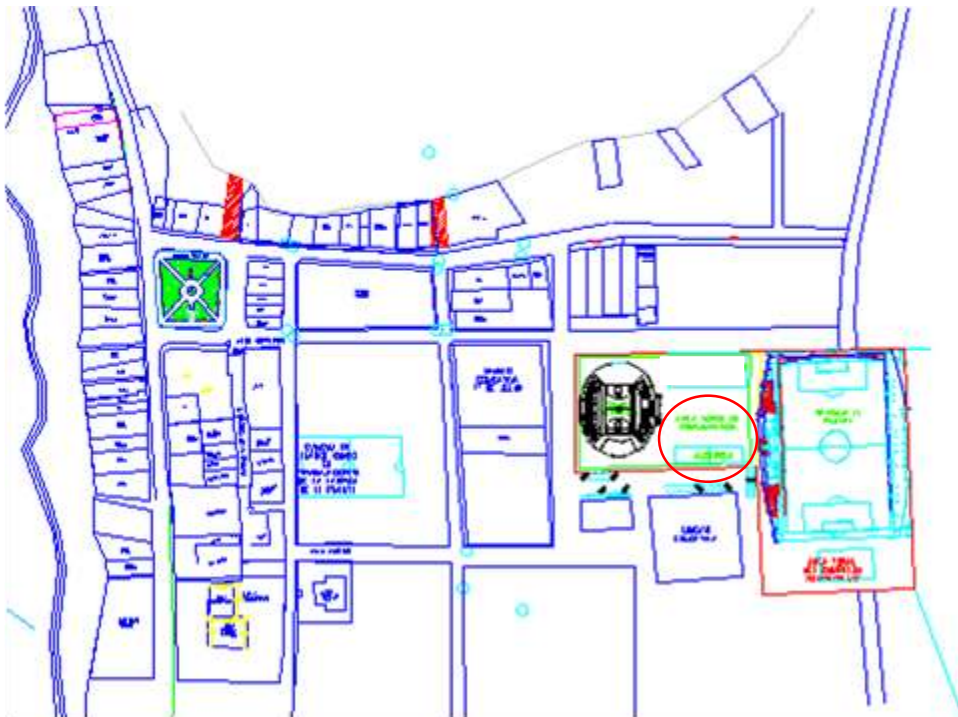


Figura N° 2. Lugar de emplazamiento del Proyecto “Complejo Deportivo El Puente”



1.3 Clasificación sectorial

Sector: Infraestructura Deportiva

Subsector: Infraestructura Deportiva Rural

Tipo de Proyecto: Construcción de Complejo Deportivo

1.4 Componentes del proyecto

Infraestructura

- Estadio de Fútbol
- Coliseo Cerrado
- Albergue, Gimnasio – Comedor
- Cancha de Futbol Auxiliar

Equipamiento

Supervisión

1.5 Entidad Promotora, Ejecutora y Operadora

1.5.1 Entidad Promotora

Gobernación del Departamento de Tarija – Sección El Puente.

1.5.2 Entidad Ejecutora

Gobernación del Departamento de Tarija – Sección El Puente a través de la contratación de una Empresa Constructora en base a Licitación Pública Nacional y los Términos de Referencia del Proyecto.

1.5.3 Entidad Operadora

Asociación Municipal del Deporte de El Puente.

1.6 Duración

720 días calendario, 24 meses.

1.7 Estudio socioeconómico

1.7.1 Ubicación geográfica

1.7.1.1 Ubicación administrativa

El proyecto se localiza en el Municipio de El Puente, Segunda Sección de la Provincia Méndez, del Departamento de Tarija.

1.7.1.2 Ubicación geográfica

El Departamento de Tarija se ubica en el extremo Sur Este del país, entre los paralelos 20° 53' 00'' y 22° 52' 30'' de Latitud Sur y entre los meridianos 65° 25' 48'' y 62° 15' 34'' de Longitud Oeste. El Departamento de Tarija política y administrativamente se divide en seis provincias (Cercado, Arce, O'Connor, Gran Chaco, Avilez y Méndez); tiene una extensión territorial de 37. 623 km² y limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al Sur con la

República de la Argentina, al Este con la República del Paraguay y al Oeste con los departamentos de Chuquisaca y Potosí.

La Provincia Méndez consta de dos secciones municipales que son San Lorenzo (Primera Sección) y El Puente (Segunda Sección). El Municipio de El Puente tiene nueve cantones y seis distritos con una superficie de 2.106,25 Km². Este Municipio está ubicado al Nor Este del departamento de Tarija y en la zona Oeste del territorio de la provincia Méndez. Según la lectura de las cartas geográficas del I.G.M. el municipio se ubica entre las coordenadas 20° 56' y 21° 37' 45" de latitud Sur, y 64° 49' 30" y 65° 15' de longitud Oeste, respecto del meridiano de Greenwich.

El proyecto está ubicado en la Segunda Sección de la Provincia Méndez que beneficiara directamente a todas las comunidades de esta sección municipal.

1.7.2 Descripción fisiográfica

El departamento se divide en cuatro zonas fisiográficas: la montañosa, el valle central, el subandino y la llanura chaqueña.

El área de influencia del proyecto se ubica dentro la zona Interandina:

Zona interandina

Las regiones presentan un paisaje montañoso conformado por serranías, colinas y valles, su ubicación corresponde a las últimas estribaciones de la Cordillera Real u Oriental de los Andes, desplegada en una orientación de norte a sur.

La zona se caracteriza por presentar diferentes relieves: Colinas - Ondulado en la zona de Carrizal, Planillanura - Escarpado con 2 a 6% de pendiente Curqui, Escarpado con pendientes de 13 a 25% La Parroquia, Serranías – Ondulado con pendiente media del 50% zona Paicho Centro.

HIDROGRAFICAMENTE: El Municipio de El Puente forma parte del gran sistema hidrográfico de la cuenca del Río de La Plata, el sistema hidrográfico del municipio es el del Río San Juan del Oro, que cambia de nombre a Camblaya y Pilaya a medida que recibe otros caudales.

GEOMORFOLÓGICAMENTE: Presenta un paisaje con relieve montañoso que corresponde al Paleozoico inferior y valles aluviales y coluviales del cuaternario. El relieve es accidentado, fluctuando entre 2.800 y 3.300 m.s.n.m.

1.7.3 Aspectos demográficos

El Complejo Deportivo beneficiará a 2.590 familias del área de influencia del proyecto la Segunda Sección de la Provincia Méndez.

Tabla 1. Número de familias y tamaño promedio

Distrito	Nº Flias	Tamaño Promedio Flias
El Puente	287	3,94
San Juan del Oro	241	4,34
Paicho	454	3,92
Tomayapo	197	4,08
Curqui	153	4,83
Iscayachi	1258	5,16
Total	2590	4,38

Fuente: PDM – El Puente

En relación al tamaño promedio de las familias, se puede indicar según información presentada en el Cuadro, que el promedio fluctúa entre 3,9 a 5,1 personas por familia, siendo el promedio de 4,38 miembros por familia.

Finalmente, se puede indicar que la tasa de crecimiento ínter censal según el INE, es del 0.6% para el Municipio de El Puente.

1.7.4 Aspectos económicos

El sistema económico del municipio El Puente está estructurado por 8 sectores productivos:

1. Sector agrícola

2. Sector pecuario
3. Sector forestal
4. Sector caza, pesca y recolección
5. Sector artesanal y microempresarial
6. Sector minero
7. Sector comercio
8. Sector Turismo

1.7.5 Servicios básicos existentes

Los servicios con los que cuenta la población son el agua potable, energía eléctrica, salud y otros. Sin embargo, no todas las comunidades son atendidas por el gobierno central y/o municipal, debido a muchos factores tales como falta de recursos financieros, descuido de las autoridades centrales, entre otros factores.

Asimismo, dispone del personal calificado para llevar a cabo la realización del proyecto.

1.7.6 Vías de Acceso

Para acceder a la zona de influencia del proyecto se hace por la carretera Tarija – El Puente con 100 Km. de recorrido, donde la carretera esta asfaltada en su totalidad.

CAPITULO II: OBJETO DEL PROYECTO

2.1 El problema

Los diseños estructurales adoptados tradicionalmente en las edificaciones de nuestro medio, presentan problemas al momento de querer abarcar amplios ambientes ya que requirerem secciones de dimensiones considerables, resultando soluciones antieconómicas, poco estéticas y de escasa versatilidad para el usuario.

2.2 Planteamiento

El “Proyecto Complejo Deportivo El Puente” nace a causa del alto índice en deficiencia de escenarios deportivos y recreativos tanto en cantidad, calidad y requisitos mínimos que exigen las normas y la ley para la práctica del deporte. El Módulo: Albergue que forma parte del Complejo Deportivo necesita de ambientes amplios que proporcionen comodidad y permitan la recepción de los habitantes para una adecuada preparación, entrenamiento, capacitación y asesorías técnicas. Para ello se pretende otorgar al diseño planteado originalmente aquellos beneficios que se adquieren al usar losas postensadas para tener luces más amplias.

2.3 Formulación

Con la aplicación de hormigón pretensado se pretende diseñar losas más delgadas y livianas capaces de alcanzar grandes luces. Esto provocará que exista una mayor separación entre columnas, asimismo no habrá la necesidad de disponer de muchas vigas.

Gracias a esto la subdivisión de ambientes amplios será más simplificado y podrá existir la posibilidad de posteriores cambios de uso de los ambientes.

Se plantea la losa postensada como la alternativa más conveniente debido a sus ventajas físicas, mecánicas y constructivas.

2.4 Sistematización

Todas las alternativas planteadas son eficientes ante el requerimiento de grandes luces. Pero las losas prefabricadas de hormigón pretensado (alternativa 1) y la losas doble T prefabricadas-pretensadas con extremos rígidos (alternativa 2) no resultan viables porque necesitan de equipo especializado tanto para su fabricación, transporte y montaje; elevando la inversión inicial para su aplicación.

Al mismo tiempo resultan inconvenientes al tratarse de elementos prefabricados, ya que tienen cierta limitación de flexibilidad de diseño en cuanto a su dimensionamiento.

Para las demás alternativas del planteo estructural del diseño del Módulo: “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente” se encuentran definidas en el punto 2.4 Alcance del proyecto.

2.5 Objetivos

2.5.1 Generales

Realizar el diseño y cálculo estructural del Módulo: “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente” proponiendo como una mejor alternativa para cubrir grandes luces y otorgar flexibilidad a la estructura, la aplicación de losas aligeradas con nervios de hormigón pretensado con armadura postesa en los entresijos.

2.5.2 Específicos

- Plantear una alternativa de diseño más moderna y mayormente aplicada en otros países como la losa postensada para el alcance de grandes luces.
- Motivar el diseño de monoambientes en las edificaciones, exponiendo la potencialidad que otorgan a las estructuras poseer flexibilidad y versatilidad para las necesidades del usuario.
- Evaluar y comparar técnica-económicamente los resultados que implican el uso de losas postensadas frente a las losas aligeradas con viguetas prefabricadas como solución constructiva.
- Exhibir las limitaciones que presentan los diseños convencionales a la hora del requerimiento de futuras expansiones o cambios de uso de ambientes, debido a su reducida capacidad para abarcar grandes luces.
- Diseñar estructuras más limpias, disminuyendo en lo posible la aparición de columnas y vigas.

2.6 Justificación

2.6.1 Académica

Si bien se tienen conocimientos acerca del hormigón pretensado aplicado en vigas, con este estudio se espera dar a conocer a los estudiantes universitarios los privilegios que trae este material cuando se lo utiliza en losas, asimismo se quiere proporcionar un ejemplo de cálculo y diseño para atribuir a su formación académica.

Al mismo tiempo con la culminación de este Proyecto de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

2.6.2 Técnica

Proporcionar la información técnica y económica de otro método de diseño, como ser la aplicación de losas postensadas y así generar un texto donde estén señaladas las ventajas y desventajas que originan su utilización.

De este modo se desea que en un futuro los Ingenieros Civiles de la ciudad de Tarija adopten el uso de estas losas en los ambientes amplios para adquirir los beneficios que atribuyen las estructuras flexibles y alcanzar los objetivos que el mundo de vida moderno impone al diseño.

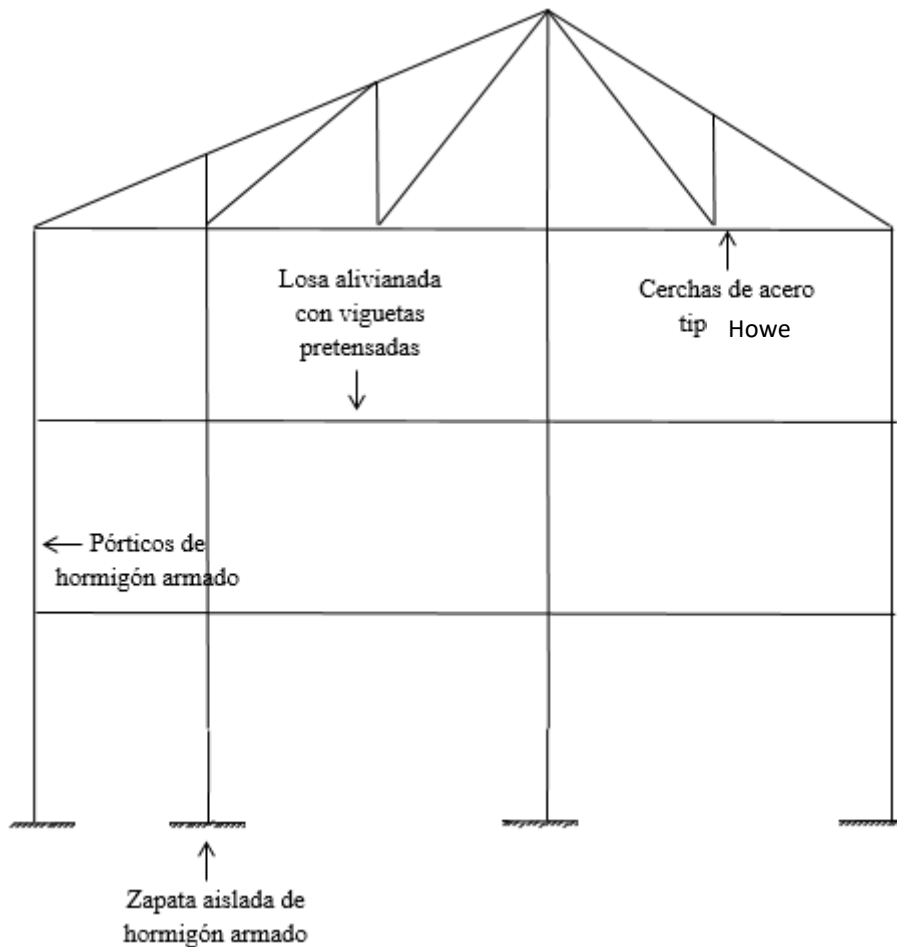
2.6.3 Social e Institucional

Generar un diseño flexible para el Módulo: “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente” para otorgarle la opción de cambios y remodelaciones futuras según sean sus requerimientos. Al mismo tiempo crear ambientes amplios donde se eviten el exceso de vigas y columnas, de esta forma contar con una estructura que cumpla con los criterios de funcionalidad y confort para los usuarios.

2.7 Alcance del proyecto

2.7.1 Análisis de alternativas

Figura N° 3. Alternativa estructural elegida



La alternativa elegida para el diseño estructural fue la mostrada en la figura, debido a las razones mencionadas a continuación:

2.7.1.1 Estructura de cubierta

Para la estructura de cubierta el tipo escogido de cercha es: Howe debido a que la armadura planteada es de mayor utilización en la construcción y los montantes que se encuentran sometidos a tracción superan en cantidad a las diagonales sometidas a compresión, lo que resulta más conveniente para el diseño.

La cubierta estará compuesta por cerchas metálicas debido a las ventajas que presenta este material, como ser: menor coste económico con relación a la madera, gran resistencia, uniformidad, homogeneidad, ductilidad, montaje rápido y facilidad de cálculo.

2.7.1.2 Cerramientos horizontales

Para los cerramientos horizontales se escogió la losa aligerada debido al menor costo que implican los materiales que la constituyen y su puesta en obra, asimismo la rapidez de construcción, la resistencia de las viguetas, el peso reducido del elemento, las menores deformaciones, el aislamiento térmico y acústico que proporcionan a la losa hacen de ella una opción adecuada para las edificaciones.

2.7.1.3 Estructura portante

Para la estructura portante la alternativa elegida es el sistema aporticado de hormigón armado debido a la disponibilidad de materiales, la durabilidad del material, la adaptabilidad a diferentes formas arquitectónicas, el menor costo, la rigidez que aporta a la estructura y la buena resistencia ante esfuerzos de flexión, compresión, tracción.

2.7.1.4 Cimentaciones

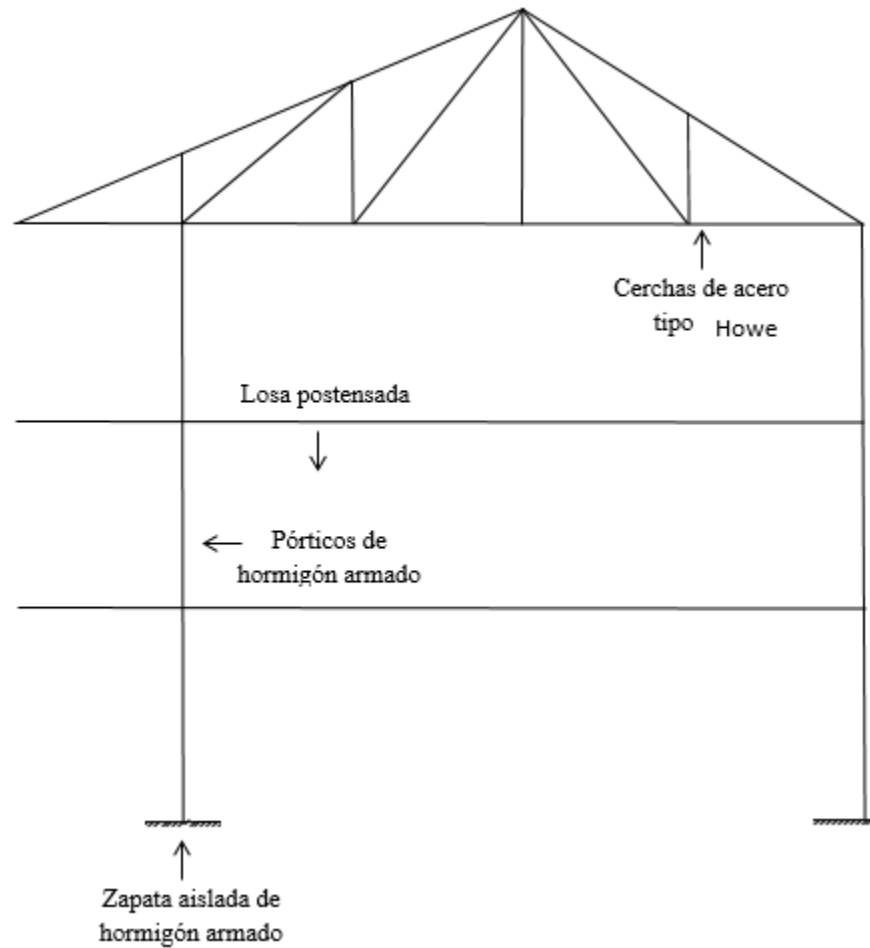
Para las cimentaciones se escogieron las zapatas aisladas de hormigón armado, debido a que son las más apropiadas para soportar las columnas del sistema aporticado resultando más económicas, además su uso es permitido ya que el terreno presenta una buena resistencia.

2.7.1.5 Aporte académico

Como aporte académico quiso aplicarse en el diseño estructural de la escuela la alternativa de las losas postensadas, debido al sinnúmero de ventajas con las que se benefician las estructuras al cubrir grandes luces.

Con su aplicación se espera obtener la siguiente estructura:

Figura N° 4. Alternativa estructural aporte académico



2.7.2 Resultados a lograr

- Diseño y cálculo estructural del Módulo “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente”.
- Un análisis comparativo técnico-económico entre las losas postensadas y las losas aligeradas con viguetas prefabricadas.
- Planteamiento de las hipótesis de carga.
- Planificación de la secuencia de actividades de construcción.
- Procedimiento constructivo aplicable, especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general.

2.7.3 Restricciones de diseño

En el futuro desarrollo del proyecto de Ingeniería Civil en la asignatura CIV 502 no se presentarán los cálculos no correspondientes a la estructura de sustentación.

2.7.4 Aporte académico

- Cálculo y diseño de losas de hormigón postensado para su aplicación a los entrepisos del diseño estructural del Módulo “Albergue del Proyecto Complejo Deportivo El Puente”

CAPITULO III. MARCO TEORICO

Las estructuras deben calcularse para que resistan todas las cargas y deformaciones que intervienen durante su construcción con un cierto grado de seguridad, de forma que su comportamiento resulte satisfactorio para su uso normal y garantice una gran durabilidad.

Para el logro de estos objetivos es necesario la toma de datos al inicio del diseño, en este proyecto están definidos de una manera gradual y secuencial para llegar a los resultados finales del diseño estructural.

3.1 Estudio de suelos

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar.

3.1.1 El suelo como elemento portante de las cimentaciones

Las cargas que transmite la cimentación a las capas del terreno causan tensiones y por tanto, deformaciones en la capa del terreno soporte. Estas deformaciones tienen lugar siempre y su suma produce asientos de las superficies de contacto entre la cimentación y el terreno.

La conducta del terreno bajo tensión está afectada por su densidad y por las proporciones relativas de agua y aire que llenan sus huecos. Estas propiedades varían con el tiempo y dependen en cierto modo de otros muchos factores.

Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos o terrenos sobre los que se construye influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia, los costos de la obra.

3.1.2 Pruebas de laboratorio

Las pruebas llevadas a cabo serán: el SPT y las requeridas para la clasificación de los suelos.

❖ Granulometría

La granulometría es muy importante en el proceso de clasificación de suelos. Además, las características del tamaño de las partículas de un suelo, tienen gran importancia en su comportamiento mecánico e influyen considerablemente en la compactación adecuada de los suelos.

La forma de medir el tamaño de las partículas del suelo grueso es mediante el cribado, consiste en hacer pasar el material a través de una sucesión de tamices de diferentes tamaños, para la parte gruesa utilizar los tamices 2 ½", 2", 1 ½", ¾", 3/8", N°4, N°10 y para la parte fina los tamices N°40 y N° 200, luego se debe pesar el material retenido en cada malla, expresándolo en forma de porcentaje respecto al peso total de la muestra. De esta forma se obtendrá el material que pasa cada tamiz.

❖ Plasticidad

En la mecánica de suelos la plasticidad se puede definir como la propiedad de un material de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin la variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse.

Atterberg determinó los siguientes estados de consistencia de un suelo de acuerdo al contenido decreciente de agua.

Un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico, y finalmente líquido.

La determinación de las fronteras entre estos estados se hace de forma convencional mediante lo que Atterberg llamó límites de consistencia.

- **Determinación de Límite Líquido**

La determinación del Límite Líquido se hace mediante la copa de Casagrande, para la cual necesitaremos material cribado en la malla N°40. Esta prueba consiste en depositar el material en la copa de Casagrande y por medio de una ranura especial separarlo a una distancia de 1 pulgada, una vez ranurado se golpea la cápsula dejándosela caer desde una altura de 1 cm hasta que la ranura en el suelo se cierre, una vez el material se haya cerrado se determinará el contenido de humedad de la muestra.

Esta prueba se realiza tres veces, con diferentes humedades, de tal forma que obtengamos entre los 6 y los 35 golpes. El objeto de estas pruebas es determinar mediante una gráfica el número de golpes contra el contenido de agua (W%), en la gráfica se ajustan los puntos obtenidos a una recta a partir de la cual se busca la ordenada correspondiente a los 25 golpes.

- **Determinación del Límite Plástico**

Para la determinación del Límite Plástico se forman rollitos de 3 mm de espesor hechos de una pasta de suelo, éstos se hacen una y otra vez hasta alcanzar los 3 mm sin que se desmoronen. En ese momento se dice que llegó a su límite plástico.

De igual forma este proceso se realiza tres veces, el valor del límite plástico será el promedio.

- **Determinación del Índice Plástico**

El Índice Plástico es la diferencia entre el Límite Líquido y el Límite Plástico.

$$I_p = LL - LP$$

Donde:

I_p = es el índice plástico

LL = es el límite líquido

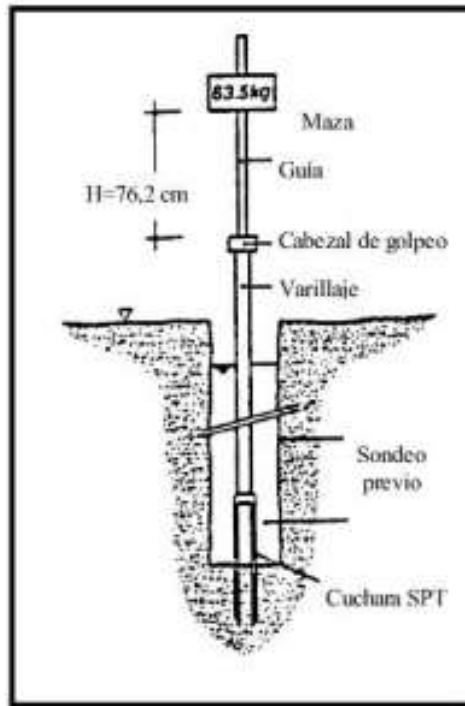
LP = es el límite plástico

❖ Penetración estándar

El ensayo de Penetración Estándar (SPT, del inglés Standard Penetration Test) es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación para medir la resistencia del suelo a fin de calcular su capacidad de carga.

La prueba consiste en determinar el número de golpes necesario para que un martillo logre incrustar la cuchara a una profundidad de 30 cm (1 pie), y esa cifra recibe el nombre de valor N en golpes/pie. N es un indicador de la densidad de los suelos granulares.

Figura N° 5. Prueba de penetración estándar



Fuente: http://www.uned.es/dptoicf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_1.pdf

Tabla 2. Correlación entre el número de golpes, consistencia y resistencia a la compresión simple para suelos (q_u)

Núm (SPT)	Consistencia	q_u [Kg/cm ²]
< de 2	Muy Blando	< a 0.25
2 a 4	Blando	0.25 a 0.50
4 a 8	Poco compacto	0.50 a 1.00
8 a 15	Compacto	1.00 a 2.00
15 a 30	Muy compacto	2.00 a 4.00
> de 30	Duro	> a 4

Fuente: <http://mundogeo.com/blog/2000/01/01/thiessenrestricted-control-por-poligonos-preexistentes-de-la-extension-areal-de-datos-puntuales-2/>

3.1.3 Clasificación de los suelos

La clasificación de suelos está basada en las propiedades mecánicas de los suelos.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es actualmente el más empleado en el mundo, funciona dividiendo el suelo en dos grandes grupos. El primer grupo es la fracción “gruesa” que está conformada por las partículas mayores a la malla N° 200 (0.074 mm), y el segundo es la parte “fina” la cual está conformada por todas aquellas partículas menores a la malla N° 200.

Se considera un suelo grueso, cuando el 50% del peso de una muestra queda retenido en la malla N° 200. Los suelos gruesos se subdividen en:

- a) Gravetas, de símbolo genérico G.
- b) Arenas, de símbolo genérico S

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4 (4.76 mm). Se considera como grava a todo material retenido en dicha malla, el material que pasa la malla N° 4 y es retenido en la malla N° 200 es arena.

Estos grupos G y S, se subdividen en cuatro grupos más en función de su gama de tamaños, de la presencia de finos y la plasticidad de los mismos. De esta forma a cada grupo formado se le asigna un símbolo conformado por dos letras mayúsculas.

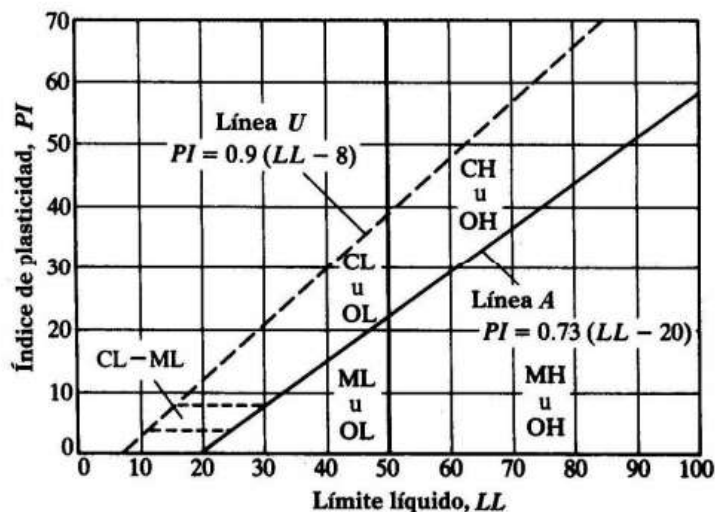
Cuando el 50% del peso total de la muestra traspasa la malla N° 200 se dice que el suelo es fino. De la misma forma que los suelos gruesos, los finos se subdividen en tres grupos, en función de su índice plástico (IP). Estos tres grupos son:

- a) Limos inorgánicos de símbolo genérico M
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C
- c) Arcillas y limos orgánicos, de símbolo genérico O

Al igual que los suelos gruesos, el símbolo consta de dos letras, esta segunda letra es asignada en función de su grado de compresibilidad, definida por el límite líquido (LL), esta segunda letra puede ser H, para una alta compresibilidad o L para baja compresibilidad.

Las divisiones entre los grupos de suelos finos son claramente definidas en la carta de plasticidad.

Figura N° 6. Carta de plasticidad clasificación SUCS



Fuente: http://www.uned.es/dptoicf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/images/mecansueloycimentacionescap_1.pdf

A continuación, vemos un cuadro donde especifica el significado de cada letra:

Tabla 3. Nomenclatura de la clasificación SUCS

Primera y/o segunda letra		Segunda letra	
Símbolo	Definición	Letra	Definición
G	grava	P	pobremente gradado (tamaño de partícula uniforme)
S	arena	W	bien gradado (tamaños de partícula diversos)
M	limo	H	alta plasticidad
C	arcilla	L	baja plasticidad
O	orgánico		

Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_Unificado_de_Clasificaci%C3%B3n_de_Suelos

3.2 Estudio topográfico

La topografía (del griego τόπος, ‘lugar’, y «-grafía», ‘descripción’) es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie terrestre, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales.

Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la “x” y la “y” competencia de la planimetría, y la “z” de la altimetría.

Todos los trabajos de campo necesarios para llevar a cabo un levantamiento topográfico, consisten en la medida de ángulos y distancias.

Actualmente el método más utilizado para la toma de datos se basa en el empleo de una estación total, con la cual se pueden medir distancias verticales y horizontales, ángulos verticales y horizontales; e internamente con el micro procesador programado calcular las coordenadas topográficas (norte, este, elevación) de los puntos visados.

3.2.1 Curvas de nivel

Los mapas topográficos utilizan el sistema de representación de planos acotados, mostrando la elevación del terreno utilizando líneas que conectan los puntos con la misma cota respecto de un plano de referencia, denominadas curvas de nivel.

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

3.2.2 Características de las curvas de nivel

- Debido a que la superficie de la tierra es una superficie continua, las curvas de nivel son líneas continuas que se cierran en sí mismas, bien sea dentro o fuera del plano, por lo que no se deben interrumpir en el dibujo.
- Las curvas de nivel nunca se bifurcan o se ramifican.
- La separación entre las curvas de nivel indica la inclinación del terreno. Curvas muy pegadas indican pendientes fuertes, curvas muy separadas indican pendientes suaves.
- Curvas concéntricas cerradas, en donde las curvas de menor cota envuelven a las de mayor cota indican un cerro o colina.
- Curvas concéntricas cerradas, donde las curvas de mayor cota envuelven a las de menor cota indican una depresión.

3.3 Diseño arquitectónico

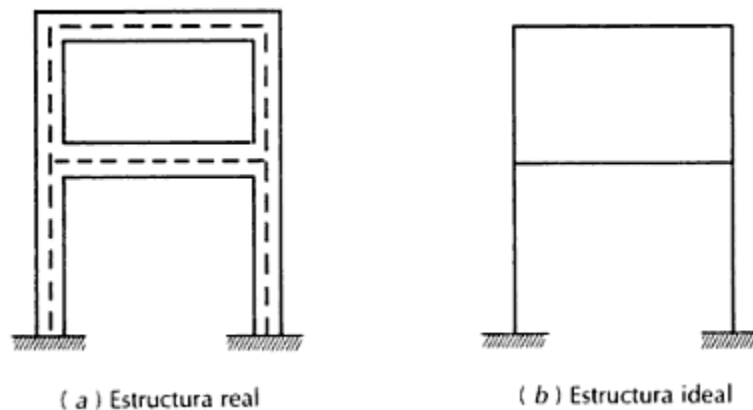
El diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios habitables para el ser humano, tanto en lo estético como en lo tecnológico. Entendiendo al diseño como proceso creativo encausado hacia una meta determinada, existen ciertas bases que apoyan su desarrollo y su creatividad. Estas bases no han sido formuladas a modo de reglamento a seguirse al pie de la letra, pues se rigen por la creatividad.

3.4 Idealización de la estructura

Para la simplificación del cálculo es necesario reemplazar la estructura real por un sistema simple que represente de manera sencilla el comportamiento de la estructura, esto se conoce

como idealización estructural. En otras palabras, se realiza una transformación de las estructuras reales tridimensionales en estructuras planas.

Figura N° 7. Idealización estructural

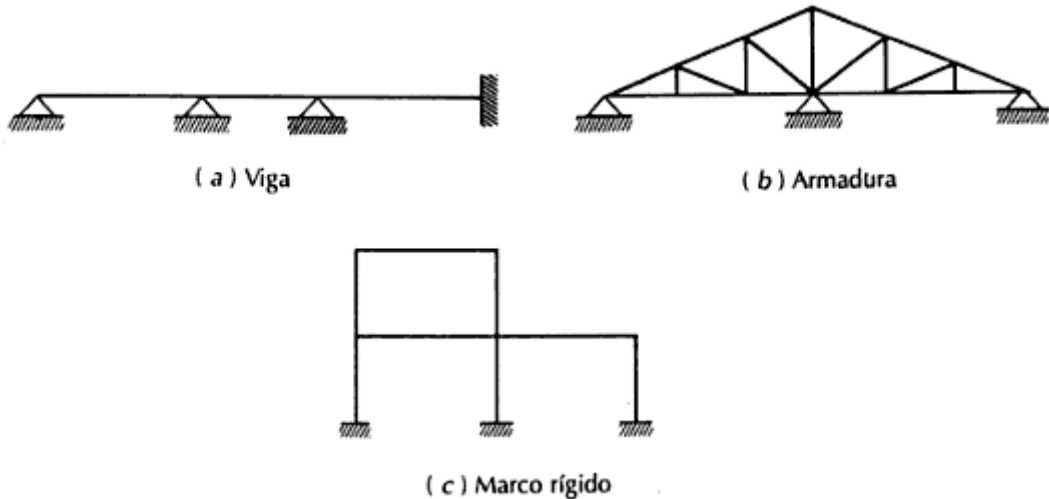


Si tomáramos en consideración detalladamente los datos del ancho y espesor de los componentes estructurales el análisis de la estructura sería mucho más extenso y complejo, ya que existen diferentes características a tomar en cuenta como la acción de las fuerzas concentradas que rara vez actúan en un punto aislado, sino que generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas.

Por medio de la idealización estructural los componentes estructurales se representan por líneas localizadas a lo largo de sus ejes geométricos.

Otra idealización importante se refiere al tamaño y comportamiento de los apoyos de las estructuras y de las intersecciones de sus miembros. Los apoyos ideales representan puntos en los que no hay fricciones que impidan el desplazamiento o las rotaciones de los miembros, o bien, que les proporcionen unos empotramientos perfectos. En los apoyos reales no se presenta esta situación ideal; tienen dimensiones apreciables y siempre hay fricciones o empotramientos que no son perfectos. Lo mismo sucede con las intersecciones de miembros estructurales. Tienen dimensiones considerables y deformaciones dentro de la intersección que no se consideran normalmente en el análisis estructural.

Figura N° 8. Idealización de elementos estructurales



3.5 Diseño estructural

El cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzos y de compatibilidad de las deformaciones.

Esto incluye también la fase previa de establecimiento de tipo estructural. Para el cálculo, no importa qué material constituya la estructura, se debe seguir las siguientes etapas:

- a) Establecimiento del esquema estructural. -

Suele ser una simplificación de la estructura real a efectos de cálculo, fijando su disposición general, forma de trabajo, dimensiones, condiciones de apoyo, etc.

- b) Consideración de todas las acciones que puedan actuar sobre la estructura. -

No solo las acciones físicas (que son las que intervienen en los cálculos) sino también las acciones químicas que afectan a la durabilidad de la estructura. Es necesario también en esta

etapa, considerar las características del terreno de cimentación (tensiones admisibles, posibles asentamientos, posible agresividad, etc)

c) Determinación de las hipótesis de carga. -

Son las diferentes combinaciones de las acciones (no compatibles entre sí) que debe soportar la estructura, y que deben elegirse de forma que se produzcan en ella los efectos más desfavorables.

d) Cálculo de esfuerzos. -

Obtenido para cada hipótesis de carga, las solicitaciones, son las resultantes de las tensiones ejercidas sobre el elemento a diseñar.

Cuando las secciones calculadas, no sean suficientes para poder absorber y resistir correctamente los esfuerzos actuantes, se deberá volver a dimensionar dichas secciones.

e) Cálculo de secciones. - Consiste en las siguientes operaciones:

- Comprobación de que una sección previamente conocida es capaz de resistir las solicitaciones más desfavorables que puedan actuar sobre ella.

- Dimensionamiento de una sección aún no definida completamente; para que pueda soportar las solicitaciones.

Si en el dimensionamiento se alteran de forma importante las dimensiones de las secciones, puede resultar necesario un nuevo cálculo de la estructura.

3.5.4.1 Método de diseño

En el presente proyecto se realizó el diseño de los elementos de acero con la Norma AISC y los elementos de hormigón con la Norma ACI, ambos en base a los principios del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que la estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

La especificación LRFD se concentra en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y le permiten al proyectista cierta libertad en el área de servicio. Esto no significa que el estado límite de servicio no sea significativo, sino que la consideración más importante (como en todas las especificaciones estructurales) es la seguridad y las propiedades de la gente. Por ello, la seguridad pública no se deja al juicio del proyectista.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio (Q_i) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i) que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el proyectista intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además, esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño.

La información precedente puede resumirse para un miembro particular de la manera siguiente: (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga) \leq (factor de resistencia)(resistencia nominal)

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

El miembro izquierdo de esta expresión se refiere a los efectos de las cargas en la estructura, y el derecho a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

3.5.4.2 Cargas

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

3.5.4.2.1 Cargas muertas

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de las estructuras. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

3.5.4.2.2 Cargas vivas

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación. Pueden estar total o parcialmente en su sitio o no, y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

A continuación, se muestra una tabla de cargas mínimas aplicadas:

Tabla 4. Valores de sobrecarga

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA Kg/m²
A. Azoteas	
Accesible solo para conservación	100
Accesible solo privadamente	150
Accesible al público	300
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	200
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escalera, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	200
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	300
Oficinas públicas, tiendas	400
Galerías comerciales, escaleras y accesos	200
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	200
Escaleras y accesos	300
Balcones volados	400
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
G. Calzadas y garajes	
Solo automóviles de Turismo	400
Camiones	1000

Fuente: Valores de sobrecargas, Norma CIRSOC – 101, pág. 9

3.5.4.2.3 Cargas ambientales

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de granizo, cargas de posibles empozamientos de agua debido a las lluvias presión y succión de viento, cargas sísmicas, presiones de suelo y fuerzas causadas por cambios de temperatura. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas, tanto en magnitud como en distribución.

3.5.4.3 Hipótesis de carga

En la siguiente tabla observamos los factores de carga utilizados para la condición básica, los cuales deben aplicarse a las cargas muertas calculadas y a las cargas vivas.

Tabla 5. Combinaciones de carga

$U = 1.4 (D + F)$
$U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
$U = 1.2 D + 1.6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0 L \text{ ó } 0.87 W)$
$U = 1.2 D + 1.6 W + 1.0 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$
$U = 0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$
$U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$

Fuente: Norma ACI, Sección 9-Requisitos de resistencia y funcionamiento, Pág 111-112

D = Carga permanente, compuesta por:

- (a) peso propio del miembro;
- (b) peso de todos los materiales de construcción incorporados al edificio que son soportados por el miembro, incluyendo los tabiques incorporados; y
- (c) peso de los equipos permanentes.

E = Carga sísmica

F = Cargas debidas a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas

L = Sobrecargas debidas al uso y ocupación esperados, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y tabiques móviles y las cargas que la estructura soporta transitoriamente durante su mantenimiento. L incluye cualquier reducción permitida. Si en el diseño se toma

en cuenta la resistencia a las cargas de impacto, estos efectos se deben incluir junto con la sobrecarga.

Lr = Sobrecarga sobre la cubierta

S = Carga de nieve

Rr = Carga de lluvia, exceptuando el estancamiento

H = Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo y del agua presente en el suelo

P = Cargas, fuerzas y efectos de las cargas debidas al estancamiento

T = Fuerzas y efectos autodeformantes que surgen de la contracción o expansión provocada por los cambios de temperatura, retracción, cambios de humedad, fluencia lenta de los materiales componentes, movimientos provocado por asentamientos diferenciales, o combinaciones de los mismos

W = Carga de viento

3.5.4.4 Factores de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de un elemento estructural, se debe tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en las hipótesis de diseño, resistencia de materiales, dimensiones de cada sección, mano de obra, aproximación de los análisis, etc.

Por otro lado, para hacer una estimación, se multiplica la resistencia última teórica de cada elemento por un factor ϕ de resistencia. En la siguiente tabla se dan los valores de los factores de resistencia mencionados.

Tabla 6. Factores de Resistencia Característicos

Tipo de resistencia	Factor de Reducción ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial con flexión	
Compresión axial y compresión axial con flexión	0.75
Elementos con refuerzo en espiral	0.70

Elementos con refuerzo en estribos	0.85
Cortante y Torsión	

Fuente: Norma ACI, Sección 9-Requisitos de resistencia y funcionamiento, Pág 113-114

Tabla 7. Factores de Resistencia para Estructuras Metálicas

Factores de resistencia ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en junta tipo fricción
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldaduras de ranura en el metal base
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros
0.80	Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldaduras de ranura con penetración parcial
0.75	Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sean tipo A307)
0.6	Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac), Pág 43

3.5.4.5 Disposiciones del refuerzo

3.5.4.5.1 Recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo

El recubrimiento y espaciamiento del refuerzo deben ser controlados para evitar las fallas por adherencia y para garantizar una distribución del acero que facilite el procedimiento constructivo. Además, es necesario asegurar un recubrimiento mínimo de hormigón para proteger el refuerzo contra corrosión, el fuego, la abrasión, etc. Sin embargo, el recubrimiento no debe ser demasiado grueso pues esto puede ocasionar rajaduras en el concreto por falta de refuerzo.

❖ Recubrimiento mínimo del acero

El código ACI sugiere algunos valores para el recubrimiento mínimo los cuales se indican en la siguiente tabla.

Tabla 8. Recubrimiento mínimo del refuerzo para elementos de hormigón armado, vaciado en obra

Concreto vaciado en obra	Recubrimiento mínimo (cm)
1. Concreto vaciado directamente sobre el terreno sin encofrado	7.5
2. Concreto en contacto con el terreno o expuesto a la intemperie	
Varillas #6 a #18	5.0
Varillas #5, alambres W31 o D31 y menores	4.0
3. Concreto vaciado al interior de edificaciones	
. Losas, muros y aligerados	
Varillas #14 y #18	4.0
Varillas #11 y menores	2.0
. Vigas y columnas: refuerzo longitudinal, estribos y espirales	4.0
. Bóvedas y elementos laminares	
Varillas #6 y mayores	2.0
Varillas #5 y menores	1.5

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 49

Tabla 9. Recubrimiento mínimo del refuerzo para elementos de hormigón pretensado vaciado en obra

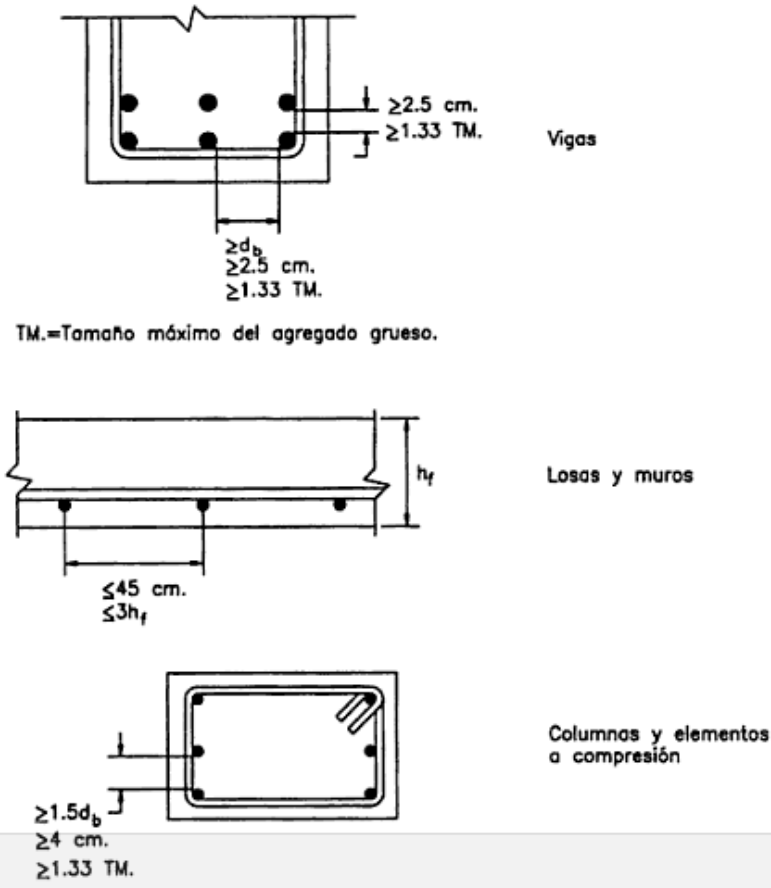
Concreto en elementos pretensados	Recubrimiento mínimo (cm)
1. Concreto sobre el terreno	7.5
2. Concreto expuesto al terreno o a la intemperie Muros, losas y viguetas Otros	2.5 4.0
3. Concreto no expuesto al terreno o a la intemperie Vigas y columnas: Refuerzo longitudinal Estribos y espirales Losas, muros y viguetas Bovedas y elementos laminares Varillas # 6 y mayores Varillas # 5 y menores	4.0 2.5 2.0 2.0 ó d_b 1.3

Fuente: Norma ACI, Sección 7- Detalles del refuerzo, Pág 90-91

❖ Espaciamiento mínimo entre varillas

El código ACI sugiere los espaciamientos mínimos indicados en las figuras siguientes.

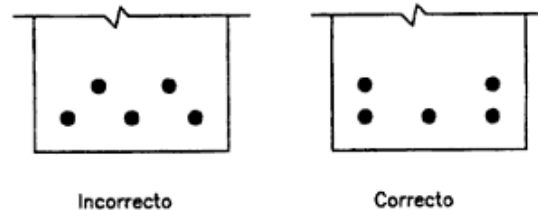
Figura N° 9. Espaciamiento mínimo entre varillas



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 50

Las barras de acero coladas en varias capas deberán alinearse para facilitar el colado del hormigón e impedir que los agregados sean retenidos en la armadura.

Figura N° 10. Distribución del refuerzo



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 51

3.5.4.5.2 Longitud de anclaje o desarrollo del refuerzo

El patrón de fisuras que exhibe el hormigón armado genera una distribución variable de esfuerzos de manera impredecible, es por esta razón que no resulta práctico garantizar el anclaje del refuerzo analizando el esfuerzo a lo largo del acero.

En la práctica, el código ACI hace uso del concepto de longitud de anclaje para asegurar la adecuada adherencia acero-hormigón. Se define longitud de anclaje como la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en hormigón para garantizar el desarrollo de su resistencia de diseño a partir de una determinada sección crítica. La longitud de anclaje dependerá de las características de la barra: diámetro, ubicación, recubrimiento y del hormigón que la rodea.

❖ Longitud de anclaje en varillas de acero en tensión

La longitud de anclaje del acero en tensión está dada por:

$$l_d = \frac{d_b}{3.54} * \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\Psi_t * \Psi_c * \Psi_s * \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)}$$

Donde:

Ψ_t = Factor de ubicación de la barra

Ψ_c = Factor de tratamiento superficial del acero

Ψ_s = Factor de diámetro de la barra

λ = Factor de agregado ligero

c_b = Recubrimiento o espaciamiento de la barra entre ejes, el que sea menor

K_{tr} = Índice de refuerzo transversal

d_b = diámetro nominal de la barra, en mm

El término $(C_b + K_{tr})/d_b$ no se tomará mayor que 2.5. En cualquier caso, la longitud de anclaje en tensión no será menor que 30 cm.

Tabla 10. Factores que afectan la longitud de anclaje del acero a tensión

Factor	Descripción de las condiciones	Valor
Ubicación de la barra Ψ_t	Varillas superiores	1.3
	Otras varillas	1.0
Tratamiento superficial del acero Ψ_c	Varillas o alambres con recubrimiento epóxico y recubrimiento menor que $3d_b$ y espaciamiento libre menor que $6d_b$	1.5
	Otras varillas o alambres con recubrimiento epóxico	1.2
	Varillas sin recubrimiento epóxico	1.0
Diámetro de la barra Ψ_s	Alambres y varillas menores a la #6	0.8
	Varillas iguales y mayores a la #7	1.0
Agregado ligero λ	Concreto con agregado ligero	1.3
	Concreto con agregado ligero y f_{ct} especificado	$1.77 \sqrt{f'_c} / f'_c \geq 1.0$
	Concreto con agregado convencional	1.0

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 52

Se denominan varillas superiores a aquellas que se ubican de modo que tienen por lo menos 30 cm de hormigón fresco debajo de ellas y que, por lo tanto, tienen más burbujas de aire rodeando la varilla. En estos casos, la adherencia acero-hormigón, se ve reducida por lo que el factor de ubicación del refuerzo es mayor que la unidad.

El producto de los factores Ψ_t y Ψ_c no deben exceder 1.7.

El término C_b de la ecuación, será igual a la distancia del centro de la varilla a la superficie de hormigón más cercana o a la mitad de la distancia centro a centro de las varillas, la que sea menor.

El índice de refuerzo transversal será evaluado con la siguiente expresión:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105.6 * s * n}$$

Donde:

A_{tr} = Área de refuerzo transversal en una longitud igual a “s”

F_{yt} = Límite elástico del refuerzo transversal

s = Espaciamiento máximo del refuerzo transversal a lo largo de “ l_d ”

n = Número de barras ancladas o empalmadas a lo largo del plano de deslizamiento

Para simplificar el diseño, el código permite considerar nulo el índice de refuerzo transversal, aunque los estribos estén presentes.

En los elementos sometidos a flexión, la longitud de anclaje en tensión podrá ser reducida si el área de refuerzo requerida por análisis es menor que la provista. En este caso el factor de reducción será: $A_s \text{ requerida} / A_s \text{ provista}$. Esta provisión no es válida cuando se requiera, específicamente, que el refuerzo sea anclado para desarrollar su esfuerzo de fluencia. Siempre que se cuente con espacio suficiente para desarrollar totalmente el refuerzo, es aconsejable no tomar en cuenta este factor para tener mayor margen de seguridad ante una eventual sobrecarga de la estructura.

3.5.4.5.3 Ganchos estándar

Los ganchos se utilizan cuando el espacio disponible en el elemento no es suficiente para desarrollar toda la longitud de anclaje del refuerzo. Los ganchos sirven de anclaje sólo a varillas que se encuentran en tracción siendo inútiles para acero a compresión.

El término gancho estándar se emplea con uno de los siguientes significados:

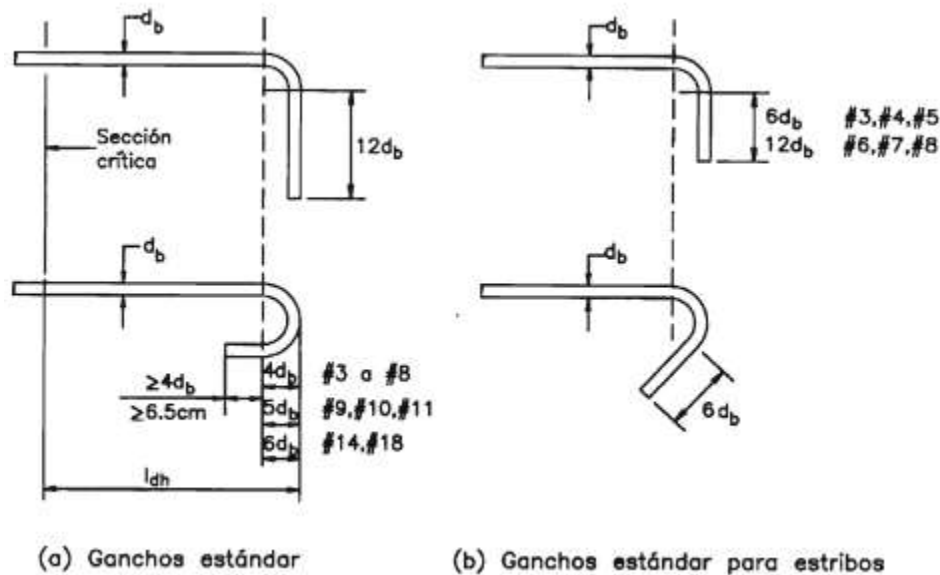
- Doblez de 180° más una extensión de $4d_b$, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.
- Doblez de 90° más una extensión de d_b en el extremo libre de la barra.

Para estribos:

- Barra N° 16 y menor, doblez de 90° más $6d_b$ de extensión en el extremo libre de la barra, o

- Barra N° 19, N° 22, N° 25, dobléz de 90° más extensión de $12d_b$ en el extremo libre de la barra, o
- Barra N° 25 y menor, dobléz de 135° más extensión de $6d_b$ en el extremo libre de la barra.

Figura N° 11. Tipos de gancho estándar



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 54

Las dimensiones del gancho son muy importantes para asegurar su eficiencia. En la porción recta se desarrollan esfuerzos de adherencia y en la porción curva, esfuerzos de aplastamiento en el hormigón.

Se ha demostrado que la longitud de varilla requerida para fabricar un gancho estándar desarrolla aproximadamente la misma capacidad de adherencia que una varilla recta de la misma longitud, es decir, la curvatura del gancho no le agrega adherencia adicional al

refuerzo. Incrementar la extensión del gancho no mejora su comportamiento debido a que la falla se produce por aplastamiento del hormigón en la porción curva.

Al igual que para determinar la longitud de anclaje del refuerzo en compresión, para calcular la longitud de anclaje del gancho estándar se determina primero una longitud básica de anclaje y luego ésta es afectada de una serie de factores.

La longitud básica de anclaje de una barra corrugada con gancho estándar será:

$$l_{dh} \geq \frac{0.0754 * \beta * \lambda * F_y}{\sqrt{f'_c}} * d_b$$

Donde:

$\beta = 1.2$ para barra con refuerzo epóxico y $\lambda = 1.3$ para agregados livianos. Para otros casos

$\beta = 1$ y $\lambda = 1$.

La longitud de anclaje con gancho deberá satisfacer:

$$l_{dh} \geq 8 * d_b$$

Y no deberá ser menor que 15 cm.

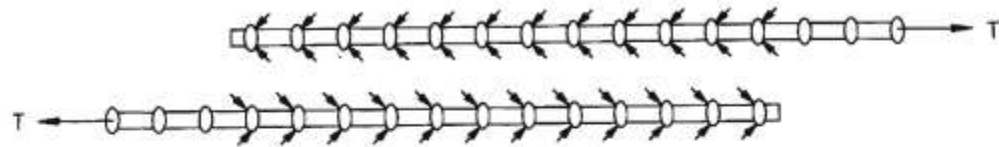
3.5.4.5.4 Empalmes de varillas

Los empalmes son utilizados cuando la longitud del refuerzo en un elemento excede la longitud comercial de las varillas de acero y es necesario unir dos de ellas para conseguir el largo adecuado. También se presentan en los nudos o apoyos y cuando se desea cambiar el diámetro de las varillas. Deben ubicarse en las zonas menos esforzadas para no disminuir la resistencia de la pieza y su distribución será especificada en los planos.

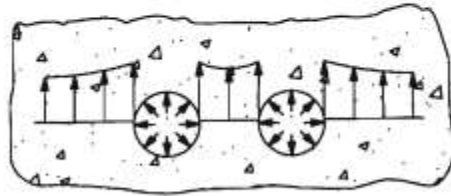
❖ Empalme traslapado

El empalme traslapado consta de las dos varillas a empalmar, una a continuación de la otra, con una cierta longitud de traslape. La fuerza en una barra se trasfiere al hormigón que la rodea por adherencia y, simultáneamente, por el mismo efecto, del hormigón a la otra barra. La eficiencia de un empalme depende del desarrollo de la adherencia a lo largo de la superficie de las varillas y de la capacidad del concreto para transferir los elevados esfuerzos cortantes que se generan. Los empalmes traslapados tienen la desventaja que el concreto que los rodea presenta grietas locales irregulares.

Figura N° 12. Fuerzas en el acero y el hormigón en empalmes traslapados



(a) Fuerzas en las varillas empalmadas.



(b) Fuerzas radiales en el concreto y esfuerzos generados en una sección del empalme

Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pág. 58

El empalme traslapado con contacto es mejor pues se puede amarrar el acero con alambres. Si las varillas empalmadas no están en contacto directo, no deberán separarse más de un quinto de la longitud del empalme ni más de 15 cm, pues sino se genera una sección no reforzada entre varillas que favorece el agrietamiento.

El código ACI recomienda que no se debe usar empalmes traslapados para varillas mayores a la N°11.

❖ Empalmes a tracción

El empalme a tracción genera compresión diagonal en el hormigón ubicado entre varillas. La presencia de estribos en el elemento limita el desarrollo de grietas originadas por estos esfuerzos y asegura una falla dúctil. Experimentalmente se ha demostrado que resulta beneficioso escalonar los traslapes. Este se debe a que los extremos de las barras son fuentes de discontinuidad e inician grietas en la zona de tensión.

Existen dos clases de empalmes a tracción:

$$\text{Clase A: } l_s = 1.0 * l_d$$

$$\text{Clase B: } l_s = 1.3 * l_d$$

Donde:

l_s = Longitud de traslape o empalme, que será siempre ≥ 30 cm

l_d = Longitud de anclaje en tensión de la varilla sin incluir reducción por exceso de refuerzo.

La reducción por exceso de refuerzo es considerada a través de los factores 1.0 y 1.3.

Para la determinación de la longitud de anclaje de varillas empalmadas simultáneamente, se considerará que su espaciamiento es igual al espaciamiento entre varillas fuera de la zona de empalme menos el diámetro de una barra.

Figura N° 13. Espaciamiento entre varillas en empalme escalonado



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pág. 59

El empalme clase A se emplea cuando el área de refuerzo provista en la sección es al menos el doble de la requerida por análisis de todo lo largo del empalme y cuando la mitad del refuerzo o menos es traslapado en la longitud del empalme. En cualquier otro caso se usa el empalme clase B.

3.5.4.5 Armadura de retracción y temperatura

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350.....0.0020
- b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420.....0.0018
- c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%..... $(0.0018 \cdot 420) / F_y$

En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.

3.5.4.6 Cubierta

Se entiende por cubierta toda la estructura de una edificación ubicada sobre el cielo del último piso, cuya función es recibir un recubrimiento para aislar a la vivienda del medio ambiente, protegiéndola del frío, calor, viento, lluvia y/o nieve.

3.5.4.6.1 Formas y proporciones

En general hay dos aspectos que considerar en el dimensionamiento inicial de una armadura:

1. La forma exterior o contorno, que para una luz determinada se refiere a la altura de la armadura o su pendiente.
2. La distribución interna de las barras, que es función de su máxima longitud recomendable y la necesidad de su triangulación para transmitir las cargas a los apoyos.

La forma o contorno exterior depende del tipo de cobertura, las condiciones arquitectónicas de la estructura y de la luz por cubrir.

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

Se expresa generalmente como fracción:

$$\frac{h}{L} = \textit{pendiente} = \frac{\textit{Altura de la armadura}}{\textit{longitud del tramo horizontal considerado}}$$

3.5.4.6.2 Espaciamiento

El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. Es conveniente usar el mayor espaciamiento entre las armaduras porque resulta por lo general, en el diseño más económico. El incremento en costo (en la armadura) por mayor espaciamiento es mínimo comparado con el ahorro por área cubierta.

Debe usarse por lo general aquel espaciamiento igual a la máxima luz que cubran las correas más económicas.

3.5.4.6.3 Materiales

❖ Perfiles de acero

Para entender el comportamiento de las estructuras metálicas es absolutamente indispensable que el proyectista conozca las propiedades del acero. Los diagramas esfuerzo-deformación ofrecen parte de la información necesaria para entender cómo se comporta este material en una situación particular.

Si una pieza de acero estructural dúctil se somete a una fuerza de tensión, ésta comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza a razón constante, la magnitud de alargamiento aumentará constantemente dentro de ciertos límites. Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximadamente igual a un medio de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más y rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina límite proporcional. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico. Este valor rara vez se mide y para la mayoría de los materiales estructurales, incluido el acero, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón se usa a veces el término límite proporcional elástico.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia; corresponde al primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. El esfuerzo de fluencia es para el proyectista la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos de diseño se basan en este valor. Más allá del esfuerzo de fluencia hay un intervalo en el que ocurre un incremento considerable de la deformación sin incremento del esfuerzo. La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica. La deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina deformación plástica. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

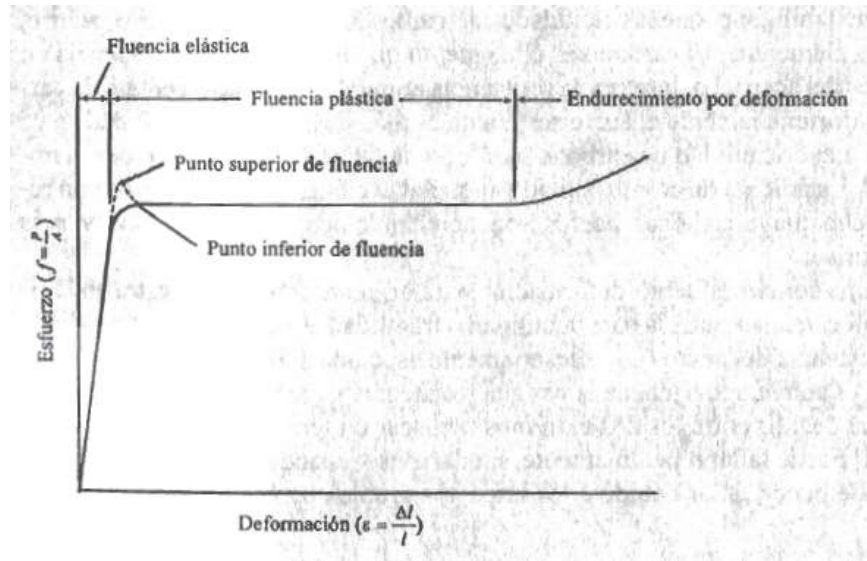
La fluencia del acero puede parecer una seria desventaja, pero en realidad es una característica muy útil; con frecuencia ha prevenido la falla de una estructura debida a omisiones o errores del proyectista. Si el esfuerzo en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura cederá localmente sin incremento en el esfuerzo, impidiendo así una falla prematura. Esta ductilidad permite que se reajusten los esfuerzos en una estructura de acero. Otra manera de describir este fenómeno es afirmar que los altos esfuerzos causados por la fabricación, el montaje o la carga tienden a igualarse entre sí. También puede decirse que una estructura de acero tiene una reserva de

deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y golpes repentinos. Si no tuviese esta capacidad se podría fracturar como el vidrio u otros materiales análogos.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores. Esta porción del diagrama esfuerzo-deformación no resulta muy importante para los proyectistas actuales porque las deformaciones son muy grandes. En la figura se muestra un diagrama típico de un acero estructural de bajo contenido de carbono. Sólo se presenta aquí la parte inicial de la curva, debido a la gran deformación que ocurre antes de la falla. En el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que equivalen a valores que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la deformación elástica. La curva alcanza su esfuerzo máximo y luego disminuye poco a poco antes de que ocurra la falla de la probeta. En esta región de la curva se presenta una marcada reducción de la sección transversal, llamada “estricción del elemento”.

La curva esfuerzo-deformación en la figura es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone que es la misma para miembros a tensión o a compresión. La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y con la temperatura. En la figura se muestra dicha variación, la línea interrumpida marca la fluencia superior ocurre cuando un acero dulce se carga rápidamente, en tanto que la curva con la fluencia inferior se obtiene con una carga lenta.

Figura N° 14. Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural con bajo contenido de carbono



Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas (Método LRFD), Introducción al diseño estructural en acero, Pág. 15

Una propiedad muy importante de una estructura que no se ha esforzado más allá de su punto de fluencia, es que ésta recuperará su longitud original cuando se supriman las cargas. Si se esfuerza más allá de ese punto recuperará sólo parte de su longitud inicial. Este hecho ofrece la posibilidad de probar una estructura existente cargándola y descargándola. Si después de que las cargas se retiran la estructura no recupera sus dimensiones originales, significa que se ha esforzado más allá de su punto de fluencia.

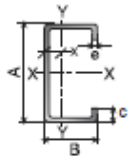
El acero es una aleación que está compuesta principalmente de hierro (más del 98%). Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono, pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil y su soldabilidad se ve afectada. Una menor cantidad de carbono hará más suave y dúctil al acero, pero también más débil. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias muchos mayores. Esos aceros son apreciablemente más costosos y más difíciles de fabricar.

El acero elegido para la cercha metálica es el acero A36 cuyas características estarán en cumplimiento con la Norma ASTM. Tiene una densidad de 7850 kg/m^3 (0.28 lb/in^3), un

módulo de elasticidad de 200 GPa (29.000 ksi), un límite de fluencia mínimo de 250 MPA (36 ksi) y un límite de rotura mínimo de 410 MPa (58 ksi).

El tipo de perfil asumido para el proyecto es el perfil Costanera conformado en frío con las características indicadas en el catálogo mostrado a continuación:

Tabla 11. Especificaciones Generales Perfil Costanera

Largo normal:	6 m. Otros largos previa consulta.	
Recubrimiento:	Negro.	
Extremos:	Lisos de máquina.	
Calidades normales:	A42-27ES • A37-24ES	
Otras dimensiones:	A pedido, previa consulta a CINTAC.	

Fuente: Catálogo Cintac, Perfiles para usos Estructurales e Industriales, Pág. 10

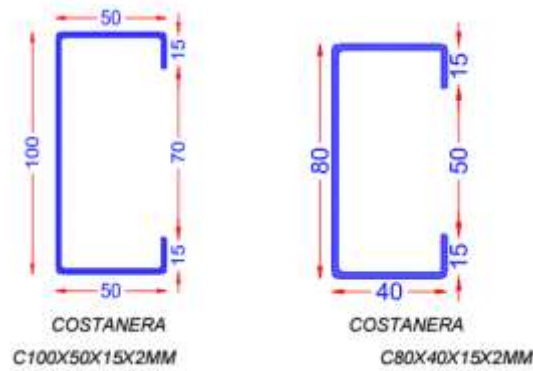
Paras las barras que constituyen la cercha se escogieron perfiles C100x50x15x2 y para las correas C80x40x15x2. De la siguiente tabla podemos ver las propiedades de los perfiles:

Tabla 12. Especificación Técnica Perfil Costanera

Dimensiones nominales				Peso teórico	Area	Propiedades							
A	B	C	e	P	A	Eje X-X			Eje Y-Y				Flexión
mm	mm	mm	mm	kgf/m	cm ²	I	W	i	I	W	I	X	I _a
						cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm
80	40	15	2	2,78	3,54	35,3	8,81	3,16	8,07	3,18	1,51	1,46	1,91
		15	3	4,01	5,11	49,0	12,26	3,10	10,85	4,27	1,46	1,46	1,88
		15	4	5,14	6,55	60,4	15,11	3,04	12,88	5,05	1,40	1,45	1,85
100	50	15	2	3,40	4,34	69,2	13,85	4,00	14,98	4,57	1,86	1,73	2,33
		15	3	4,95	6,31	97,8	19,56	3,94	20,52	6,25	1,80	1,72	2,29
		15	4	6,40	8,15	122,5	24,50	3,88	24,86	7,55	1,75	1,71	2,25

Fuente: Catálogo Cintac, Perfiles para usos Estructurales e Industriales, Pág. 10

Figura N° 15. Perfil Costanera



Fuente: http://ibis.dk/sites/default/files/PDF%20global/Bolivia%20pdf%20files/10_memoria_de_calculo_silos_de_papa.pdf

❖ Calamina galvanizada

Como material constituyente de la cubierta se eligió la calamina N° 28 por reunir las siguientes características: disponibilidad en el mercado nacional y local, bajos costos, facilidad de instalación, resistencia mecánica.

La chapa de acero galvanizada por inmersión en caliente es uno de los productos siderúrgicos de mayor desarrollo mundial. Se produce a partir de chapa de acero laminada en frío o en caliente, la cual es revestida en ambas caras con una delgada capa de zinc, de pureza no menor al 98%. El producto, que combina las características de resistencia del acero con la durabilidad del zinc, es apto para fabricar piezas conformadas y sumamente resistentes a la acción corrosiva del medio ambiente.

Tabla 13. Propiedades calamina galvanizada N° 28

DIMENSIONES (METROS)					Peso (Kg/m ²)
Largo	Ancho	Espesor	Traslape Longit.	Traslape Transv.	
1.8	0.80	0.003	0.125	0.08	3.0
2.45	0.80	0.003	0.125	0.08	3.0

3.00	0.80	0.003	0.125	0.08	3.0
-------------	-------------	--------------	--------------	-------------	------------

3.5.4.6.4 Cargas a considerar en el diseño

Las armaduras deben diseñarse para soportar todas las cargas provenientes de:

- ❖ Peso propio y otras cargas permanentes o muertas, considerando un estimado apropiado de la densidad del material, e incluyendo las cargas provenientes del peso de otros componentes de la edificación, estructurales o no.

a) Peso propio de la cercha

El peso propio puede calcularse fácilmente conociendo los tamaños supuestos de los componentes de la estructura.

b) Peso de la cubierta

Se obtienen los datos según el fabricante.

c) Peso de las correas

Debe ser diseñada como una viga de simplemente apoyada, tomando en cuenta las cargas de peso propio, peso de la cubierta, sobrecarga y viento.

Principalmente asumiremos las dimensiones del perfil, para finalmente verificar que la sección cumpla.

d) Peso del cielo raso

El peso del cielo raso de yeso se encuentra entre 20 – 40 kg/m².

- ❖ Sobrecargas de servicio o cargas vivas, es decir, todas aquellas cargas que no forman parte del peso propio de la cercha pero que la estructura está destinada a resistir.

a) Sobrecarga por mantenimiento

Dentro del grupo de cargas vivas se considera como carga eventual el peso que ejerce el personal de limpieza y mantenimiento, el cual consistirá en la limpieza de la superficie de la

cubierta, el repintado de los elementos de la estructura y algún otro trabajo que se necesite sobre la cubierta.

En este valor también se considera el peso del equipo y herramientas que llevaría un obrero promedio para ejecutar el trabajo, asimismo como también el material.

b) Viento

El viento crea una carga dinámica sobre un edificio. Estas fuerzas cambiantes actúan en cualquier dirección y duran desde una fracción de segundo hasta varios minutos; pueden ser desde muy pequeñas e incluso alcanzar una magnitud destructiva, dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición.

A pesar que las ráfagas del viento pueden provenir de cualquier dirección y seguir una diversidad de cursos, por lo general se acepta que el viento se debe tratar como un movimiento horizontal de la masa de aire. No obstante, este movimiento horizontal de aire puede causar presiones y succiones.

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 kg/m²

q = Presión en función de la velocidad del viento en kg/m²

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

El valor de q se determina mediante la siguiente ecuación:

$$q = 0.00484 * v^2$$

Donde:

v = Velocidad del viento en km/hr

El valor C (C_1 para barlovento y C_2 para sotavento) se determina mediante la siguiente tabla, donde los valores negativos significan succión y para ángulos intermedios se puede interpolar.

Tabla 14. Valores del Coeficiente C

Valor ϕ en grados	C_1	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

Fuente: Diseño de estructuras de madera, pag 132

Para la determinación de los esfuerzos ocasionados por el viento, se deben estudiar los estados de carga resultantes de considerar primeramente el viento atacando desde la izquierda y después del lado derecho.

c) Granizo

La sobrecarga de granizo o nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

La sobrecarga de granizo o nieve sobre una superficie horizontal se supone uniformemente repartida, y su valor se considera en función de la altura de acumulación de estos fenómenos naturales.

El granizo tiende a resbalar por los techos con pendiente, sobre todo de aquellos con superficie de metal; el granizo es una carga variable que puede cubrir todo el techo o sólo parte de él, dependiendo de la forma y/o geometría de la cubierta y además de que si el deslizamiento del granizo presenta o no obstáculos.

En el caso de nuestra armadura, dado que tiene una pendiente mínima del 16.12% y que la superficie es metálica, podemos afirmar que la acumulación del granizo será muy poco probable en grandes cantidades. La acumulación se dará para granizadas excepcionalmente.

El peso específico del granizo y la altura acumulada son relativamente variables según las circunstancias, pudiendo servir como parámetros los siguientes valores:

$$P_G = \gamma_{granizo} * h_{granizo}$$

Para fines de cálculo suponemos una acumulación uniforme en toda la superficie de cubierta de 10cm y un peso específico del granizo de 900 kg/m³

3.5.4.6.5 Características constructivas y recomendaciones

❖ Distancias entre apoyos

Considerando que se puede llegar a caminar sobre el techo, las separaciones máximas entre apoyos rondarían los 105 y 115 cm, dependiendo si es una chapa fina o gruesa respectivamente.

Para el presente proyecto adoptamos un valor de 100 cm por razones constructivas.

❖ Solapes y pendientes

Para una correcta colocación se debe tener en cuenta una pendiente adecuada y el solape tanto vertical como lateral. Las pendientes y los solapes están estrictamente ligados.

Para una cubierta de calamina la pendiente oscila alrededor del 10% y los solapes están en función de las especificaciones del fabricante.

3.5.4.6.6 Criterios de diseño

❖ Hipótesis usuales

Los elementos que constituyen las armaduras pueden ser considerados rectos de sección transversal uniforme, homogéneos y perfectamente ensamblados en las uniones.

Las cargas de la cobertura se transmiten a través de las correas. Estas a su vez pueden descansar directamente en los nudos o en los tramos entre nudos de la cuerda superior originando momentos flectores en estos elementos.

Las fuerzas axiales en las barras de la armadura pueden calcularse suponiendo las cargas aplicadas directamente en los nudos. Cuando éste no sea el caso, se podrá reemplazar la acción de las cargas repartidas por su efecto equivalente en cada nudo. Basta con suponer las cuerdas simplemente apoyadas en los nudos donde se desea concentrar su acción.

En las bridas o cuerdas superior e inferior los efectos de flexión debidos a las cargas en el tramo se superpondrán a las fuerzas axiales de tracción o compresión para diseñar los elementos como viga-columna.

❖ Esbeltez

La relación de esbeltez de un miembro es el cociente de su longitud no soportada y su radio de giro mínimo. Las especificaciones de acero presentan generalmente valores máximos de esta relación para miembros a tensión y compresión. El propósito de dicha limitación para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseables. Las especificaciones recomiendan que las relaciones de esbeltez se mantengan por debajo de ciertos valores máximos para que se tenga algo de resistencia a la compresión en los elementos. Para miembros a tensión, recomienda una relación de esbeltez máxima de 300. En los miembros cuyo diseño está regido por cargas de tensión, pero que pueden estar sometidos a cierta compresión debido a otras condiciones de carga, no se requiere que satisfagan los requisitos de relación esbeltez máxima preferente para miembros a compresión, que es de 200.

3.5.4.6.7 Diseño de los elementos

❖ Diseño de miembros a tensión

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación.

La especificación LRFD estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, $\phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir el alargamiento excesivo del miembro)

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

$$P_u = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{con} \quad \phi_t = 0.90$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches:

$$P_n = F_u \cdot A_e$$

$$P_u = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e \quad \text{con} \quad \phi_t = 0.75$$

Donde:

F_u = Esfuerzo de tensión mínimo especificado

A_g = Área neta efectiva resistente a tracción a través de los agujeros

A_e = Área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

Esta área puede ser algo más pequeña que el área neta real, A_n .

❖ Diseño de miembros a compresión

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que la columna se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Al crecer la longitud efectiva de una columna, disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la longitud efectiva excede un cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor que el límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan elásticamente,

Las columnas se pueden clasificar en: largas, cortas e intermedias.

Hay tres modos generales según los cuales los elementos a compresión pueden fallar. Estos son: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante.

1. El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler) es el tipo primario de pandeo. Los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
2. El pandeo local ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir.
3. El pandeo torsionante puede ocurrir en elementos que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esos elementos fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

Entre más largo es el elemento para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

La fórmula de Euler

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P puede calcularse con la fórmula de Euler.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 * EI}{L^2}$$

Esta fórmula se escribe usualmente de un modo un poco diferente que implica la relación de esbeltez de la columna. Como $r = \sqrt{I/A}$, podemos decir que $I = Ar^2$. Sustituyendo este valor en la fórmula, se obtiene el esfuerzo crítico de pandeo de Euler. Se le designa con F_e en el Manual del LRFD.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 * E}{(L/r)^2} = F_e$$

Para usar la ecuación de Euler con un buen resultado en las columnas, el valor de L se tomará como la distancia entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la longitud efectiva de la columna.

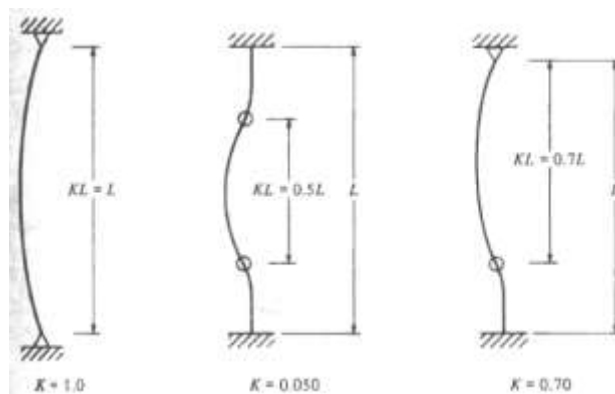
3.5.5.8 Restricciones en los extremos y longitud efectiva de una columna

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciables restricciones en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción.

La longitud efectiva en las especificaciones de acero se denomina KL en donde K es el factor de longitud efectiva por el cual debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados.

Figura N° 16. Longitudes efectivas de columnas en marcos arriostrados



Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac), Pág. 139

Resulta claro que entre menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga.

La siguiente tabla presenta los factores de longitud efectiva recomendados cuando se tienen condiciones ideales aproximadas. Se proporcionan en la tabla dos grupos de valores K; uno de ellos es el valor teórico y el otro el valor recomendado para el diseño, basado en el hecho de que no son posibles las condiciones de articulación y empotramiento perfecto.

Tabla 15. Longitudes efectivas de columnas

Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna

Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Símbolos para las condiciones de extremo

- Rotación y traslación impedidos
- Rotación libre y traslación impedida
- Rotación impedida y traslación libre
- Rotación y traslación libres

Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac), Pág. 141

Se puede notar que en la tabla para los casos a), b), c) y e), los valores de diseño son mayores que los valores teóricos, pero en los casos d) y f), los valores son los mismos. La razón para esto en cada uno de los dos últimos casos es que, si las condiciones articuladas no se encuentran perfectamente sin fricción, los valores de K resultarán más pequeños en vez de

más grandes. Entonces, haciendo los valores de diseño iguales a los teóricos quedamos del lado de la seguridad.

❖ Columnas largas

La fórmula de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por debajo del límite proporcional. Dichas columnas fallan elásticamente.

Las especificaciones LRFD proporcionan la siguiente ecuación para el cálculo de columnas largas:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5$$

❖ Columnas intermedias

Algunas fibras alcanzarán el esfuerzo de fluencia y otras no; estas fallarán tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento se denomina inelástico.

Las especificaciones LRFD proporcionan la siguiente ecuación para el cálculo de columnas intermedias:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2} \right) * F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5$$

Una vez calculado el esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. Por lo tanto, la resistencia de diseño del elemento puede determinarse como sigue:

$$P_n = A_g \cdot F_{cr}$$

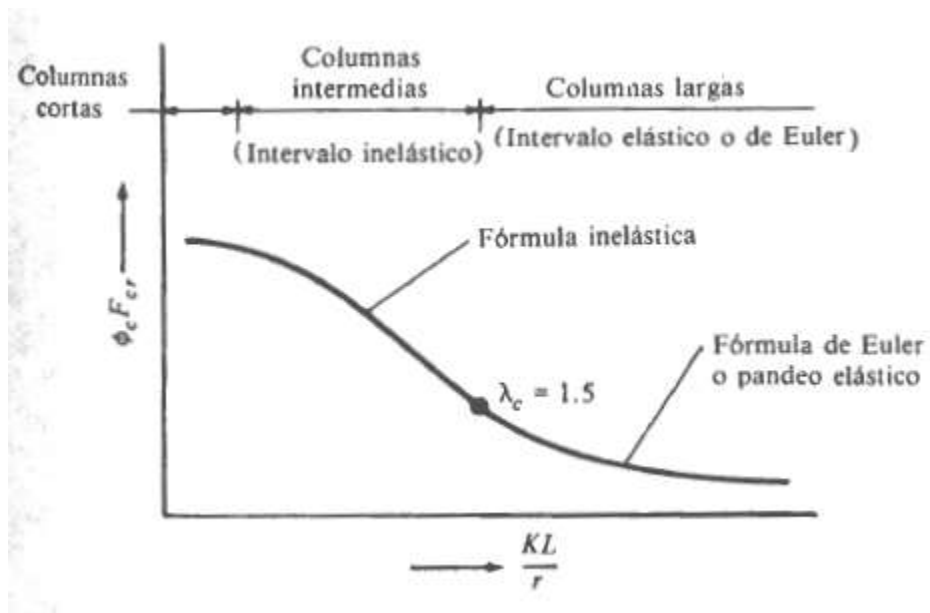
$$P_u = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad \text{con } \phi_c = 0.85$$

Como pudimos observar una fórmula LRFD para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es en forma fácil de recordar, igual a $\sqrt{F_y/F_e}$ en donde

F_e es el esfuerzo de Euler. Sustituyendo la ecuación del esfuerzo de Euler, obtenemos la forma de λ_c :

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Figura N° 17. Tipos de columnas



Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac), Pag 147

3.5.5.9 Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

❖ **Soldadura al Arco**

Los procesos más utilizados son la soldadura por arco eléctrico en que genera un arco voltaico entre la pieza a soldar y la varilla del electrodo que maneja el operador que produce temperaturas de hasta 3.000°C. Los materiales que revisten el electrodo se funden con retardo, generando una protección gaseosa y neutra en torno al arco eléctrico, evitando la oxidación del material fundido a tan alta temperatura. Este proceso puede ser manual, con electrodo revestido o automática con arco sumergido.

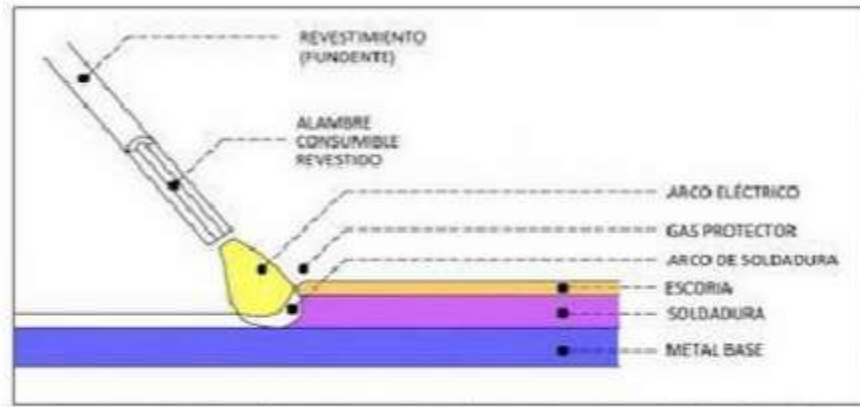
❖ **Metal de aportación**

Se usará el electrodo adecuado al material base que se esté soldando y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

❖ **Soldadura por electrodo revestido**

Consiste en un alambre de acero, consumible, cubierto con un revestimiento que se funde bajo la acción del arco eléctrico generado entre su extremo libre y la pieza a ser soldada. El alambre soldado constituye el metal de relleno, que llena el vacío entre las partes, soldándolas.

Figura N° 18. Soldadura por electrodo revestido



Fuente: <https://es.scribd.com/doc/114208114/Trabajos2-Conexione-Vigas-Columnas-y-Cerchas>

La mayoría de los electrodos de soldadura, incluyendo el electrodo asumido E7018, cuentan con un revestimiento externo diseñado para facilitar el proceso de soldadura y hacerlo más suave. A menudo conocido como electrodo de bajo hidrógeno, el electrodo 7018 es fabricado con un revestimiento exterior de hidrógeno en polvo bajo en hidrógeno. Este recubrimiento exterior bajo en humedad ayuda a reducir la cantidad de hidrógeno que se abre paso en una soldadura. Este tipo de electrodo se debe almacenar en un lugar seco, porque usar un electrodo 7018 húmedo puede dar lugar a la creación de una soldadura débil, defectuosa o ineficaz. Estos electrodos pueden funcionar tanto bajo fuentes directas de alimentación de corriente alterna como continua. Uno de los mayores beneficios que ofrece este tipo de electrodo es que una soldadura se puede hacer mientras se mantiene el electrodo en cualquier posición.

Utilizado en numerosas aplicaciones, el electrodo 7018 ofrece una penetración media y crea soldaduras resistentes a grietas en el metal. Eficiente para producir soldaduras de alta calidad en acero y metales difíciles de trabajar, los 7018 son ideales para aplicaciones de construcción que requieren de soldaduras fuertes y de calidad, dado que estos electrodos crean soldaduras que son resistentes a la rotura, también son ideales para trabajar en acero al carbono.

Presenta las siguientes propiedades mecánicas: una resistencia a la tensión de 540 Mpa (70000 Psi), un límite elástico de 450 Mpa (60000 Psi) y un alargamiento del 25%.

❖ Soldadura por filete

Las pruebas han demostrado que las soldaduras por filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Por consiguiente, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura. El área de la garganta es igual al grueso teórico de ésta por la longitud de la soldadura.

Figura N° 19. Grueso teórico de la garganta de diversas soldaduras de filete

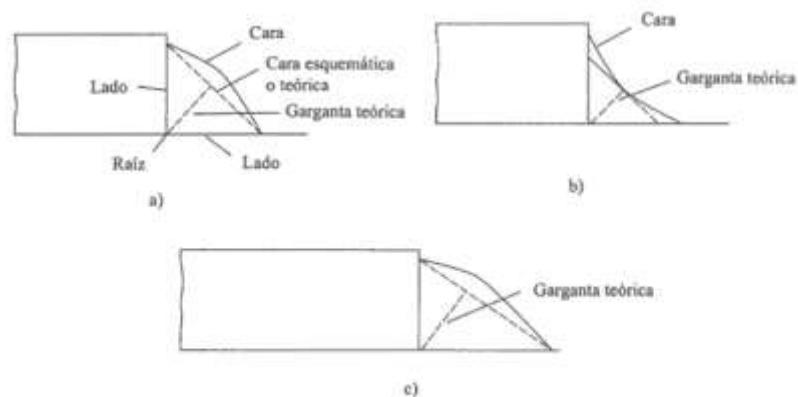
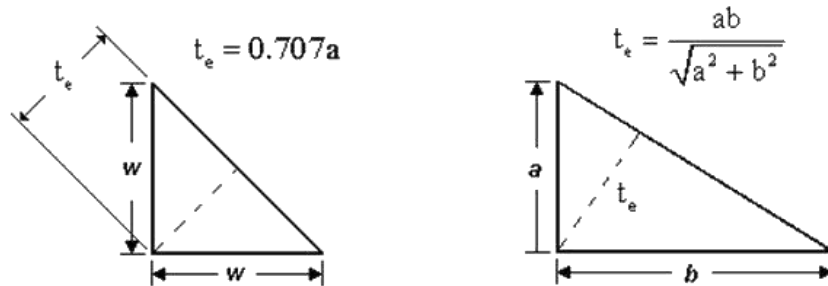


Figura 14.9 a) Superficie convexa. b) Superficie cóncava. c) Soldadura de filete de lados desiguales.

En esta figura, la raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersectan, y la garganta teórica de las soldaduras es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta.

Figura N° 20. Longitud de garganta teórica



Fuente: <https://www.google.com.bo/search?q=longitud+soldadura+de+filete&espv=2&biw=1517&bih=741&tbm=isch&tbo=u&source=univ&sa=X&ved=0CBoQsARqFQoTCIuL14DXgcgCFUw9PgodKGYHkg#imgrc=p8L2KEq3Q0hZFM%3a>

Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. La soldadura de filete de preferencia debe tener una superficie plana o ligeramente convexa, debido a que la experiencia ha demostrado que los cordones de paso simple de forma cóncava, tienen gran tendencia a agrietarse por el efecto del enfriamiento.

Otro detalle importante con respecto a la forma de las soldaduras de filete, es el ángulo de la soldadura con las piezas que se sueldan. El valor conveniente de este ángulo está en la vecindad de los 45°. Para las soldaduras de filete a 45° las dimensiones de los lados son iguales y dichas soldaduras se conocen por la dimensión de sus lados (como soldadura de filete de 1/4 pulg). Si las dimensiones de los lados son diferentes para una soldadura (no soldaduras a 45°) se dan las dimensiones de ambos lados para describir la soldadura.

❖ Requisitos del LRFD

En las soldaduras el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base (es decir sus resistencias nominales son similares).

La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores ϕF_W , (F_W es la resistencia nominal de la soldadura) y ϕF_{BM} (F_{BM} es la resistencia nominal del metal base).

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es $0.66 F_{EXX}$ (F_{EXX} es la resistencia por clasificación del metal base) y ϕ es igual a 0.75. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base F_{BM} es F_Y y ϕ es igual a 0.90. La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es $\phi F_n A_{ns}$ en donde ϕ es 0.75, F_n es $0.6 F_u$ y A_{ns} es el área neta sujeta a cortante.

La resistencia de las soldaduras de filete cargadas transversalmente en un plano que pase por sus centros de gravedad puede determinarse con la siguiente ecuación en la que $\phi = 0.75$ y θ es el ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura.

$$\phi F_W = \phi * (0.6 F_{EXX}) * (1.0 + 0.50 \sin \theta^{1.5}) * (garganta\ t) * (longitud\ del\ cordón)$$

La resistencia de soldadura crece conforme aumente el ángulo θ . Si la carga es perpendicular al eje longitudinal de la soldadura, se tendrá un incremento del 50% en la resistencia calculada de la soldadura.

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi. Los dígitos restantes especifican el tipo de recubrimiento.

Además de los esfuerzos nominales, existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura; algunas de las más importantes son las siguientes:

1. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a 1/4 de la longitud de la soldadura.
2. El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de 1/4 pulg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor

que el espesor del material menos 1/16 pulg, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de garganta.

- Los filetes permisibles mínimos según LRFD se dan en la siguiente tabla. Estos valores varían entre 1/8 pulg para material de 1/4 pulg de espesor o menor y 5/16 pulg para material con espesor mayor de 3/4 pulg. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente 1/8 pulg y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de 1/4 pulg o 5/16 pulg.

Tabla 16. Tamaños mínimos para las soldaduras de filete

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (pulg)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete ^a (pulg)
Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\frac{1}{4}$, hasta $\frac{1}{2}$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\frac{1}{2}$, hasta $\frac{3}{4}$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$

^a Dimensiones de lado de los filetes. La soldadura debe ser de una sola pasada.

Fuente: Diseño de Estructuras Metálicas Método LRFD (McCormac), Pág. 452

Estos tamaños mínimos no se desarrollaron con base en consideraciones de resistencia sino debido al hecho de que los materiales gruesos tienen un efecto de enfriamiento rápido en las soldaduras pequeñas; cuando esto sucede, en las soldaduras se manifiesta una pérdida de ductilidad. Además, el material grueso tiende a restringir el acortamiento propio de la soldadura al enfriarse ésta y pueden, en consecuencia, aparecer grietas en los cordones.

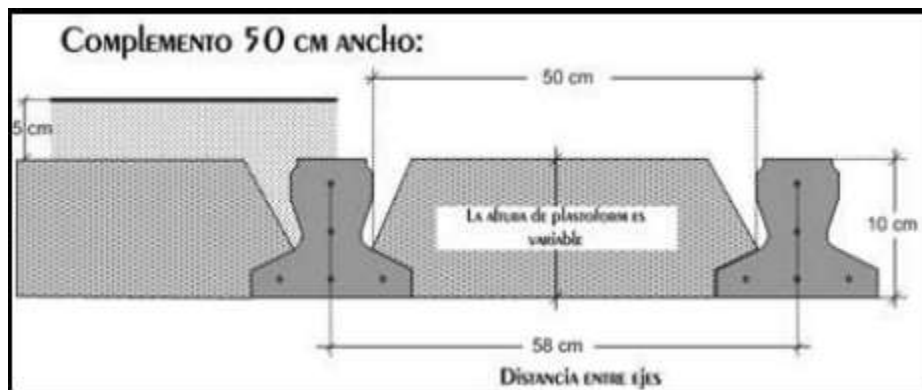
Es por esta razón que los tamaños mínimos dados en la tabla dependen de la parte más gruesa por unirse. Independientemente del valor dado en la tabla, el tamaño mínimo no debe exceder el espesor de la parte más delgada. Sin embargo, puede ser mayor si así lo requiere la resistencia calculada.

3.5.4.7 Losa alivianada

La losa alivianada de viguetas pretensadas es un sistema estructural formado por componentes prefabricados, es decir por viguetas pretensadas, bovedillas aligerantes y una carpeta de compresión. Este sistema está perimetralmente limitado por vigas de hormigón armado.

Los materiales utilizados para la fabricación de las viguetas pretensadas, tienen características superiores a los materiales para hormigones convencionales. Por lo cual se obtienen elementos de mayor resistencia y calidad, reduciendo significativamente los pesos estructurales y los tiempos de ejecución de obra, así como bajo costo de mano de obra significativamente.

Figura N° 21. Sistema de aplicación de la vigueta



Fuente: <http://www.concretec.com.bo/nueva/images/PDF/viguetas.pdf>

3.5.4.7.1 Materiales

La losa se compone de tres elementos principales:

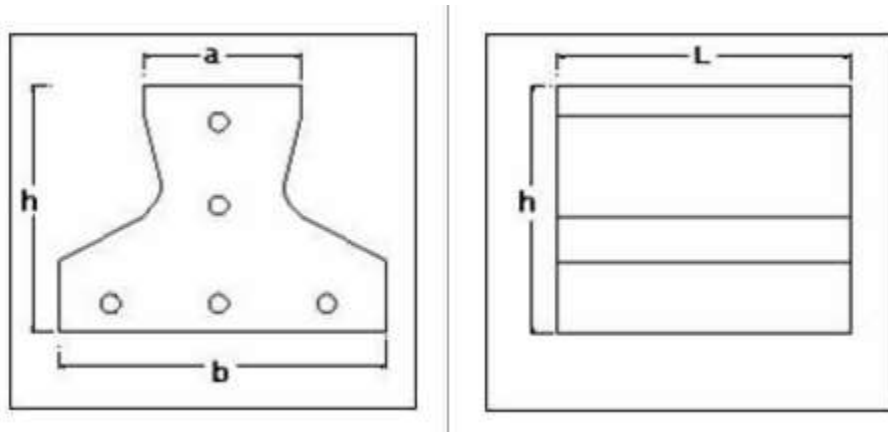
1. Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantizadas.

Tabla 17. Características de la Vigueta Pretensada Concretec

Producto	Dimensiones (cm)				Peso Promedio (Kg./ml)	Tipo de Hormigón
	a	b	h	l		
Viguetas Pretensadas	6	11-12	10	Hasta 8.50 m	18.00	350 Kg/cm ²
PRODUCTO	RESISTENCIA DEL ACERO Fyk = Kg/cm ²		RESISTENCIA DEL HORMIGÓN Fck ₂₈ = Kg/cm ²			
Vigueta Pretensada CONCRETEC	18.000		350			

Fuente: <http://www.concretec.com.bo/nueva/images/PDF/viguetas.pdf>

Figura N° 22. Dimensiones de la Vigueta Pretensada Concretec



Fuente: <http://www.concretec.com.bo/nueva/images/PDF/viguetas.pdf>

2. Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastoform con medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo.

Los casetones de poliestireno expandido (plastoform) son el complemento perfecto al sistema de losas aligeradas. Este sistema posee características de aislamiento térmico y acústico, que le han sido conferidas por el poliestireno expandido.

Tabla 18. Características del complemento de plastoform

PRODUCTO	MEDIDAS	DIMENSIONES [cm]				DENSIDAD AD [Kg/m3]
		a	b	c	d	
Complemento Plastoform	10*42*130	42	130	10	38.0	8-11
	10*43*130	43	130	10	39.0	8-11
	10*50*130	50	130	10	46	8-11
	10*53*130	53	130	10	49.0	8-11
	12*42*130	42	130	12	38	8-11
	12*50*130	50	130	12	46	8-11
	12*52*130	52	130	12	48.0	8-11
	12*53*130	53	130	12	49.0	8-11
	12*63*130	63	130	12	59.0	8-11
	15*42*130	42	130	15	38.0	8-11
	15*43*100	43	100	15	39.0	8-11
	15*43*130	43	130	15	39.0	8-11
	15*52*130	52	130	15	46	8-11
	15*53*130	53	130	15	49.0	8-11
	16*42*130	42	130	16	38.0	8-11
	16*52*130	52	130	16	48.0	8-11
	16*53*130	53	130	16	49.0	8-11
	20*42*130	42	130	20	38.0	8-11
	20*43*130	43	130	20	39.0	8-11
	20*52*130	52	130	20	48.0	8-11
20*53*130	53	130	20	49.0	8-11	
25*52*130	52	130	25	48.0	8-11	
30*53*130	53	130	30	49.0	8-11	

Fuente: <http://www.concretec.com.bo/nueva/images/PDF/plastoformo.pdf>

Figura N° 23. Dimensiones del complemento de plastoform



Fuente: <http://www.concretec.com.bo/nueva/images/PDF/plastoformo.pdf>

3. Capa de compresión de hormigón de muy buena calidad (dosificación 1: 2: 3 y relación agua/cemento = 0,5). Esta capa de compresión tiene de 3 a 5 cm de espesor. Se recomienda incorporar dentro de la capa de compresión una malla de acero (tipo malla) con el fin de controlar las contracciones de fragüe con una armadura mínima de 6 mm.

3.5.4.7.2 Colocación

Es necesario levantar un apuntalamiento provisorio que sostenga las viguetas. Por lo menos cada 2 metros mínimo.

Las viguetas deben apoyar sobre las vigas unos 8 cm como mínimo. La distancia entre una vigueta y otra queda establecida automáticamente por el ancho del bloque (la distancia de eje a eje de vigueta es de aprox. 50 cm).

Figura N° 24. Conexión viga-vigueta



Fuente: <http://es.slideshare.net/DavidEscobedo2/aligerado-expo-constru-1608>

Habitualmente el desapuntalamiento se estima en unos 15 días después del llenado de la losa, dependiendo de la temperatura ambiente.

3.5.4.7.3 Metodología de cálculo

1° Determinar la luz de cálculo.

2° Análisis de cargas (kg/m²) tomando en cuenta el material del piso, cielo raso y la sobrecarga de uso. Al sumar todos estos valores obtenemos la llamada carga útil.

3° Finalmente calculamos el peso propio de la losa, compuesta por las viguetas, plastiform y la capa de compresión en kg/m², pero como las formas de las secciones de cada una de ellas no son figuras regulares, esto complica el cálculo. Sin embargo, el fabricante de las viguetas nos proporciona tablas que contienen los pesos, resistencias e instrucciones constructivas.

4° Verificación final

- Determinar la carga total, igual a la suma de la carga útil más la de peso propio de la losa.

- Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo en el centro del tramo con el siguiente valor:

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

Este valor debe ser menor o igual al momento admisible que nos da el fabricante.

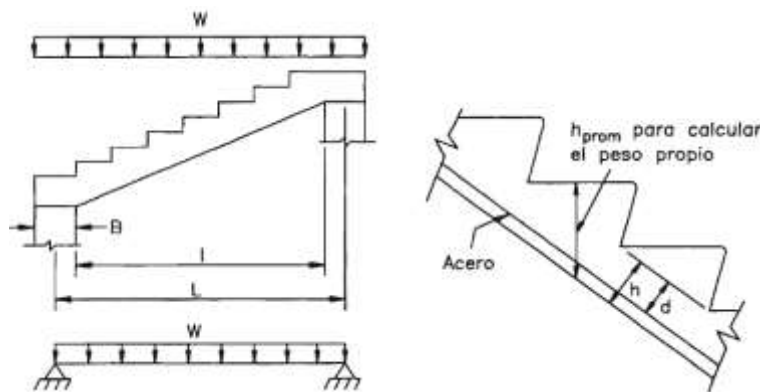
3.5.4.8 Escaleras

Las escaleras de losa se calculan como elementos horizontales cuya luz es igual a la proyección horizontal de la luz de la escalera. Se las calcula como si fuesen una losa horizontal de ancho unitario para luego disponer precauciones en los cambios de pendiente.

El peralte efectivo y el espesor de la losa se consideran como se muestra en la figura.

Se recomienda que los apoyos sean horizontales para que la reacción no tenga componente inclinada.

Figura N° 25. Criterios para el diseño de escaleras de losa

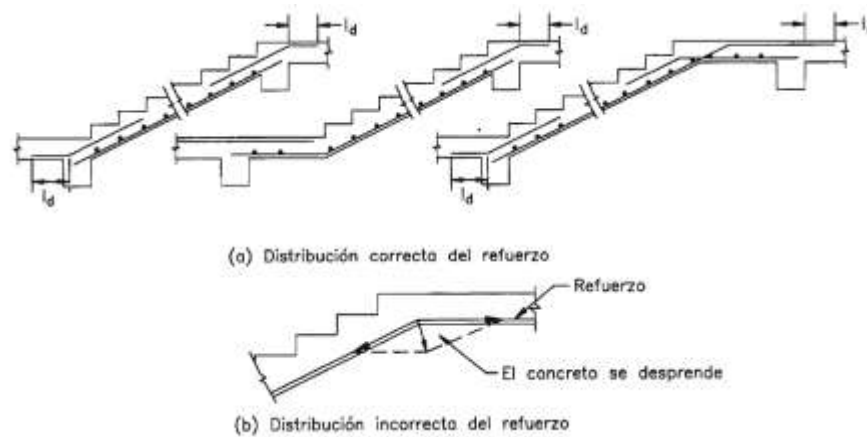


Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pág. 234

Si la escalera tiene descanso, los momentos positivos se reducen en los puntos donde se produce el cambio de dirección de la escalera, siempre que los desplazamientos horizontales en los apoyos están restringidos. Si el desplazamiento horizontal es libre, entonces la escalera se puede calcular como un elemento simplemente apoyado. Es una práctica común entre los proyectistas diseñar las escaleras con un momento de $1/8 w l^2$ para el refuerzo positivo y $1/24 w l^2$ para el negativo, en los apoyos y los puntos de cambio de inclinación.

La armadura de la losa debe colocarse de forma que la resultante de las fuerzas en el acero a ambos lados de un doblez no ocasione el desprendimiento del concreto adyacente. Para facilitar el armado del encofrado, es recomendable distribuir el refuerzo de temperatura de modo que haya una varilla por huella. El detallado final de la geometría de la escalera deberá desarrollarse cuidando que el encofrado no forme ángulos agudos, en cuyo caso, la madera no puede ser retirada después que el concreto ha fraguado.

Figura N° 26. Distribución del refuerzo en escaleras

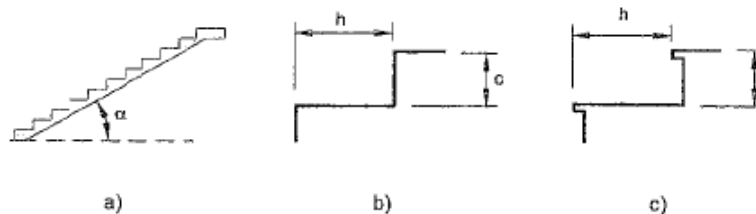


Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado (Harmsen), Pag 235

3.5.4.8.1 Trazado de la escalera

El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, se basa en las dimensiones de la huella (h) y de la contrahuella (c). Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo.

Figura N° 27. Huella y Contrahuella



Fuente: Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (Calavera), Pag 674

Las huellas suelen medir entre 25 y 30 cm y las contrahuellas entre 16 y 19 cm.

Fijadas las dimensiones c y h , se conoce la pendiente de los tiros de la escalera.

$$\tan \alpha = \frac{c}{h}$$

La comodidad que brindan las escaleras al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de 20° a 50° . Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

Para el trazado definitivo ha de tenerse en cuenta que no suele permitirse que en un mismo tiro haya más de 14 peldaños.

3.5.4.9 Columnas

Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial, aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos.

Las columnas, a diferencia de los pedestales, tienen una relación larga/menor dimensión de la sección transversal, mayor que tres.

Según el tipo de refuerzo transversal las columnas se pueden clasificar en columnas con estribos o con refuerzo en espiral. Las primeras son generalmente de sección rectangular, cuadrada, T ó L, sin embargo, pueden tener forma triangular, octogonal, etc. Las varillas de acero longitudinal están dispuestas de modo que haya una en cada vértice de la sección. Por su parte las columnas con refuerzo en espiral presentan zunchado continuo provisto por una hélice o espiral de poco paso hecha de alambre o varilla de diámetro pequeño. Deben contar como mínimo con 6 varillas longitudinales dispuestas circularmente.

Según la importancia de las deformaciones en el análisis y diseño, las columnas pueden ser cortas o largas. Las columnas cortas son aquellas que presentan deflexiones laterales que no afectan su resistencia. Por el contrario, las columnas largas ven reducida su resistencia por ellas.

3.5.4.9.1 Análisis y diseño de columnas cortas de concreto armado

Para el diseño de columnas los coeficientes de reducción de resistencia que se toman en cuenta son menores debido a las dificultades constructivas de este tipo de elementos, a la peligrosidad de una posible falla y al grado de incertidumbre.

- Si el refuerzo transversal está constituido por espirales:

$$P_n = 0.85 * \phi * [0.85f'_c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st}]$$

$$\phi = 0.75$$

- Si el refuerzo transversal está constituido por estribos:

$$P_n = 0.80 * \phi * [0.85f'_c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st}]$$

$$\phi = 0.70$$

Donde:

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia

A_{st} = Área del refuerzo de la sección

A_g = Área de la sección bruta de concreto

Se utilizan los primeros factores debido a que no existen columnas con carga axial totalmente centrada. Los factores 0.85 y 0.80 son equivalentes a excentricidades de aproximadamente, 5% y 10% del lado para columnas con espiral y estribos, respectivamente.

Los valores de P_u no podrán ser mayores que ϕP_n tanto para columnas sometidas a compresión pura como para columnas a flexo-compresión.

$$\phi P_n \geq P_u$$

Estas ecuaciones son utilizadas cuando los momentos actuantes en la columna son pequeños, de manera que la excentricidad sea:

$$\left. \begin{array}{l} 0.1h \text{ para columnas con estribos} \\ 0.05h \text{ para columnas con espirales} \end{array} \right\} \geq e$$

Donde:

e = Excentricidad

h = Lado más corto de la columna

El término “e” representa la distancia a la que la carga P_u tendría que estar situada desde el centro de la columna para producir el momento M_u .

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

3.5.4.9.2 Cálculo de la esbeltez de columnas

Una vez calculada la sección transversal de la columna se debe verificar la relación de esbeltez de esta.

$$\lambda = \frac{k * l_u}{r}$$

Donde:

k = factor de longitud efectiva depende de las condiciones de vínculo externas de la columna

l_u = longitud que se toma como la distancia libre entre losas de entrepisos

r = radio de giro de la sección transversal de la columna

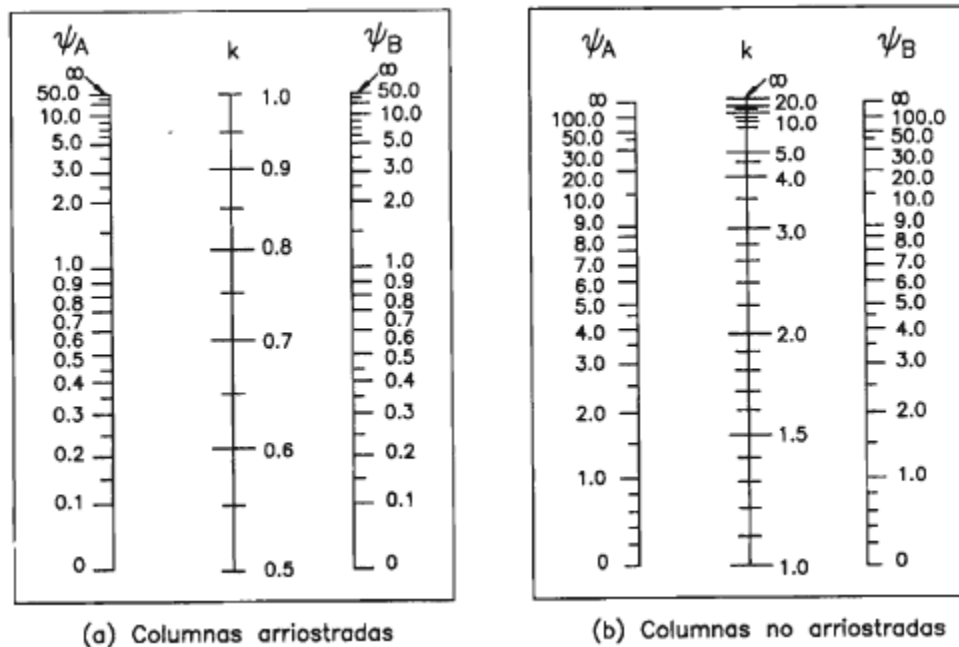
El valor de K es obtenido de la siguiente relación, para el caso de pórticos no arriostrados.

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto A}}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto B}}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto B}}$$

Con esos valores se ingresa a las rectas izquierda y derecha del nomograma correspondiente, y se unen ambos puntos con una línea. En la intersección de esta línea con la recta central se lee el valor de “k”.

Figura N° 28. Nomogramas de Jackson & Moreland



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 266

Para la relación de efectos de esbeltez el radio de giro de la sección no debe ser mayor a:

$$r = \sqrt{\frac{\frac{E_c}{I_g} + E_s * I_{sx}}{\frac{E_c}{A_g} + E_s * A_{sx}}}$$

3.5.4.9.3 Criterios del código ACI para no tomar en cuenta efectos de esbeltez

El código ACI establece límites de esbeltez, por debajo de los cuales los efectos de esbeltez no son significativos y pueden despreciarse.

1. Para columnas en pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral los efectos de esbeltez pueden despreciarse si $k L_u/r \leq 34 - 12M_1/M_2$ donde M_1/M_2 no debe ser menor que 0.5
2. Para columnas en pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales los efectos de esbeltez pueden despreciarse si $k L_u/r \leq 22$.

Donde:

M_1 = Menor momento amplificado en el extremo de la columna. Es positivo si la columna se deforma bajo curvatura simple y negativo si se deforma bajo curvatura doble

M_2 = Mayor momento amplificado en el extremo de la columna. Siempre es positivo

3.5.4.9.4 Columnas esbeltas

En las columnas esbeltas no sólo se debe resolver el problema de resistencia, sino también el de estabilidad. Se define estabilidad como la capacidad de un elemento de responder con deformaciones pequeñas a variaciones pequeñas de carga. La falta de estabilidad en columnas lleva al problema de pandeo.

El código ACI presenta un método aproximado para tener en cuenta la esbeltez mediante la utilización de factores de ampliación de momentos.

3.5.4.9.5 Columnas con carga concéntrica

Para el diseño de este tipo de columnas se aplica la ecuación de Euler, para la obtención de la carga crítica:

$$P_c = \frac{\pi^2 * E_t * I}{(k * l)^2}$$

Donde:

P_c = Carga crítica que actúa sobre la columna

kl = Longitud real de la columna

Si la carga P a la que se encuentra sometida la columna es pequeña, las deflexiones serán cada vez menores y finalmente se alcanzará el equilibrio. Sin embargo, si la carga P es

cercana a la carga crítica, el elemento fallará por pandeo. Las deflexiones de la pieza se incrementarán cada vez más hasta el colapso final de la pieza.

3.5.4.9.6 Columnas esbeltas sometidas a flexo-compresión

La mayor parte de los elementos de hormigón armado que está sometidos a esfuerzos de compresión también trabajan a flexión producida por las cargas transversales o por momentos.

Para el cálculo del momento máximo se aplica la siguiente ecuación:

$$M_{max} = M_o * \frac{1}{1 - \frac{P}{P_c}}$$

Donde:

P = Carga axial actuante

P_c = Carga crítica calculada con la ecuación de Euler

M_o = Momento actuante

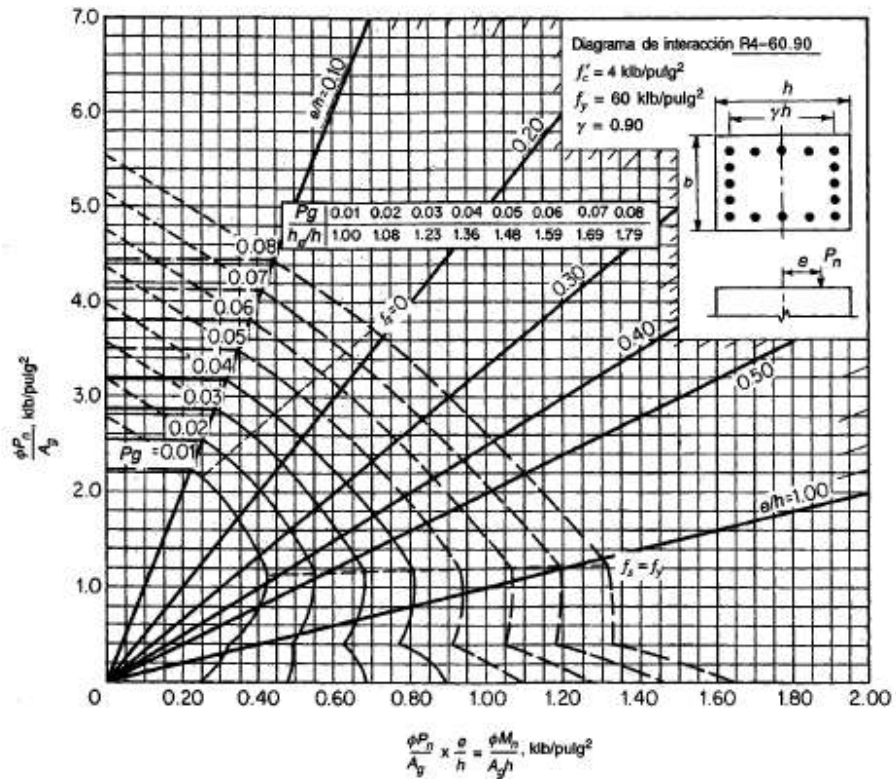
3.5.4.9.7 Columnas con cargas excéntricas

El diseño de columnas con excentricidad en una dirección, se lo realiza a través de diagramas de interacción que ya tienen incorporadas las disposiciones de seguridad de la ACI.

Para la carga mayorada (P_u) y una excentricidad equivalente (e) dada, la forma de utilizar el diagrama es:

- Seleccionar la sección tentativa de la sección transversal de la columna (b y h)
- Calcular la relación γ basada en los requisitos de recubrimiento hasta el centroide de las barras y seleccionar la gráfica correspondiente para el diseño de columnas
- Calcular P_u/A_g y M_u/A_g*h donde A_g= b*h
- A partir de la gráfica y para los valores encontrados en el punto 3 leer la cuantía de acero ρ_g que se requiere.
- Calcular el área total de acero A_{st} = ρ_g *b*h

Figura N° 29. Modelo de diagrama de interacción



Fuente Arthur Nilson (Apéndice A graficas A5-A16)

3.5.4.9.8 Requisitos del código ACI para columnas hormigonadas en obra

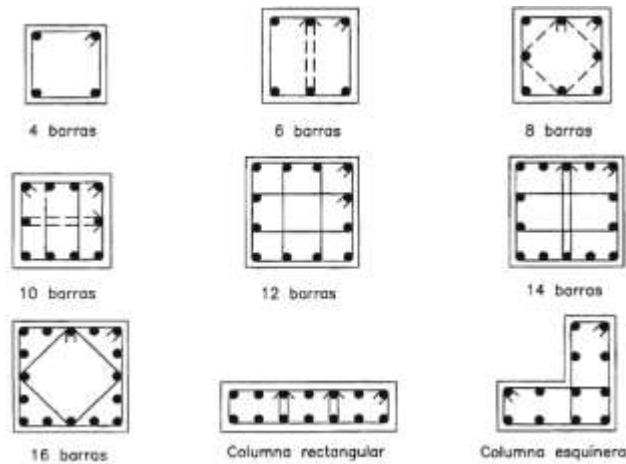
El código del ACI recomienda una cuantía mínima y una cuantía máxima de refuerzo que se debe utilizar en columnas, de acuerdo a algunos criterios que se presentan a continuación.

El refuerzo longitudinal de una columna le provee resistencia a la flexión y reduce los efectos de creep y contracción del concreto bajo cargas sostenidas. Los ensayos han demostrado que estos efectos tienden a transferir la carga del concreto al refuerzo con el consiguiente incremento del esfuerzo en el acero. Esta transferencia se acentúa conforme la cuantía disminuye y cuando ésta es muy pequeña, el acero entra en fluencia bajo cargas de servicio. Por ello, el código recomienda un par de refuerzo longitudinal de, por lo menos, 0.01 veces el área de la sección bruta de la columna.

En términos prácticos, la cantidad de acero está limitada por cuestiones constructivas ya que si la columna cuenta con demasiado refuerzo, el vaciado del concreto se vuelve un proceso

muy difícil. Las columnas con cuantías altas sugieren que es conveniente reconsiderar las dimensiones de la sección transversal. El código sugiere como máximo, un área de acero equivalente a 0.08 veces el área de la sección de la columna. Sin embargo, en la práctica, rara vez de excede 0.06 por dificultades que se presentan durante su armado.

Figura N° 30. Distribuciones típicas de acero longitudinal



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 258

El número mínimo de barras longitudinales que debe tener una columna, es la siguiente:

- 4 barras con estribos rectangulares o circulares
- 3 barras para estribos triangulares
- 6 barras para columnas amadas con zunchos (estribo espiral)
- 8 barras para columnas circulares

La separación de los estribos no debe ser mayor a:

- 16 veces a uno los diámetros de las barras longitudinales
- 48 veces el diámetro de la barra que se utilice de estribo
- La dimensión más pequeña de la columna

Los diámetros mínimos de estribos recomendados son:

- 6 mm para barras longitudinales de 12 mm y menores
- 8 mm para barras longitudinales de 16 mm

10 mm para barras longitudinales de 32 mm o menores

12 mm para barras longitudinales mayores a 32 mm

3.5.4.10 Vigas

3.5.4.10.1 Hipótesis básicas para el estudio de elementos sometidos a flexión

1. Las deformaciones en hormigón y refuerzo son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección excepto para vigas de gran peralte. Esta suposición ha sido confirmada experimentalmente y es fundamental para la determinación de los esfuerzos en el refuerzo, tanto a tensión como a compresión.

2. El concreto falla al alcanzar una deformación unitaria de 0.003.

3. El esfuerzo en el acero antes de alcanzar la fluencia es igual al producto de su módulo de elasticidad por su deformación unitaria. Para deformaciones mayores a la de fluencia, el esfuerzo en el refuerzo será independiente de la deformación e igual a F_y . Esta hipótesis refleja el modelo elasto-plástico de la curva esfuerzo-deformación del acero.

4. La resistencia a tensión del hormigón es despreciada.

5. La distribución de los esfuerzos de compresión en la sección de hormigón será asumida de modo que sea coherente con los resultados obtenidos en los ensayos. Esta hipótesis reconoce la naturaleza inelástica del comportamiento del hormigón.

6. Los requerimientos del punto anterior son satisfechos por la distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por Whitney.

3.5.4.10.2 Tipos de falla de los elementos sometidos a flexión

Los elementos sometidos a flexión siempre fallan por compresión del hormigón, sin embargo, el hormigón puede fallar antes o después que el acero fluya. La naturaleza de la falla es determinada por la cuantía de refuerzo y es de tres tipos:

1. Falla por tensión. - el acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil. Se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también sub-reforzadas.

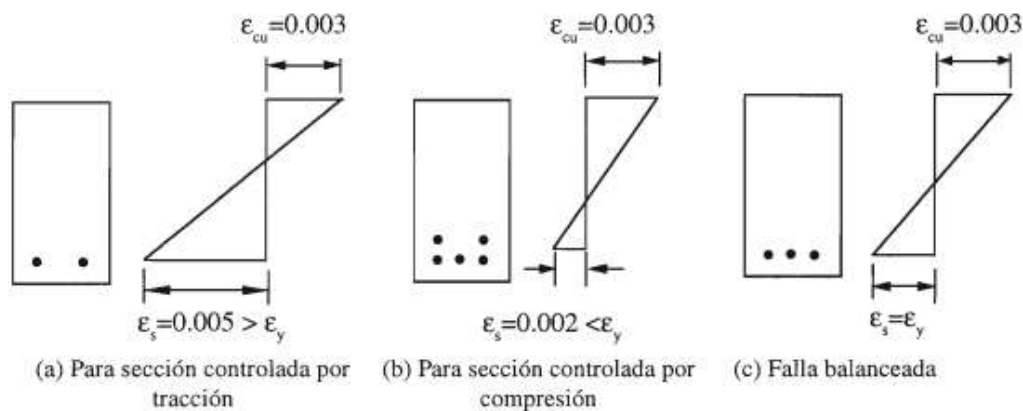
2. Falla por compresión. - el acero no tiene oportunidad de fluir y el hormigón falla repentinamente. Estas secciones son llamadas sobre-reforzadas. La resistencia de una sección sobre-reforzada es mayor que la otra sub-reforzada de dimensiones similares. Sin embargo, la primera no tiene comportamiento dúctil y el tipo de colapso no es conveniente. En el diseño se evita este tipo de falla.

3. Falla balanceada. Se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero. La falla es frágil y no deseada.

Para cada sección existe una cuantía única de acero que ocasiona una falla balanceada la que se denomina cuantía balanceada o básica (ρ_b). Si la sección contiene mayor cantidad de refuerzo fallará por compresión y si contiene menor cantidad la falla será por tracción. Por seguridad, el código ACI recomienda que todas las secciones se diseñen para fallar por tracción y por ello limita la cuantía del refuerzo a $0.75\rho_b$.

En la figura se muestra la distribución de deformaciones para cada uno de los tres tipos de falla.

Figura N° 31. Distribución de deformaciones para los diversos tipos de falla



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 81

3.5.4.10.3 Análisis y diseño de elementos sometidos a flexión

Para la determinación del momento resistente de una sección rectangular es preciso verificar, inicialmente, si el refuerzo alcanza o no el esfuerzo de fluencia. Dependiendo de la situación

que se presente, se siguen procedimientos diferentes. La formulación usada en ambos casos es la misma, sin embargo, en el primero el esfuerzo en el acero se conoce y es igual a F_y ; mientras en el segundo es una incógnita.

Los elementos sometidos a flexión se diseñan para fallar por tensión pues es el tipo de colapso más conveniente dada la ductilidad que desarrolla. Por ello que el procedimiento de análisis que se presenta es el que corresponde a este caso.

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada en la figura se establecen las siguientes condiciones de equilibrio:

$$C = T$$

$$M_n = C * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

b = Ancho de la sección de hormigón

a = Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el hormigón

d = Peralte efectivo de la sección igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área de refuerzo en tensión.

A_s = Área del refuerzo en tensión de la sección

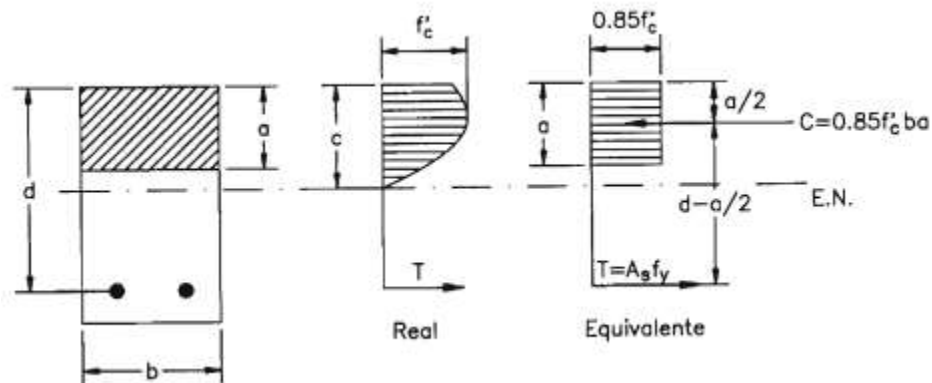
f'_c = Resistencia característica del hormigón

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

$$C = 0.85 f'_c * b * a$$

$$T = A_s * F_y$$

Figura N° 32. Esfuerzos de una sección sometida a flexión con refuerzo en tensión



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 83

Despejando se obtiene:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_n}{0.85f'_c * b * d^2}} \right]$$

Reemplazando el momento resistente en la anterior ecuación por al momento último obtenemos:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

Por lo tanto, nos quedamos con la siguiente ecuación:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 0.26144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right]$$

3.5.4.10.4 Armadura mínima

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

3.5.4.10.5 Cuantía mínima de refuerzo

El código del ACI recomienda un refuerzo mínimo igual al menor de estos dos valores:

$$\rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{F_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

3.5.4.10.6 Armadura máxima

$$A_{Smax} = \rho_{max} * b * d$$

3.5.4.10.7 Cuantía máxima de refuerzo

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

La cuantía balanceada se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \frac{F_y}{E_s}}$$

Donde:

ε_c = Deformación unitaria última del concreto, igual a 0.003

β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

- Para valores de f'_c entre 18 y 30 MPa, $\beta_1 = 0.85$

- Para resistencias superiores a 30 MPa, β_1 debe disminuir en forma lineal a razón de 0.008 por cada MPa de aumento sobre los 30 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

3.5.4.10.8 Armadura necesaria

$$A_{Snec} = \frac{0.85f'_c * b * a}{F_y}$$

Finalmente debe de cumplirse la siguiente condición:

$$A_{Smin} \leq A_{S nec} \leq A_{Smax}$$

Para determinar el número de barras procederemos a la división del área de armadura calculada entre el área de la barra de acero adoptada.

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_S}{A_{barra}}$$

Si la cantidad de acero excede la cuantía máxima, el problema se puede solucionar de tres maneras: incrementando el peralte de la sección, mejorando la calidad del concreto o utilizando refuerzo a compresión. Las dos primeras opciones son las más económicas.

Sin embargo, es poco práctico cambiar la resistencia a la compresión de un elemento a otro de una estructura y no siempre es posible incrementar el peralte de las secciones por cuestiones arquitectónicas. En estos casos, es conveniente utilizar refuerzo en compresión. En las secciones de momento negativo, se suele utilizar el acero positivo que se ancla en el apoyo como refuerzo en compresión.

3.5.4.10.9 Diseño a corte

La fuerza cortante máxima V_u en una viga no debe exceder la capacidad de esfuerzo cortante de diseño ϕV_n de la sección transversal, en donde ϕ es 0.85 y V_n la resistencia nominal por cortante del concreto junto con el refuerzo por cortante.

$$V_u \leq \phi V_n$$

La resistencia nominal al corte será la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo:

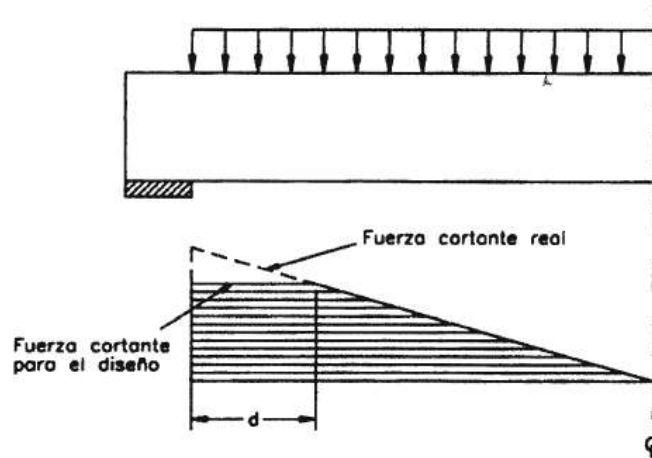
$$V_n = V_c + V_s$$

3.5.4.10.10 Sección crítica

Si la reacción del apoyo induce compresión en el elemento, si las cargas están aplicadas en la parte superior de la viga y no hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y una sección ubicada a “d” de ella, entonces las secciones situadas en éste tramo se diseñarán para un

cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a “d” del apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento.

Figura N° 33. Diagrama de fuerzas cortantes para el diseño



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 135

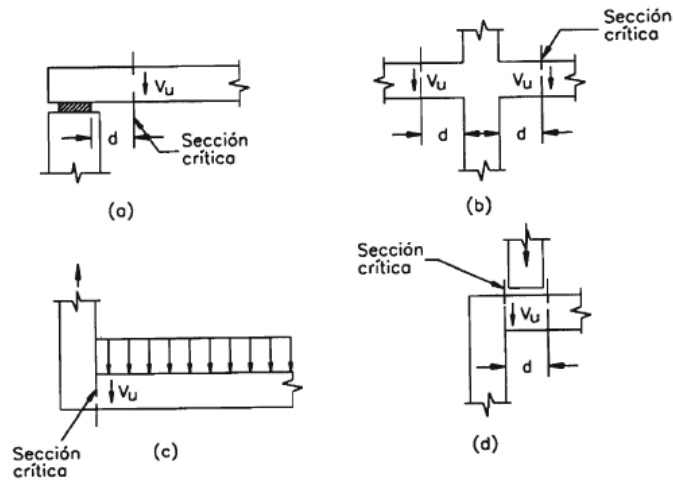
La reducción de la carga de diseño en los apoyos se debe a que la reacción de compresión incrementa la resistencia al corte de la pieza. Además, la grieta más cercana al apoyo que puede presentarse tiene una inclinación de 45° y alcanza el borde superior del elemento a “d” de la cara. Las cargas distribuidas en el tramo son transmitidas al apoyo por compresión directa. Por ello, no se consideran para el diseño del refuerzo transversal.

Si existiese una carga concentrada en el tramo. La grieta se hubiera desarrollado de otra manera y el mecanismo de resistencia hubiera sido diferente. En este caso la sección crítica se ubica a la cara del apoyo.

Si la reacción en el apoyo es de tracción, la sección crítica se ubica en la cara del apoyo.

Si la carga está aplicada en la parte inferior del elemento, la sección crítica se ubica en la cara del apoyo.

Figura N° 34. Sección crítica para el diseño por corte en diferentes situaciones



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto (Harmsen), Pág. 137

Resistencia del concreto a la fuerza cortante

El código ACI sugiere una expresión simplificada para la determinación de V_c :

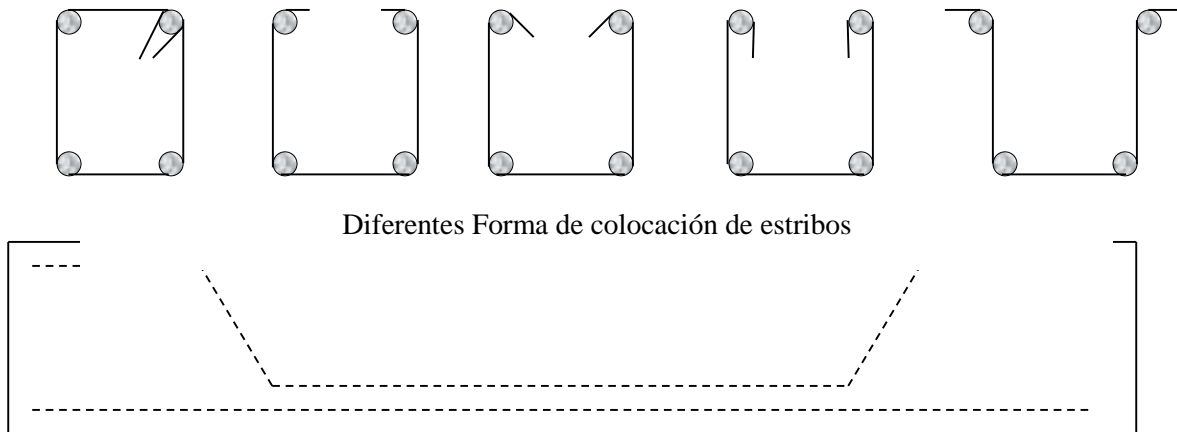
$$V_c = 0.52 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

3.5.4.10.11 Resistencia al corte aportado por el acero transversal

La resistencia al corte del refuerzo transversal se determina analizando la fuerza ejercida por el acero a lo largo de una fisura diagonal.

En general, el refuerzo es colocado en forma de *estribos* con separaciones variadas a lo largo del eje de la viga. Para la colocación de dichos estribos se utilizan varillas de acero de diámetro pequeño generalmente se utiliza acero de diámetro 6 mm. Los estribos pueden colocarse de diferentes maneras, inclusive se puede realizar el doblado de varillas que trabajan a flexión, a continuación, se presenta diferentes formas de colocación de estribos:

Figura N° 35. Armadura para diseño a corte



Fuente: ARTHUR H. NILSON, 1999

El propósito de los estribos es minimizar el tamaño de las grietas por tensión diagonal o transmitir el esfuerzo por tensión diagonal de un lado de la grieta al otro. Muy poca tensión es tomada por los estribos hasta después que la grieta comienza a formarse. Antes de que las grietas inclinadas comiencen a formarse, la deformación unitaria en los estribos es igual a la deformación unitaria en el concreto adyacente.

Pruebas hechas en vigas de concreto reforzado muestran que una viga no fallará por el ensanchamiento de las grietas de tensión diagonal, hasta que los estribos que atraviesan las grietas estén esforzados a sus esfuerzos de fluencia.

La resistencia nominal por cortante V_s de los estribos que cruzan la grieta puede calcularse con la siguiente expresión:

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

Donde:

s = espaciamiento en la dirección horizontal del refuerzo transversal.

En caso de que el valor calculado exceda el límite permitido se debe cambiar la sección.

De esta expresión, la separación requerida entre estribos verticales es:

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s} \geq s_{min} = 10cm$$

Y el valor de V_s puede determinarse como sigue:

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

1. Si $V_u < 0.5 (\phi V_c)$

No es necesario colocar refuerzo para cortante, A_{vmin}

2. Si $0.5 (\phi V_c) \leq V_u \leq \phi V_c$

Teóricamente no se necesita refuerzo por cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima A_{vmin} de acuerdo a las especificaciones del código

3. Si $V_u > \phi V_c$

Debe calcularse el área necesaria de refuerzo y no deberá ser menor que el A_{vmin}

3.5.4.10.12 Requerimientos mínimos de refuerzo

La falla por corte es frágil y debe ser evitada siempre. Por ello, el código recomienda colocar una cantidad mínima de refuerzo transversal para brindar mayor seguridad al diseño y para garantizar que el elemento sea capaz de resistir los esfuerzos que se presentan después de producirse el agrietamiento diagonal.

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{F_y} \geq 3.5 * \frac{b_w * s}{F_y}$$

3.5.4.10.13 Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Para definir el espaciamiento del refuerzo transversal es necesario considerar que cada fisura diagonal potencial debe ser atravesada por lo menos por una varilla de acero. El código recomienda que para estribos perpendiculares al eje del elemento, el espaciamiento máximo será el menor de las siguientes expresiones.

$$s \leq 30cm$$

$$s \leq \frac{d}{2}$$

3.5.4.11 Cimientos

Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de esta hacia el suelo o terreno; su función es distribuir las cargas del edificio dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.

Las funciones principales que deben cumplir de los cimientos son las siguientes:

- Ser suficientemente resistentes para no romper por cortante
- Soportar los esfuerzos de flexión que produce el terreno, para lo cual se dispondrán armaduras en su cara inferior, que absorberán las tracciones
- Acomodarse a posibles movimientos del terreno
- Soportar las agresiones del terreno y del agua y su presión, si la hay
- Proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo

3.5.4.11.1 Capacidad de carga o apoyo de los cimientos

La capacidad de carga o apoyo es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión.

Existen dos tipos básicos de cimentación: superficial y profunda. Asimismo, hay algunas variaciones de cada tipo.

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula

la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación.

Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar.

Las cimentaciones superficiales: son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal. Constan de zapatas aisladas, corridas, combinadas y losas de cimentación.

Las cimentaciones profundas: se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse a mayor profundidad para poder distribuir sobre una gran área un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Constan de pilotes, pantallas.

Siempre que sea posible, se preferirá que los cimientos estén solicitados por cargas centradas, ya que las excéntricas pueden provocar empujes diferenciales.

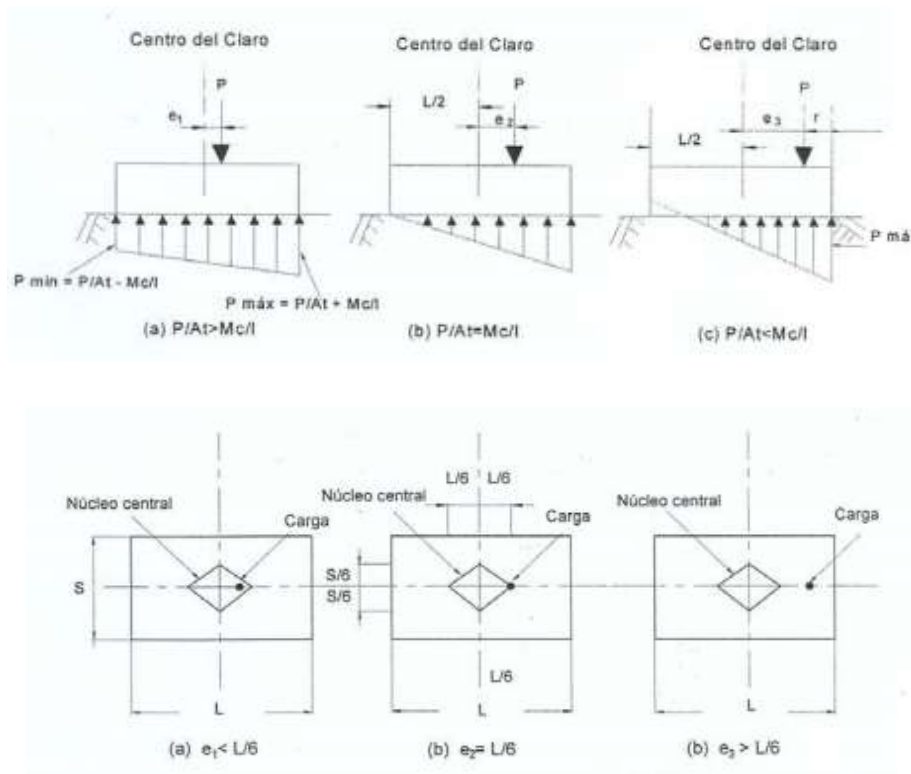
3.5.4.11.2 Presión de apoyo del suelo en la base de las zapatas

La distribución de la presión de apoyo del suelo en las zapatas, depende de la forma en que las cargas de los muros o las columnas se transmiten a la losa de la zapata y del grado de rigidez de la misma. Se supone que el suelo bajo la zapata es un material elástico y homogéneo y la zapata se supone rígida, como es el caso más común en las cimentaciones. En consecuencia, se puede considerar que la presión de apoyo del suelo está uniformemente distribuida si la reacción actúa en el eje del área de la losa de la zapata. Si la carga no es axial o no está aplicada simétricamente, la distribución de la presión del suelo adopta una forma trapezoidal debido a los efectos combinados de la carga axial y a la flexión.

Cuando el momento producido por la excentricidad es muy grande, se pueden presentar esfuerzos de tensión a un lado de la zapata, puesto que la distribución de esfuerzos de flexión depende de la magnitud de la excentricidad de la carga. Siempre es aconsejable proporcionar

el área de estas zapatas en forma tal que la resultante se localice en el tercio medio. En tal caso, la carga se localiza en el tercio medio de la dimensión de la zapata en cada dirección, con lo que se evitan tensiones en el suelo que en teoría pueden ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

Figura N° 36. Diagrama de esfuerzos de zapatas con cargas concéntricas y excéntricas



Fuente: <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/7536/Capitulo8.pdf>

3.5.4.11.3 Herramientas de diseño

El momento máximo externo en cualquier sección de una zapata se determina con base a los momentos factorizados de las fuerzas que actúan en toda la pared de la zapata, a un lado de un plano vertical que pasa a través de la zapata. Este plano se toma en los siguientes lugares:

- a) En la cara de la columna, pedestal o el muro, en zapatas aisladas.
- b) A la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para zapatas que soportan muros de mampostería.

- c) A la mitad de la distancia entre la cara de una columna y el borde de la base de acero, para zapatas que soportan una columna con placas de base de acero.

3.5.4.11.4 Procedimiento para el diseño de las zapatas

La secuencia de pasos para el cálculo del refuerzo necesario para las zapatas, se mostrará a continuación:

1. Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.
2. Determinación las cargas de servicio y los momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas que soportan la estructura. Seleccionar la combinación de cargas de servicio y momentos más desfavorables.
3. Calcular el área necesaria de la zapata dividiendo la carga total de servicio más desfavorable entre la capacidad permisible de apoyo que se seleccionó para el suelo.
4. Verificación por punzonamiento.
5. Verificación al vuelco.
6. Cálculo del refuerzo por flexión

3.5.4.11.5 Zapatas aisladas céntricas

Las zapatas para columnas individuales representan voladizos que se proyectan hacia afuera desde la columna en las dos direcciones y cargados hacia arriba con la presión del suelo. En la superficie inferior se producen los correspondientes esfuerzos de tensión en estas dos direcciones. En consecuencia, estas zapatas se refuerzan mediante dos capas de acero perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes.

El área requerida de contacto se obtiene dividiendo la carga total, que incluye el peso propio de la zapata, por la presión de contacto seleccionado.

$$q_{adm} = \frac{P_u}{A^2}$$

$$A = \sqrt{\frac{P_u}{q_{adm}}}$$

Donde:

P_u = Carga de servicio

A = Área requerida de la zapata

q_{adm} = Capacidad admisible de apoyo del suelo

La carga de servicio (P_u) es la carga actuante en la columna transmitida a la zapata, la cual es calculada previo análisis de toda la estructura.

3.5.4.11.6 Canto de la zapata

Para el diseño de las zapatas se asumirá el valor del peralte “h” para proceder con la iteración correspondiente hasta alcanzar el peralte adecuado que no permitirá la falla de la zapata. A partir de este valor se encontrará fácilmente el canto útil “d” que resulta de la disminución del recubrimiento de las barras al peralte.

Se debe de asumir distancias de recubrimiento, es decir desde la cara inferior de hormigón hasta la capa de refuerzo diferentes para cada dirección de la zapata.

El reglamento ACI indica que el canto útil de las zapatas no debe ser menor a 15 cm para zapatas apoyadas sobre el suelo. Se recomienda para zapatas de espesor constante.

3.5.4.11.7 Verificación corte por punzonamiento

La carga a compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada. El código ACI establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna. Si este esfuerzo es muy grande, la zapata tiende a fallar por corte.

Una columna sostenida por la losa de la figura tiende a punzonar la losa a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna. Al mismo

tiempo, los esfuerzos de compresión concentrados que provienen de la columna se distribuyen en la zapata de modo que el concreto adyacente a la columna queda sometido a una compresión vertical o ligeramente inclinada, adicional al cortante. En consecuencia, si la falla ocurre, la fractura adopta la forma de la pirámide truncada que aparece en la figura, con lados que se extienden hacia afuera a un ángulo que se aproxima a los 45° . El esfuerzo cortante promedio en el concreto que falla de esta manera puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia de $d/2$ desde las caras de la columna. El concreto sometido a este esfuerzo cortante también está sometido a la compresión vertical que generan los esfuerzos que se distribuyen desde la columna, y a la compresión horizontal en las dos direcciones principales producida por los momentos de flexión biaxial en la zapata; la presencia de estos esfuerzos triaxiales aumenta la resistencia a cortante del concreto.

Figura N° 37. Efecto de punzonamiento en zapata cuadrada

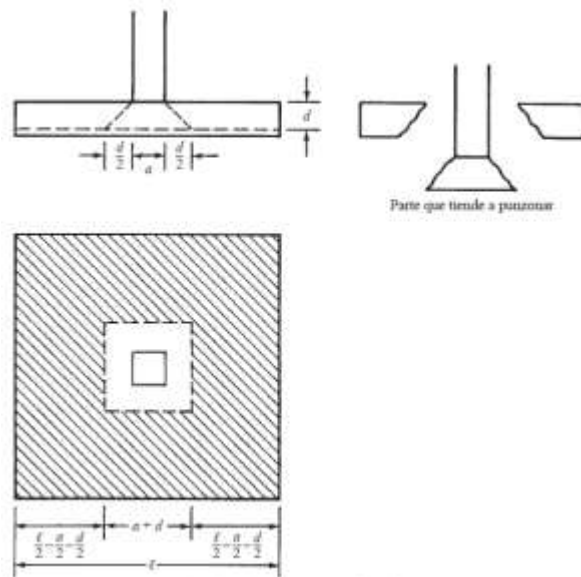


Figura 12.9 Cortante en dos direcciones o por perforación.

Fuente: Diseño de concreto reforzado (McCormac), Pág. 354

El reglamento ACI 318-05 establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

a)

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde β es la relación del lado largo al lado corto de la columna.

b)

$$V_c = 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

c)

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$V_u \leq V_c$$

3.5.4.11.8 Verificación al vuelco

Se calcula la verificación al vuelco de la zapata determinando el momento flector.

El peso propio de la zapata es igual a:

$$P_{ppio} = A * B * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

Para que en una zapata no se produzca la falla al vuelco, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\gamma_s = \frac{\text{momento_resistente}}{\text{momento_vuelco}} \geq 1.5$$

Donde:

En el eje x

$$M_{resistente} = (P_u + P_{ppio}) * \frac{B}{2}$$

$$M_{vuelco} = M_y \pm N_x * h$$

En el eje y

$$M_{resistente} = (P_u + P_{ppio}) * \frac{A}{2}$$

$$M_{vuelco} = M_x \pm N_y * h$$

3.5.4.11.9 Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Se toman en cuenta las mismas consideraciones de las explicadas anteriormente para las vigas de hormigón armado.

Se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{0.85f'_c * b * d}{F_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85f'_c * \phi * b * d^2}} \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

La armadura A_s siempre deberá ser mayor a la armadura mínima.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

3.5.4.11.10 Vigas de arriostre

Siempre es conveniente establecer un cierto atado entra zapatas que impida sus desplazamientos horizontales. Las piezas de atado deben resistir en tracción y en compresión

un esfuerzo axial igual a α_c (coeficiente de la aceleración sísmica de cálculo) veces el esfuerzo axial correspondiente al más cargado de los dos pilares que enlaza.

Si la cimentación está en zona sísmica con $0.06g < \alpha_c < 0.16g$, es suficiente con que cada zapata quede atada en un solo sentido en cada una de las dos direcciones principales. Las zapatas perimetrales deben atarse siempre en los dos sentidos a lo largo de las fachadas.

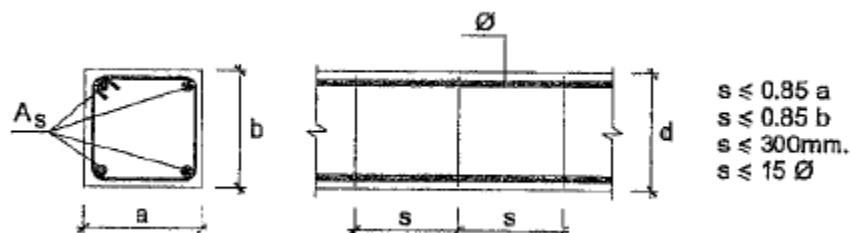
Las vigas de arrioste cumplen con las siguientes funciones:

- Reducir los asentamientos diferenciales
- Mantener constante la separación entre columnas
- Reducir la esbeltez de columnas

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones “a” y “b” de la pieza de atado dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser 250x250 mm. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho “a” viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser $b \geq 400$ mm. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

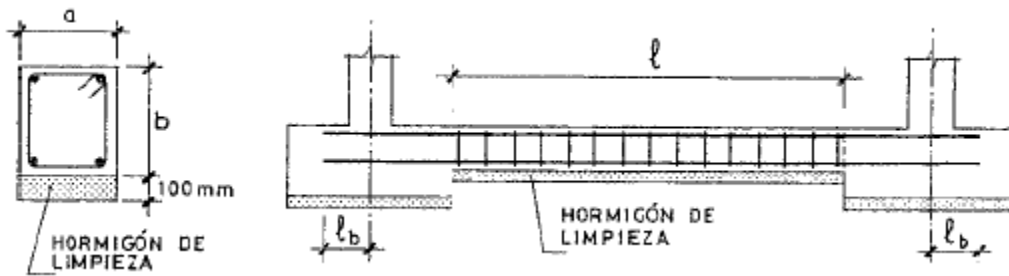
Figura N° 38. Separación de estribos en vigas de arrioste



Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de la zapata.

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza del vano adyacente.

Figura N° 39. Detalles constructivos vigas de arriostre



Fuente: Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (Calavera), Pág. 717

Un dato importante a tomar en cuenta es que la luz libre “l” de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor diemisión transversal.

❖ **Diseño viga de arriostre**

Para determinar la altura de la viga de arriostre se puede hacer uso de la siguiente ecuación:

$$h \geq \frac{l}{12}$$

El cálculo de las vigas de arriostre se realiza como una pieza prismática de hormigón armado sometida a tracción simple o compuesta. La resistencia de la sección a tracción se confía exclusivamente a las fuerzas desarrolladas por sus armaduras. La función del hormigón es hacer trabajar solidariamente las armaduras y protegerlas de la corrosión.

Para el cálculo se debe diseñar de igual manera que una viga de hormigón armado sometida a flexión.

3.6 Estrategia para ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Son el conjunto de requerimientos exigidos en los proyectos y presupuestos para definir con precisión y claridad el alcance de los conceptos de trabajo.

Dentro de los múltiples problemas que se presentan en el ramo de la construcción, el establecimiento de los precios unitarios equitativos a que debe pagarse un trabajo, ha sido

tradicionalmente un punto de divergencia de opiniones entre las empresas contratistas y los órganos oficiales o particulares encargados de la realización de las obras, lo que ha constituido en motivo de discusiones, creando en muchos casos fricciones entre el personal encargado de los trabajos, originando pérdidas de tiempo y dinero que entorpecen el desarrollo de las obras.

Cuando con anticipación se establecen en forma perfectamente definidas 'especificaciones, normas y criterios generales que servirán de base para el cálculo de los precios unitarios, los puntos de divergencia pueden reducirse al mínimo.

En las especificaciones técnicas deberá exigirse que todos los bienes y materiales a incorporarse en las obras sean de la calidad especificada en el volumen y cantidades de obra, de acuerdo a las normas técnicas vigentes.

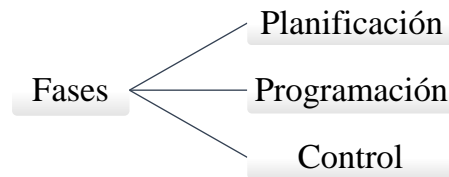
3.6.2 Cronograma de actividades

El cronograma es una herramienta muy importante en la gestión de proyectos. Incluye una lista de actividades o tareas con las fechas previstas de su comienzo y final.

Para elaborar un cronograma, se pueden seguir los siguientes pasos:

- Desglosar la actividad a la mínima unidad de acción, donde se indican los responsables de cada una de ellas.
- Asignarle a cada actividad un tiempo mínimo y máximo para establecer un promedio. Usar el tiempo promedio asignado a cada actividad.
- Distinguir actividades secuenciales de las simultáneas.
- Para definir el tiempo del cronograma, se toma en cuenta el tiempo requerido por la actividad más larga.
- Analizar y considerar los factores externos que puedan influir en los tiempos de producción cronograma debe considerarse como una herramienta flexible. Es importante actualizarlo regularmente, de forma tal que pueda servir para administrar el proyecto y realizar un seguimiento.

Podemos definir un proyecto como una serie de tareas relacionadas, parcialmente ordenadas y generalmente dirigidas a la obtención de un resultado importante, por lo que requiere un largo período de tiempo para su finalización.

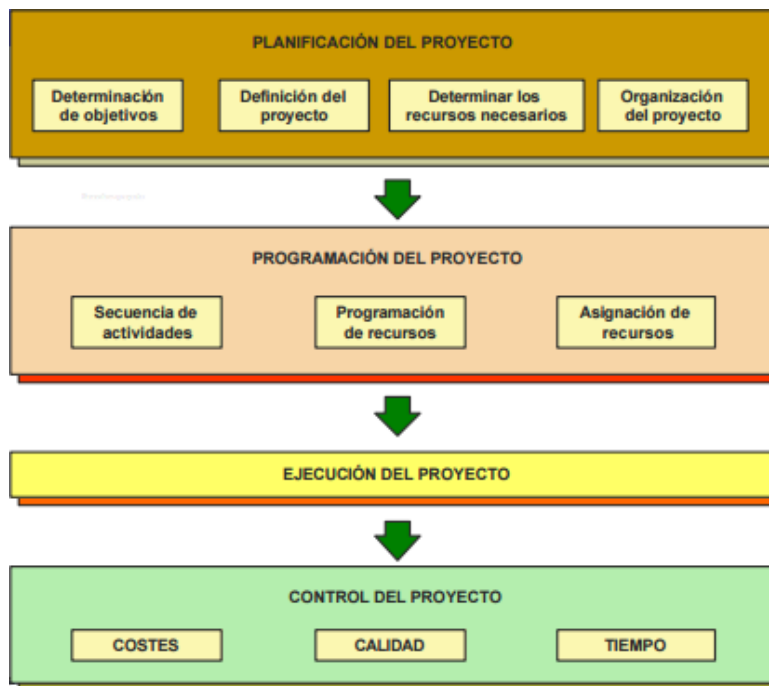


La planificación requiere desglosar el proyecto en actividades, estimar recursos, tiempo e interrelaciones entre actividades.

La programación requiere detallar fechas de inicio y terminación.

El control requiere información sobre el estado actual y analiza posibles trueques cuando surgen dificultades.

Figura N° 40. Fases del Proyecto



Fuente: http://www.uv.es/jomaroos/DirProduccion/Tema_11.pdf

3.6.3 Planificación del proyecto

Consiste en la elaboración de tablas y gráficos en los que se muestran los tiempos de duración, de inicio y de término de cada una de las actividades, que forman el proyecto, los cuales deben estar en armonía con los recursos disponibles.

La principal diferencia con el concepto de planificación es que la planificación se realiza en un aspecto más general, previniendo las acciones necesarias para la realización del proyecto, mientras que la programación define la disposición cronológica de las mismas.

Estimación de la duración de las actividades. - Se adjuntará los estimados de la duración de las actividades. Son valoraciones cuantitativas de la cantidad probable de periodos de trabajo que se necesitarán para completar una actividad. Estos estimados podrán incluir alguna indicación de rangos o márgenes de probabilidad.

Desarrollo del cronograma. - Con la información recopilada en los documentos se procederá a asignar a cada tarea o paquete de trabajo una fecha de inicio y una fecha de finalización programadas. Dicho cronograma deberá ante todo presentarse de forma clara, pudiendo ser un cronograma completo, un cronograma resumido, un cronograma de hitos, etc.

Plazos en la programación del proyecto. - Son de vital importancia, ya que en base a estos y los recursos con los que se cuenta, se definirá la duración de las actividades y la relación de dependencia entre las mismas.

3.6.3.1 Sistemas de planificación y programación

3.6.3.1.1 Gráficas de Gantt

El diagrama de Gantt es una popular herramienta gráfica cuyo objetivo es mostrar el tiempo de dedicación previsto para diferentes tareas o actividades a lo largo de un tiempo total determinado. A pesar de esto, el diagrama de Gantt no indica las relaciones existentes entre actividades.

Por esta razón, para el desarrollo de proyectos complejos se requiere además el uso de técnicas basadas en redes de precedencia como CPM o los gráficos PERT. Estas redes

relacionan las actividades de manera que se puede visualizar el camino crítico del proyecto y permiten reflejar una escala de tiempos para facilitar la asignación de recursos y la determinación del presupuesto. El diagrama de Gantt, sin embargo, resulta útil para la relación entre tiempo y carga de trabajo, permite también que se siga el curso de cada actividad, al proporcionar información del porcentaje ejecutado de cada una de ellas, así como el grado de adelanto o atraso con respecto al plazo previsto.

El diagrama de Gantt muestra el origen y el final de las diferentes unidades mínimas de trabajo y los grupos de tareas o las dependencias entre las unidades mínimas de trabajo.

Básicamente el diagrama está compuesto por un eje vertical donde se establecen las actividades que constituyen el trabajo que se va a ejecutar, y un eje horizontal que muestra en calendario la duración de cada una de ellas.

Cada actividad se representa mediante un bloque rectangular cuya longitud indica su duración; la altura carece de significado.

La posición de cada bloque en el diagrama indica los instantes de inicio y finalización de las tareas a que corresponden.

Los bloques correspondientes a tareas del camino crítico acostumbran a rellenarse en otro color.

3.6.3.1.2 Modelos de redes

Los métodos PERT Y CPM siguen los siguientes 6 pasos básicos:

1. Definir el proyecto y todas sus actividades o tareas importantes
2. Desarrollar las relaciones entre las actividades: decidir qué actividades deben preceder y cuáles deben seguir a las otras.
3. Dibujar la red que conecta todas las actividades
4. Asignar estimaciones de duración y coste a cada actividad
5. Calcular el camino de mayor duración de la red. Denominado camino crítico
6. Utilizar la red para ayudar a planificar, programar, seguir y controlar el proyecto

❖ **Redes determinísticas (CPM = Método de la ruta crítica)**

Es necesario agregar a la red los tiempos de cada actividad, los cuales se agregarán en cada nodo. Las flechas sólo representan la secuencia de las actividades.

Para cada actividad se calcularán tiempos:

- Tiempo de inicio temprano: Es el tiempo más temprano posible para iniciar una actividad.
- Tiempo de terminación temprano: Es el tiempo de inicio más temprano más el tiempo para completar la actividad.
- Tiempo de terminación más lejana: Es el tiempo más tardío en que se puede completar la actividad sin afectar la duración total del proyecto.
- Tiempo de inicio más lejano: Es el tiempo de terminación más lejano de la actividad anterior menos la duración de la actividad.

Después de calculados los tiempos de cada actividad, se calculan las holguras.

La holgura es el tiempo que se puede atrasar una actividad sin afectar la duración total del proyecto.

Ruta crítica

La ruta crítica es la ruta más larga a través de la red, determina la longitud del proyecto.

Toda red tiene al menos una ruta crítica, sin embargo, es posible que haya proyectos con más de una ruta crítica.

Actividad ficticia

Actividades imaginarias que existen dentro del diagrama de red, sólo con el propósito de establecer las relaciones de precedencia y no se les asigna tiempo alguno, es decir, que la actividad ficticia permite dibujar redes con las relaciones de precedencia apropiadas, se representa por medio de una línea punteada.

❖ **Redes probabilísticas (PERT = Técnica de evaluación y revisión de programas)**

En CPM se asume que la duración de cada actividad es conocida con certeza. Claramente, en muchas ocasiones este supuesto no es válido, PERT intenta corregir este error suponiendo que la duración de cada actividad es una variable aleatoria.

Para cada actividad, se requiere estimar los siguientes tiempos:

a = Tiempo Optimista. Duración de la actividad bajo las condiciones más favorables

b = Tiempo Pesimista. Duración de la actividad bajo las condiciones más desfavorables

m = Tiempo Normal. El valor más probable de la duración de la actividad.

Con la distribución definida, la media (esperada) y la desviación estándar, respectivamente, del tiempo de la actividad puede calcularse por medio de las fórmulas de aproximación.

$$t_e = \frac{t_o + 4t_m + t_p}{6}$$

$$\sigma_t^2 = \left[\frac{t_p - t_o}{6} \right]^2$$

El tiempo esperado de finalización de un proyecto es la suma de todos los tiempos esperados de las actividades sobre la ruta crítica. De modo similar, suponiendo que las distribuciones de los tiempos de las actividades son independientes (realísticamente, una suposición fuertemente cuestionable), la varianza del proyecto es la suma de las varianzas de las actividades en la ruta crítica.

3.6.4 Precios unitarios

Es la remuneración o pago en moneda que el contratante deberá cubrir al contratista, por unidad de obra y por concepto de trabajo que ejecute, de acuerdo a las especificaciones.

La elaboración de los precios unitarios, no es más que una etapa dentro del proceso constructivo general, que se inicia con la investigación o estudio de la factibilidad de realizar una obra que termina con la construcción de la misma.

No es posible calcular precios unitarios sin apoyo del proyecto, de las especificaciones y la visita del lugar donde se realizará la obra, ya que son éstos puntos precisamente los que definen la obra que se requiere y la forma en que debe ejecutarse, lo que indudablemente constituye la base para los precios unitarios de los conceptos de esa obra.

Para el cálculo de un precio unitario, se deben considerar los siguientes aspectos:

3.6.4.1 Costos directos

Se entienden como costos directos de obra, los correspondientes a:

La suma del costo de materiales directos colocados al pie de la obra cuyo insumo debe ser rigurosamente verificado con el fin de tener valores reales, su variación podrá acarrear en caso de ser por defecto, pérdidas al contratista al necesitarse en su ejecución mayor cantidad y si fuera por exceso, valores altos con respecto a la competencia que alejen al contratista de la posibilidad de adjudicación de obras en licitaciones.

La mano de obra requerida para la realización de los diferentes ítems componentes de la obra a ser ejecutada.

3.6.4.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son la suma de aquellos gastos que por su naturaleza son de aplicación a las obras ejecutadas en un tiempo determinado, comprendiéndose dentro de ellos los siguientes aspectos:

Leyes sociales y de trabajo.

Amortización o alquiler de maquinaria, equipo y herramientas.

Gastos generales en los que están comprendidos los siguientes rubros:

- Alquiler de oficinas, alumbrado, teléfono, limpieza y otros
- Sueldos incluyendo cargas sociales del personal superior
- Sueldos incluyendo cargas sociales del personal administrativo
- Material del escritorio
- Gastos de movilidad, representación y viáticos del personal superior y administrativo
- Gastos de inscripción y permanencia en diferentes instituciones
- Gastos en la compra de documentos de licitación y otros
- Gastos notariales

- Gastos de garantías; buena ejecución, cumplimiento de contrato, seriedad de propuesta, correcta inversión de anticipo, etc.
- Utilidad que es un porcentaje del costo determinado por cada empresa
- Pago de impuestos de funcionamiento a diferentes instituciones
- Pago de impuestos al valor agregado y a las transacciones

3.6.4.3 Análisis de precios unitarios

Con el fin de lograr un resultado lo más exacto posible de los precios unitarios, es necesario efectuar un análisis de precios unitarios para cada ítem por separado diferenciando claramente todos sus componentes: insumos, precios de materiales, determinación del rendimiento de la mano de obra, maquinaria, equipo, gastos generales, impuestos y utilidad prevista.

Materiales.- Los materiales componentes de cada ítem, son determinados por el pliego de especificaciones técnicas provisto por la entidad licitante, los mismos que definen las características de los materiales.

Por consiguiente, se llena el formulario de precios unitarios en la parte correspondiente a materiales de acuerdo al pliego de especificaciones técnicas definiendo la unidad de medida, la cantidad de material a usarse incluyendo el adicional por rotura, recorte o pérdida con su correspondiente precio actual.

Como es lógico se debe cotizar con el precio del material puesto en obra incluyendo los gastos de carguío, manipuleo y transporte como también seguros, pago de internación, peaje, etc.

Es importante que se obtenga por la compra de materiales, la factura correspondiente con el número de Identificación Tributaria (NIT) del vendedor para el descargo del pago de Impuesto al Valor Agregado (IVA), el mismo que nos otorga crédito fiscal.

Mano de obra. -

- Rendimiento:

Para el cálculo de los costos de mano de obra, se debe determinar en función del trabajo a realizar el rendimiento de mano de obra promedio de maestros, experimentados y principiantes, considerando los tiempos muertos de preparación, arreglos, limpieza, etc.

- Cargas sociales:

En la determinación del porcentaje de cargas sociales sobre el jornal o salario básico, se deben considerar varios aspectos que están regulados por leyes, decretos, resoluciones, etc.

- Costo mano de obra indirecta:

Se debe tomar en cuenta el costo del personal que trabaja en la obra y que no está considerado directamente en el rendimiento de cada uno de los ítems.

Se considera como costo de mano de obra indirecta al personal asignado a la dirección de la obra (ingenieros, arquitectos, técnicos constructores, directores de obra, residentes, capataces, etc) y al personal asignado al control de materiales, personal y vigilancia (almaceneros, pasatiempos, serenos, etc).

Para considerar el costo de la mano de obra indirecta debemos considerar el tiempo de duración de la obra, la cantidad de personas de dirección, control de materiales, personal y vigilancia. Los valores que se utilizan se encuentran entre el 10 – 15% sobre la mano de obra directa.

Maquinaria equipo y herramientas. - El éxito de una empresa constructora, depende en gran medida de la maquinaria con que cuenta, es importante mantener una renovación constante y también disponer de maquinaria, equipo y herramientas modernas para optimizar costos. Para determinar los costos de maquinaria y equipo en forma exacta se deberá considerar por separado los costos y rendimientos horarios de la maquinaria y equipo utilizado en cada ítem y un costo porcentual de la mano de obra por desgaste de herramientas y equipo menor.

- Maquinaria y equipo:

Para el cálculo de maquinaria y equipo en la construcción, se debe determinar para cada máquina o equipo lo siguiente: el rendimiento horario y el costo horario.

La mayoría de los fabricantes de maquinaria y equipo, han calculado los rendimientos correspondientes a cada máquina. El costo horario es el resultado de los costos de operación e inversión.

- Herramientas y equipo menor:

El costo de herramientas que son indispensables para la ejecución de una obra como ser andamios, carretillas, palas, picos, etc., y equipo menor como taladros, amoladoras y otros, pueden ser tomados en cuenta como un porcentaje del monto total de mano de obra, el cual generalmente equivale al 5% sobre el costo de mano de obra directa.

Gastos generales. - El porcentaje de gastos generales sobre el valor de la obra es muy variable y depende de varios aspectos:

El lugar donde se debe realizar la obra (las obras locales tienen gastos generales más bajos que las obras en el campo o en el interior), el tipo de garantías que exige la entidad licitante para la ejecución de obras, el monto de contratos anuales y especialmente la magnitud de la empresa constructora (una empresa grande tiene gastos generales mayores en relación a una pequeña), por otra parte existen dentro de los gastos generales gastos fijos que representan un porcentaje permanente del costo total de la mano de obra como son los aportes a entidades.

Depende de cada empresa constructora, determinar el porcentaje de gastos generales para cada una de sus obras fluctuando este costo entre 10 – 15%.

Dentro de este análisis se considerarán:

1. Costo de elaboración de propuestas y contratos
2. Gastos administrativos
3. Gastos profesionales y especiales
4. Aportes a entidades o gastos fijos
5. Riegos e imprevistos

Utilidad. - La determinación del porcentaje de utilidad que percibe una empresa, es atribución de los responsables de la misma. De acuerdo a las condiciones y grado de dificultad de la obra, este porcentaje fluctúa por lo general entre el 10 – 20%.

Resumen de la cancelación del Impuesto al Valor Agregado. - El impuesto al valor agregado IVA en la construcción es variable dependiendo esencialmente del porcentaje de participación de sus componentes (materiales, mano de obra, maquinaria, equipo, herramientas, gastos generales y utilidad), del total de la obra.

3.6.5 Cálculos métricos

Es la determinación de la cantidad de obras realizadas o por efectuar en cada uno de los ítems del proyecto expresados en las unidades correspondientes.

Computar significa medir: superficies, longitudes y volúmenes en los que solo se requiere el uso de fórmulas geométricas sencillas para obtener valores de longitud, superficie y volumen como también numeración, para conocer la cantidad de piezas.

Se deben cuantificar los diferentes ítems del proyecto en unidades, las mismas pueden ser de longitud (ml), superficie (m^2), volumen (m^3), peso (kg), pieza (N°), punto (Pto), existiendo algunas de ellas que por su naturaleza o complejidad solamente pueden medirse en forma global.

El objeto del cálculo métrico es determinar el volumen de una obra o parte de la misma para que aplicando el producto del mismo por su costo unitario nos dé una idea representativa de su valor.

Asimismo, nos ayudará a determinar la cantidad de materiales y mano de obra necesarios para su ejecución.

El cálculo métrico es el primer paso para elaborar un presupuesto, como es obvio al estar el proyecto solamente en planos constructivos, los valores obtenidos son solamente referenciales y depende del ingeniero el grado de exactitud que debe ser lo más aproximado que se pueda lograr.

Para poder realizar un cálculo métrico, es necesario conocer las especificaciones técnicas, las cuales nos indican el tipo de materiales que deban ser empleados en cada ítem, los planos estructurales y arquitectónicos correspondientes tanto en planta, elevación y detalle, pudiendo existir diferencias dentro de un ítem con el mismo nombre.

3.6.6 Presupuesto y costos del proyecto

El presupuesto es el valor tentativo de una construcción, constituyendo por lo tanto, el programa de trabajo de la misma expresado en valores económicos.

Es un plan administrativo que cubre todas las etapas de operación durante el periodo de ejecución de una obra. Un presupuesto efectuado no es definitivo ni inalterable, es más bien flexible distinguiéndose en los costos fijos y los costos variables.

3.6.6.1 Costos fijos

Los costos fijos, son aquellos que no varían en función directa del volumen de obra.

3.6.6.2 Costos variables

Los costos variables, son aquellos que varían directamente en función del volumen de obra.

3.6.6.3 Cálculo del presupuesto

En base a los pliegos de especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales y de detalle, podrá establecer con relativa exactitud, los cómputos métricos correspondientes al volumen de obra de todos y cada uno de los ítems constituyentes los que multiplicados por el precio unitario de los mismos, nos darán el costo total de la obra.

CAPITULO IV. INGENIERIA DEL PROYECTO

4.1 Análisis del estudio de suelos

Los resultados del estudio de suelos fueron otorgados por la Sub Gobernación El Puente.

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo SPT en 6 pozos distribuidos en el área del proyecto, siendo necesaria la información del pozo N°3 que cae sobre el área de emplazamiento del Albergue, donde se obtuvo una resistencia del suelo igual a 3.07 kg/cm^2 en el estrato B, el cual está conformado por un suelo natural de roca pizarrosa y se encuentra a una profundidad de 1.60 m a 1.90 m.

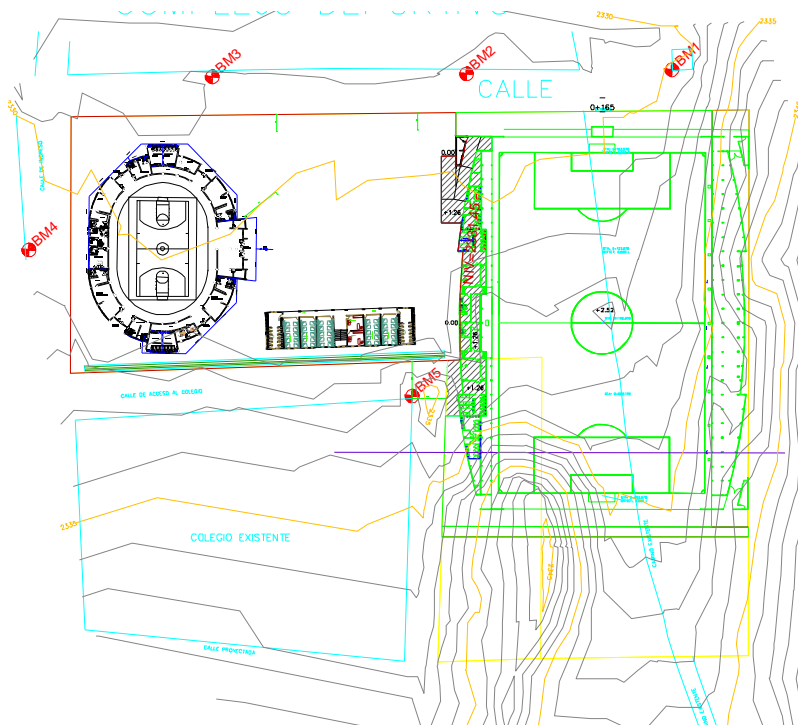
Para los cálculos del presente trabajo se utilizó una capacidad portante de 3 kg/cm^2 y la cota de fundación de todas las zapatas será 1.60m.

4.2 Análisis del estudio topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por la Sub Gobernación El Puente.

El lugar donde se emplazará el proyecto es un terreno relativamente plano con pendientes bajas del orden 1 a 2%.

No se requerirá hacer la nivelación del terreno, sin embargo, se hará un contrapiso de 20 cm de altura.



4.3 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue provisto por la Sub Gobernación El Puente.

El Módulo es de 3 niveles, cada nivel consta de los siguientes ambientes:

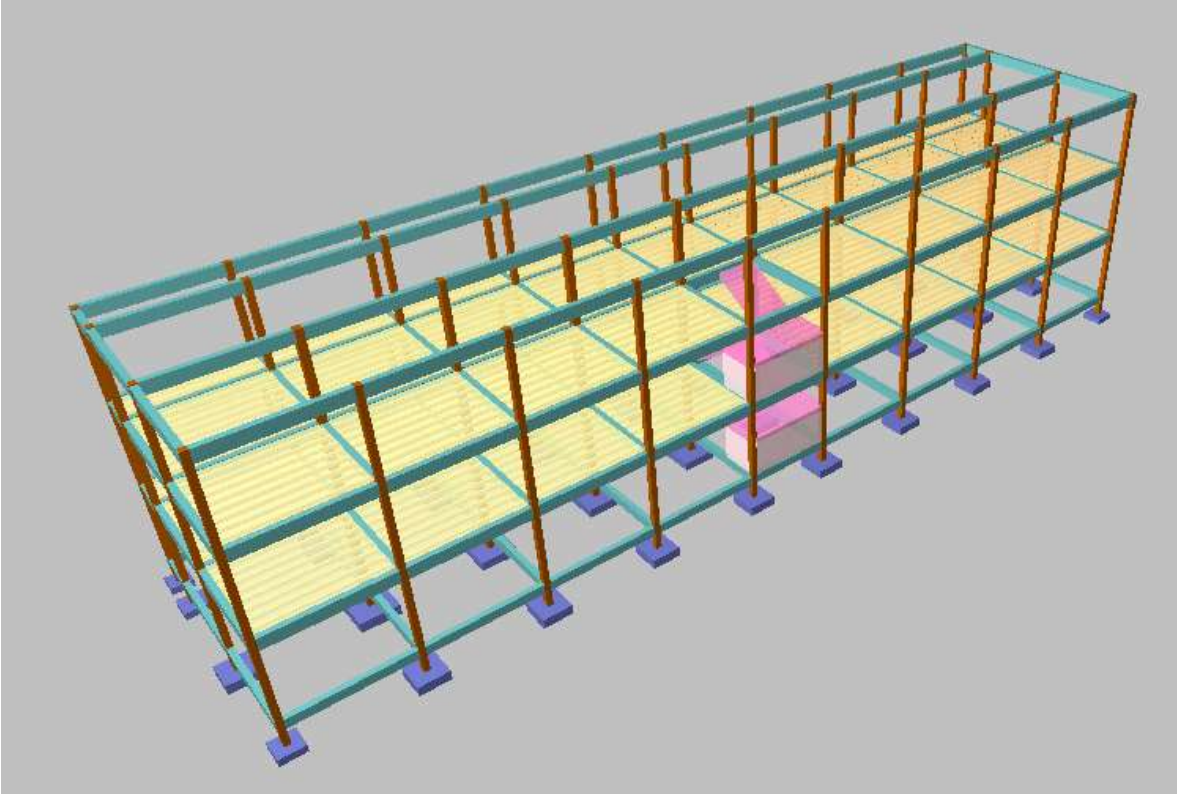
Planta Baja: Comedor, cocina, 2 baños, gimnasio, sala de recepción, oficina del director, depósito, sala de juegos.

Primera Planta: 6 dormitorios y 2 baños.

Segunda Planta: 6 dormitorios y 2 baños.

Las dimensiones de la estructura son aproximadamente de 44.05 m de longitud y 10.90 m de ancho, presenta una forma regular, un área de 504.84 m² tiene una capacidad de 200 personas.

4.4 Idealización de la estructura



Se tomarán las siguientes condiciones:

Las vigas están empotradas en sus extremos.

Los tramos de columnas intermedios se los considera doblemente empotrados con un factor de longitud efectiva igual a $k = 0.50$

Los tramos de columnas que se unen a las zapatas y los que finalizan en la cubierta se los consideran como simplemente apoyados en un extremo y empotrados en el otro, con un factor de longitud efectiva igual a $k = 0.70$

Las zapatas son consideradas como apoyos empotrados para el análisis global de la estructura, pero para el diseño de la armadura se hizo la modelación individual en SAP considerando que se apoyan sobre lecho elástico.

Las cerchas que componen la cubierta se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas y para la simplificación de cálculo se la analiza de forma bidimensional.

Los nervios de viguetas pretensadas de la losa aligerada están simplemente apoyados sobre las vigas en una dirección.

La escalera se apoya desde el descanso sobre sobre los muros de ladrillo, además de las vigas de hormigón armado que se encuentran al inicio y final de los tramos. Para su análisis se la diseña como una losa maciza bidireccional simplemente apoyada.

4.5 Diseño estructural

Para el diseño estructural se utilizó el programa CypeCad.

4.5.1 Cargas a considerar

4.5.1.1 Cargas muertas no estructurales

Piso cerámico

$$q = 0,0075m * 2600 \text{ kg}/m^3$$
$$q = 19,5 \text{ kg}/m^2$$

Carpeta de nivelación

$$q = 0,025m * 2100 \text{ kg}/m^3$$
$$q = 52,5 \text{ kg}/m^2$$

Cielo raso bajo losa de yeso

$$q = 0,02m * 1250 \text{ kg}/m^3$$
$$q = 25 \text{ kg}/m^2$$

Tabiquería

$$q = 150 \text{ kg}/m^2$$

La carga permanente no estructural repartida por unidad de superficie sobre la losa sera:

$$q_T = 247 \text{ kg/m}^2$$

$$q_T = 250 \text{ kg/m}^2$$

Muro de ladrillo e = 18 cm

Ladrillo:

$$a = 18 \text{ cm}$$

$$l = 24 \text{ cm}$$

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

$$\text{Peso} = 3,6 \text{ kg/pza}$$

$$e = 18 \text{ cm}$$

$$h = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{Junta horizontal} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Junta vertical} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{N}^\circ \text{ ladrillo fila horizontal} = 3,92 \text{ pza/m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ ladrillo fila vertical} = 7,41 \text{ pza/m}$$

$$\text{N}^\circ \text{ ladrillos por m}^2 = 29,05 \text{ pza/m}^2 = 30 \text{ pza/m}^2$$

$$q \text{ ladrillo} = 108,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma \text{ mortero} = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ revoque ext} = 1900 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ yeso} = 1250 \text{ kg/m}^3$$

$$e = 1,5 \text{ cm}$$

$$e = 1,5 \text{ cm}$$

$$\text{Volumen unitario del ladrillo} = 0,005184 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen neto de ladrillos en 1 m}^2 = 0,16 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Volumen de 1 m}^2 \text{ de muro} = 0,18 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Volumen de la mezcla} = 0,024 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$q \text{ mortero} = 51,41 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ revoque exterior (cemento-arena-cal)} = 28,5 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ revoque interior yeso} = 18,75 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ total} = 206,7 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{muro} = h_{muro} * q_{total}$$

$$q_{muro} = 3,60m * 210 \frac{kg}{m^2}$$

$$q \text{ muro ext} = 756 \text{ kg/m}$$

$$q \text{ muro ext} = 760 \text{ kg/m}$$

Sobrecimiento de H°A°

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$q = a * b * \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$q = 144 \text{ kg/m}$$

$$q = 150 \text{ kg/m}$$

Las cargas lineales de los muros de ladrillo, serán repartidos en las vigas perimetrales debido a que estos serán permanentes; a diferencia de la sobrecarga de tabiquería que se tomó por metro cuadrado manteniendo la idea del cambio de repartición de ambientes a futuro.

A la carga lineal de muro sobre las vigas de arriostre se le añade el peso del sobrecimiento.

Barandado

$$q = 100 \text{ kg/m}$$

Acabado

$$q = 100 \text{ kg/m}$$

Estos datos pertenecen a la escalera.

4.5.1.2 Cargas vivas

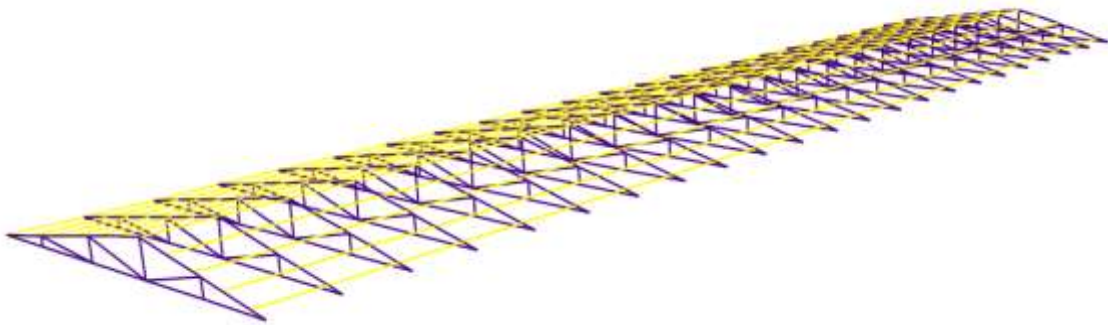
El tipo de estructura al cual pertenece según su importancia es al tipo C, por lo tanto se utilizó un valor de sobrecarga de uso igual a 300 kg/cm^2 en toda la estructura. Se uniformizó la carga debido a que para el aporte académico se preverá que los ambientes puedan cambiar de uso a lo largo del tiempo.

Para las escaleras se asumirá una sobrecarga de uso igual a 300 kg/m^2 .

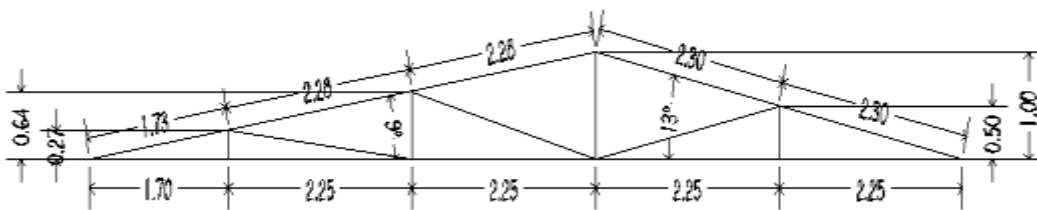
4.5.2 Cubierta

La cubierta fue calculada de manera separada para la obtención de los esfuerzos y así realizar su posterior diseño; para ello se utilizó el programa SAP.

Una vez obtenidas las reacciones se las representó como cargas lineales sobre aquellas vigas donde se apoyan las cerchas.



Diseño de la cubierta metálica



Luz:	L =	10,7	m		
Peralte:	h =	1	m		
Pendiente 1:	m1 =	16,12	%		
	a1 =	9,16	°	=	0,1599 rad
Pendiente 2:	m2 =	22,22	%		
	a2 =	12,53	°	=	0,2187 rad
Separación entre cerchas:	e =	2	m		

Para el diseño de la cercha utilizaremos el valor de la menor pendiente por ser la más crítica.

Análisis de cargas

a) Carga muerta

Peso por carga de la cubierta

$$\text{Calamina} = 3 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{P1} = P_{\text{calamina}} * e$$

$$P_{P1} = 6 \text{ kg/m}$$

Peso por peso propio de las cerchas

			Long
Peso de cordón superior de 100x50x15x2 =	3,4	kg/m	10,88
Peso de cordón inferior de 100x50x15x2 =	3,4	kg/m	10,7
Peso de diagonales y montantes de 100x50x15x2 =	3,4	kg/m	9,32

$$P_{\text{barras}} = 105,06 \text{ kg}$$

$$P_{P2} = \frac{P_{\text{barras}}}{L}$$

$$P_{P2} = 9,82 \text{ kg/m}$$

Peso por peso propio de correas

Peso correa 80x40x15x2 =	2,78	kg/m
Espaciamiento horizontal correas =	1	m

$$P_{P3} = \frac{P_{\text{correa}} * e}{e_{\text{correas}}}$$

$$P_{P3} = 5,56 \text{ kg}$$

Peso por peso propio del plafón

Peso plafón : 30 kg/m²

$$Q = P_{\text{plafón}} * e$$

$$Q = 60 \text{ kg/m}$$

Cargas uniformemente distribuidas por carga muerta

$$P_t = 21,38 \text{ kg/m}$$

$$Q = 60 \text{ kg/m}$$

b) Carga viva

Peso por carga de mantenimiento

Obrero = 80 kg/m²

$$P_{SC} = P_{\text{obrero}} * e$$

$$P_{sc} = 160 \text{ kg/m}$$

Carga por granizo

Granizo = 90 kg/m²

$$P_G = P_{\text{granizo}} * e$$

$$P_g = 180 \text{ kg/m}$$

Carga por viento

V = 83,2 km/hr Velocidad de viento máximo anual en Tarija

$$q = 0.00484 * V^2$$

$$q = 33,50 \text{ kg/m}^2$$

Barlovento

$$C1 = -0,5$$

$$P = C * q$$

$$Pb = -16,75 \text{ kg/m}^2$$

$$Pb = -33,50 \text{ kg/m}$$

Sotavento

$$C2 = -0,27$$

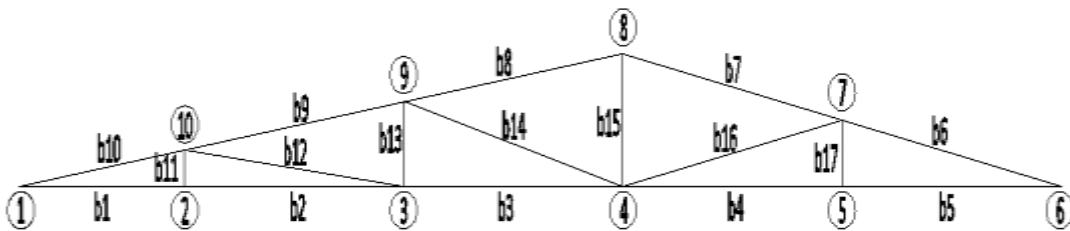
$$P = C * q$$

$$Ps = -9,046 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps = -18,09 \text{ kg/m}$$

Carga total (con la combinación más desfavorable de cargas)

Cargas concentradas equivalentes



Cargas por peso propio

$$Pp1 = 18,2 \text{ kg}$$

$$Pp2 = 42,2 \text{ kg}$$

$$Pp3 = 48,1 \text{ kg}$$

$$Pp4 = 24,1 \text{ kg}$$

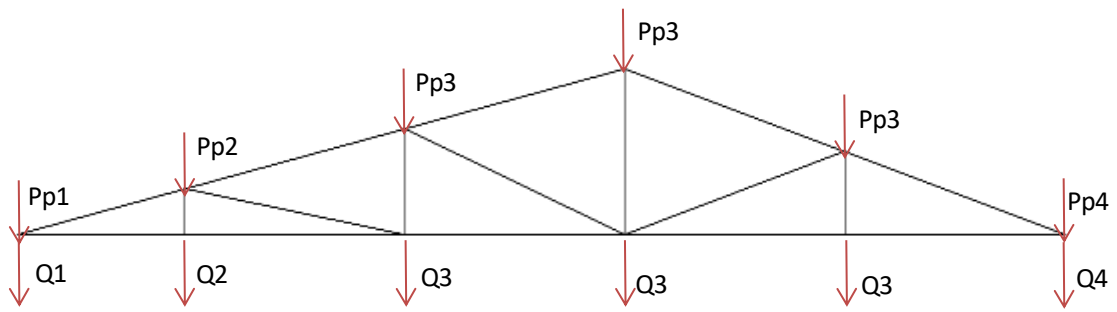
Cargas por plafón

$$Q1 = 51,0 \text{ kg}$$

$$Q2 = 118,5 \text{ kg}$$

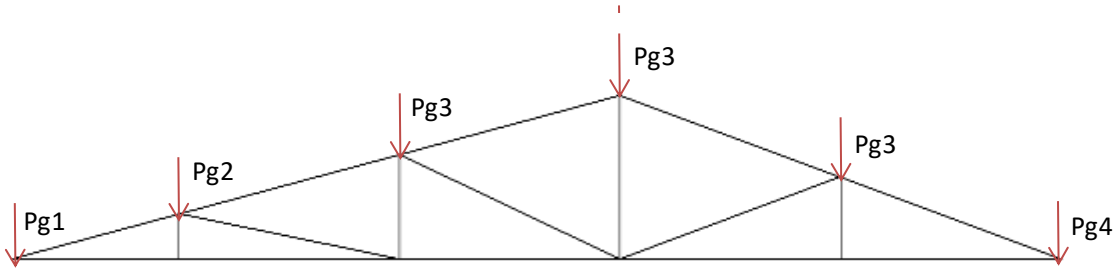
$$Q3 = 135,0 \text{ kg}$$

$$Q4 = 67,5 \text{ kg}$$



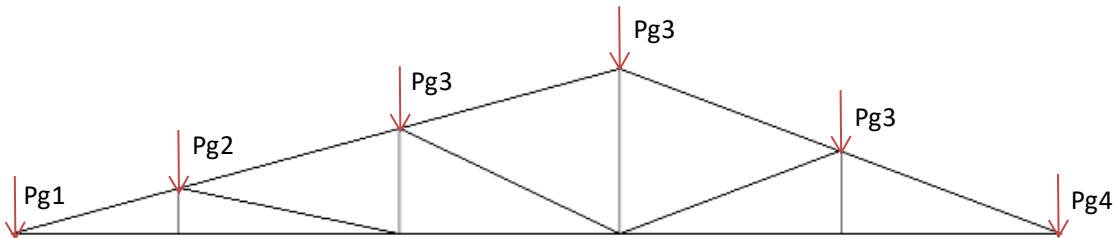
Cargas por mantenimiento

- Pg1 = 136,0 kg
- Pg2 = 316,0 kg
- Pg3 = 360,0 kg
- Pg4 = 180,0 kg



Cargas por granizo

- Pg1 = 153,0 kg
- Pg2 = 355,5 kg
- Pg3 = 405,0 kg
- Pg4 = 202,5 kg



Carga por viento

Barlovento (succión)		
Pv1 =	-57,7	kg
Pv2 =	-131,5	kg
Pv3 =	-152,7	kg
Pv4 =	-76,4	kg

Sotavento (succión)		
Pv5 =	-41,7	kg
Pv6 =	-83,4	kg
Pv7 =	-41,7	kg

Descomposición de fuerzas

a) Barlovento

Sobre el eje "x"

F _x =	-9,18	kg
F _x =	-20,93	kg
F _x =	-24,31	kg
F _x =	-12,16	kg

Sobre el eje "y"

F _y =	-56,96	kg
F _y =	-129,81	kg
F _y =	-150,77	kg
F _y =	-75,38	kg

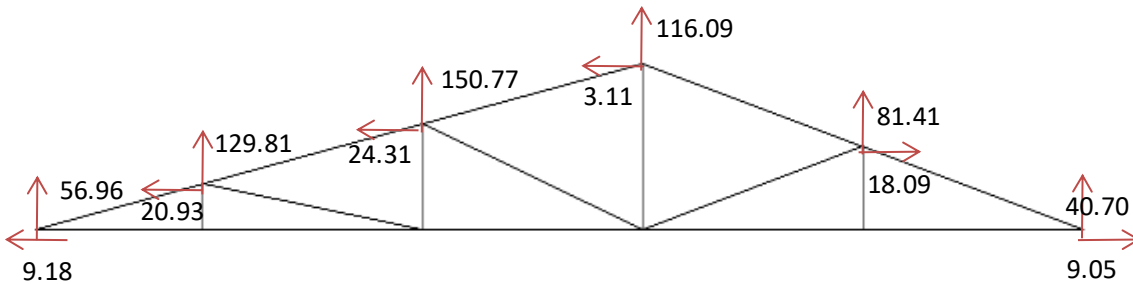
b) Sotavento

Sobre el eje "x"

F _x =	-9,05	kg
F _x =	-18,09	kg
F _x =	-9,05	kg

Sobre el eje "y"

F _y =	-40,71	kg
F _y =	-81,41	kg
F _y =	-40,71	kg



Barra	Longitud (m)	Carga muerta (kg)	Mantenimiento (kg)	Granizo (kg)	Viento (kg)
Cordón superior					
6	2,3049	-142,61	-285,13	-320,77	30,64
7	2,3049	279,41	544,63	621,71	-147,74
8	2,2791	276,29	538,53	605,85	-149,24
9	2,2791	-107,16	-215,36	-242,28	140,04
10	1,722	16,38	27,62	31,07	-22,26
Cordón inferior					
1	1,7	-16,18	-27,27	-30,68	0,77
2	2,25	-16,18	-27,27	-30,68	0,77
3	2,25	105,79	212,61	239,19	-138,53
4	2,25	139,21	278,34	313,13	-20,86
5	2,25	139,21	278,34	313,13	-20,86
Montantes					
11	0,2742	-76,73	-383,91	-431,9	172,62
13	0,6371	120,15	-29,21	-32,86	16,96
15	1	-152,72	-563,92	-634,41	171,91
17	0,5	135	0	0	0
Diagonales					
12	2,2666	122,87	241,65	271,86	-140,33
14	2,3385	-152,72	-773,52	-870,22	322,07
16	2,3049	-422,02	-829,76	-933,48	196,91

Reacciones	Carga muerta (kg)	Granizo (kg)
R1	66,59	148,06
R2	195,23	431,9
R3	486,44	1073,96
R4	122,54	272,09

Dimensionamiento

Con los valores encontrados determinamos los mayores esfuerzos con que trabajará cada barra, para así determinar el diseño con los esfuerzos más críticos.

A continuación se observará los esfuerzos máximos en las barras para realizar el diseño:

Barra	Carga muerta (kg)	Granizo (kg)
Máxima compresión		
Cordón superior	-142,61	-320,77
Cordón inferior	-16,18	-30,68
Montantes	-152,72	-634,41
Diagonales	-422,02	-933,48
Máxima tracción		
Cordón superior	279,41	621,71
Cordón inferior	139,21	313,13
Montantes	135	0
Diagonales	122,87	271,86

Para los datos máximos obtenidos en el cálculo de esfuerzos, realizamos la mayoración de los esfuerzos a través de los coeficientes de carga y resistencia estipulados en la Norma para diseño LRFD.

Haciendo un análisis de las combinaciones de carga, la ecuación más desfavorable para el diseño de la cercha es la siguiente:

$$U = 1.2D + 1.6S$$

Diseño de miembros cargados axialmente a compresión

a) Cordón superior

Máxima compresión

Material A 36

$$\begin{aligned} F_y &= 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2 \\ F_r &= 58 \text{ klb/plg}^2 = 4080 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 29000 \text{ klb/plg}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ L &= 2,3049 \text{ m} \\ N_u &= 684,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

Asumimos que $\lambda = 1.5$ por lo tanto se puede utilizar la fórmula para fcr larga o corta

$$\lambda = 1,5 \quad \text{Larga}$$

Esfuerzo crítico o pandeo

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

$$F_{cr} = 986,14 \quad \text{kg/cm}^2$$

Esfuerzo real de compresión

$$F_u = 0.85 * F_{cr}$$

$$F_u = 838,22 \quad \text{kg/cm}^2$$

Área requerida

$$\frac{N_u}{A} \leq F_u \quad \rightarrow \quad A = \frac{N_u}{F_u}$$

$$A = 0,82 \quad \text{cm}^2$$

Del catálogo Cintac sacamos los siguientes datos:

Perfil costanera C80x40x15x2 mm

$$A = 3,54 \quad \text{cm}^2$$

$$I_x = 35,3 \quad \text{cm}^4$$

$$I_y = 8,07 \quad \text{cm}^4$$

$$r_x = 3,16 \quad \text{cm}$$

$$r_y = 1,51 \quad \text{cm}$$

Relación de esbeltez

$$k = 1 \quad \text{Coeficiente de pandeo (articulado-articulado)}$$

$$\lambda_c = \frac{k * L}{\pi * r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$l_x = 0,81$$

$$l_y = 1,69$$

Escogemos la mayor esbeltez

$$l_c = 1,69 \quad \text{Larga}$$

Comprobación de la sección

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda c^2}) * F_y$$
$$F_{cr} = 769,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 0.85 * F_{cr}$$
$$F_u = 653,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N_u}{A} \leq F_u$$
$$193,32 \leq 653,95 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\frac{k * L}{r} \leq 200$$
$$152,64 \leq 200 \quad \text{CUMPLE}$$

Máxima tracción

Material A 36

$$F_y = 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_r = 58 \text{ klb/plg}^2 = 4080 \text{ kg/cm}^2$$
$$E = 29000 \text{ klb/plg}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$
$$L = 1,722 \text{ m}$$
$$N_u = 1330,03 \text{ kg}$$

Área requerida

$$F_u = \frac{N_u}{A} \leq \phi_1 * F_y$$

Usamos solamente esta fórmula debido a que las uniones serán soldadas, por lo tanto no se requiere el cálculo del área crítica

$$F_u = \phi_1 * F_y$$

$$\phi_1 = 0,9$$

$$F_u = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{N_u}{F_u}$$
$$A = 0,58 \text{ cm}^2$$

Del catálogo Cintac sacamos los siguientes datos:

Perfil costanera C80x40x15x2 mm

$$A = 3,54 \quad \text{cm}^2$$

$$I_x = 35,3 \quad \text{cm}^4$$

$$I_y = 8,07 \quad \text{cm}^4$$

$$r_x = 3,16 \quad \text{cm}$$

$$r_y = 1,51 \quad \text{cm}$$

Comprobación de la sección

$$F_u = \frac{N_u}{A} \leq \phi_1 * F_y$$

$$375,71 \leq 2277 \quad \text{CUMPLE}$$

Usar el menor radio de giro debido a que resulta más crítico

$$r = 1,51 \quad \text{cm}$$

$$k = 1 \quad \text{Coeficiente de pandeo (articulado-articulado)}$$

$$\frac{k * L}{r} \leq 300$$

$$114,04 \leq 300 \quad \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto:

USAR PERFIL COSTANERA C80x40x15x2 MM

Diseño de correas

$$\text{Luz:} \quad L = 2 \quad \text{m}$$

$$\text{Separación entre correas:} \quad s = 1,01 \quad \text{m}$$

Para el diseño de la cercha utilizaremos el valor de la menor pendiente por se la más crítica.

Análisis de cargas

a) Carga muerta

Peso por carga de la cubierta

$$\text{Calamina} = 3 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{P1} = P_{\text{calamina}} * \cos \alpha * s$$

$$P_{P1} = 2,99 \text{ kg/m}$$

Peso por peso propio

$$\text{Peso correa } 80 \times 40 \times 15 \times 2 = 2,78 \text{ kg/m}$$

$$P_{P2} = P_{\text{correa}} * \cos \alpha$$

$$P_{P2} = 2,74 \text{ kg/m}$$

Cargas uniformemente distribuidas por carga muerta

$$P_t = 5,74 \text{ kg/m}$$

b) Carga viva

Peso por carga de mantenimiento

$$\text{Obrero} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{SC} = P_{\text{obrero}} * \cos \alpha * s$$

$$P_{SC} = 79,77 \text{ kg/m}$$

Carga por granizo

$$\text{Granizo} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$P_G = P_{\text{granizo}} * \cos \alpha * s$$

$$P_G = 89,74 \text{ kg/m}$$

Carga por viento

$V = 83,2$ km/hr Velocidad de viento máximo anual en Tarija

$$q = 0.00484 * V^2$$

$q = 33,50$ kg/m²

Barlovento

$$C1 = -0,5$$

$$P = C * q$$

$$Pb = -16,75 \text{ kg/m}^2$$

$$Pb = -16,70 \text{ kg/m}$$

Sotavento

$$C2 = -0,27$$

$$P = C * q$$

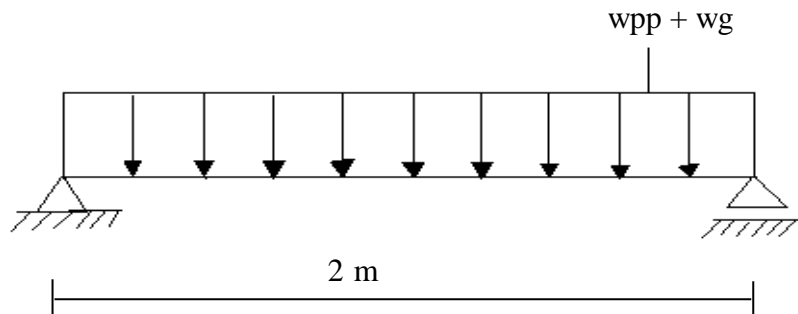
$$Ps = -9,046 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps = -9,02 \text{ kg/m}$$

Carga total (con la combinación más desfavorable de cargas)

Haciendo un análisis de las combinaciones de carga proporcionadas por la Norma, la ecuación más desfavorable para el diseño de la cercha es la siguiente:

$$U = 1.2D + 1.6S$$



Momento máximo por peso propio

$$M_{max} = \frac{w_{pp} * L^2}{8}$$

$$M_{max} = 2,87 \text{ kg*m}$$

Momento máximo por carga de granizo

$$M_{max} = \frac{w_G * L^2}{8}$$

$$M_{max} = 44,87 \text{ kg*m}$$

Diseño de las correas

Material A 36

$$\begin{aligned} F_y &= 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2 \\ F_r &= 58 \text{ klb/plg}^2 = 4080 \text{ kg/cm}^2 \\ E &= 29000 \text{ klb/plg}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ L &= 2 \text{ m} \\ M_u &= 75,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Del catálogo Cintac sacamos los siguientes datos:

Perfil costanera C80x40x15x2 mm

$$\begin{aligned} A &= 3,54 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 35,3 \text{ cm}^4 \\ I_y &= 8,07 \text{ cm}^4 \\ r_x &= 3,16 \text{ cm} \\ r_y &= 1,51 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cálculo del módulo de sección plástico

$$Z = 10,77 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento plástico

$$M_n = M_p = F_y * Z$$

$$M_n = M_p = 27237,98 \text{ kg*cm}$$

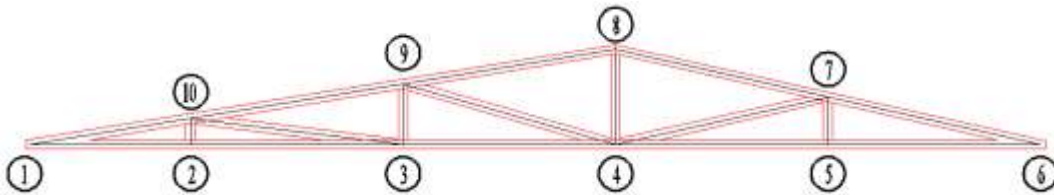
Verificación

$$M_u = 0.90 * M_n$$

$$M_u = 245,14 \text{ kg*m}$$

$$75,23 \leq 245,14 \quad \text{CUMPLE}$$

Diseño de las uniones soldadas



Para el cálculo de las conexiones soldadas se diseñará el punto de unión más crítico para determinar el ancho de soldadura necesario, posteriormente se asumirá dicho valor para el resto de las uniones.

En base a los datos proporcionados por la Especificación del LRFD, adoptamos algunos de los criterios para proceder con el cálculo.

* NUDO 1

$$F_y = 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Barra 10

$$A = 14,52 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,25 \text{ plg}^2$$

Resistencia de diseño del perfil

$$\text{Capacidad a tensión del perfil} = \phi_t * F_y * A$$

$$\phi_t = 0,90$$

$$\text{Capacidad a tensión del perfil} = 72,92 \text{ klb}$$

Resistencia de diseño de la soldadura

$$\phi F_W = \phi * (0.60 F_{EXX}) * (1.0 + 0.50 \sin \theta^{1.5}) * (\text{garganta } t) * (\text{longitud del cordón})$$

$$F_{EXX} = 60 \text{ Psi}$$

$$f = 0,75$$

$$\theta = 9,16^\circ \quad 0,1599 \text{ rad}$$

Resistencia de diseño de la soldadura de extremo.-

$$l = 122,7 \text{ cm} \quad 48,31 \text{ plg}$$

$$\phi F_{W1} = 1345,71 \text{ t}$$

Resistencia de diseño de las soldaduras laterales.-

$$l = 15,2 \text{ cm} \quad 5,98 \text{ plg}$$

$$\phi F_{W2} = 333,41 \text{ t}$$

Resistencia de diseño de las soldaduras laterales pequeñas.-

$$l = 6 \text{ cm} \quad 2,36 \text{ plg}$$

$$\phi F_{W3} = 131,61 \text{ t}$$

Espesor efectivo de la garganta

$$\text{Capacidad a tensión del perfil} = \sum \phi F_w$$

$$t = 0,0403 \text{ plg}$$

Tamaño de la soldadura

$$L_s = \frac{t}{0.707}$$

$$L_s = 0,06 \text{ plg} \rightarrow 1/8 \text{ plg}$$

4.3.1 Losa alivianada

Calculo del esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

Para elementos con tendones adheridos.

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] \right)$$

Donde:

f_{pu} = Resistencia especificada a la tracción del acero preesforzado Mpa

f_{py} = Resistencia especificada a la fluencia del acero de preesforzado.

γ_p = Factor por tipo de acero de preesforzado.

β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzo de compresión con la profundidad del eje neutro.

ρ_p = Cuantía de refuerzo **A_{ps}** evaluada sobre el area **b·d_p**

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto Mpa.

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión asta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción (mm).

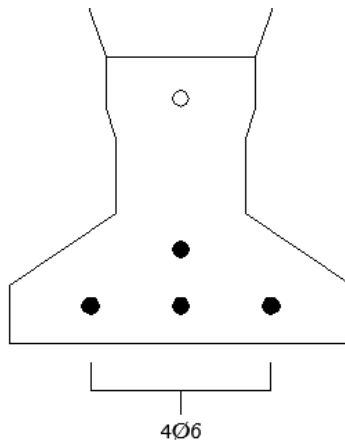
d_p = Distancia desde la fibra extrema a compresión asta el centroide del acero preesforzado (mm).

ω = Indice del refuerzo a tracción.

ω' = Indice del refuerzo a compresión.

Determinación de la cuantía de preesfuerzo (Vigueta Clase 103)

Se utiliza viguetas pretensadas con 4 ϕ 6



Valores:

$$\begin{aligned} f_{pu} &= 1860,0 \text{ [MPa]} \\ f_{py}/f_{pu} &= 0,9 \\ Y_p &= 0,4 \quad \text{Según el artículo 18.7.2 de la norma ACI.} \\ f'_c &= 35 \text{ [MPa]} \\ \beta_1 &= 0,81 \quad \text{Según el artículo 10.2.7.3 de la norma ACI.} \\ A_{ps} &= 113 \text{ [mm}^2\text{]} \\ d &= 140 \text{ [mm]} \\ d_p &= 130 \text{ [mm]} \\ b &= 6 \text{ [mm]} \\ \rho_p &= \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,00348 \end{aligned}$$

$$f_{ps} = 1690 \text{ [MPa]}$$

Cálculo del ancho efectivo

$$\begin{aligned} h_f &= 200 \quad \text{mm} \\ L &= 5000 \quad \text{mm} \\ \text{Distancia entre ejes} &= 500 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{bef} < \left\{ \begin{array}{ll} b_w + 16h_f = & 3206 \quad \text{mm} \\ \frac{L}{4} = & 1250 \quad \text{mm} \\ \text{Distancia entre ejes} = & 500 \quad \text{mm} \end{array} \right.$$

$$\text{bef} = 500 \quad \text{mm}$$

Ancho efectivo modificado

$$\begin{aligned} f'_{c1} &= 21 \text{ [MPa]} \quad \text{de la capa de compresión} \\ f'_{c2} &= 35 \text{ [MPa]} \quad \text{de la vigueta} \end{aligned}$$

$$b_{tr} = b_{ef} * \sqrt{\frac{f'_{c1}}{f'_{c2}}}$$

$$b_{tr} = 387,30 \quad \text{mm}$$

Reemplazamos en (1) y despejamos a:

$$a = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 16,6 \text{ [mm]} < 5 \text{ cm}$$

El eje neutro cae en el ala

Reemplazamos en (2) y despejamos Mn, resistido por el acero de alta resistencia (tendon):

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 23264371 \text{ [N*mm]}$$

$$M_n = 23,26 \text{ [KN*m]}$$

Verificación

$$M_u = 17,66 \text{ KN*m}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$20,94 \text{ [KN*m]} > 17,66 \text{ [KN*m]} \quad \text{CUMPLE}$$

Verificación de sección controlada por tracción

$$\frac{\rho_p \cdot f_{ps}}{f'_c} = 0,17 < 0,3$$

La viga se encuentra controlada por tracción

Armadura por retracción y temperatura

Esta armadura se colocará en la capa de compresión

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 0,9 \text{ cm}^2$$

Cálculo del Número de Barras:

$$\varnothing = 0,6 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{\frac{\pi}{4} * \Phi^2}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 4,00$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{b}{N^{\circ} \text{Barras}}$$

$$e = 25,00 \text{ cm}$$

Usar $\varnothing 6\text{mm c}/25\text{cm}$

Por metro en ambas direcciones

4.3.2 Escaleras

Para la verificación manual de las escaleras, se realizó el modelado de la estructura en el programa SAP. Se presentará un solo cálculo debido a que las dos escaleras son las mismas, al igual que las escaleras del diseño con losa postensada.

Datos:

Ámbito:	180	cm
Huella:	30	cm
Contrahuella:	18	cm
Altura de la losa:	20	cm

Armadura inferior del tramo 1

Momento último:	Mu =	355053	Kg*cm/m
Resistencia Característica del H ^o :	f'c =	210	Kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	fy =	4200	Kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	r =	3	cm
Ancho de la sección:	b =	100	cm
Altura :	h =	20	cm
Diámetro adop. de barra:	ϕ =	1	cm
Cuantía mínima:	ρ =	0,0018	

Determinación del canto útil:

$$d = h - \left(r + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$d = 16,5 \text{ cm}$$

Determinación de la altura de compresión:

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * 0,85 * f'c * b * d^2}} \right)$$

$$\phi = 0,9$$

$$a = 1,40 \text{ cm}$$

As Necesaria:

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

$$A_s = 5,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As Mínima:

$$A_{s\text{min}} = \rho * b * d$$

$$A_{s\text{min}} = 2,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} A_s \text{ Necesaria} \\ A_s \text{ Mínima} \end{cases} \quad A_s = 5,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del Número de Barras:

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{\frac{\pi}{4} * \phi^2}$$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = 8,00$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{b}{N^{\circ} \text{Barras}}$$

$$e = 12,50 \text{ cm}$$

USAR:

8 Ø 10 c/ 10cm

(Por cada metro de losa exterior)

Comparación entre los resultados obtenidos:

As	CypeCad	Manual
Tramo 1 As superior	Ø8mm c/20cm	Ø8mm c/15cm
Tramo 1 As inferior	Ø10mm c/10cm	Ø10mm c/10cm

Descanso As superior	Ø8mm c/20cm	Ø8mm c/15cm
Descanso As inferior	Ø10mm c/10cm	Ø10mm c/10cm
Transversal As superior	Ø8mm c/20cm	Ø8mm c/15cm
Transversal As inferior	Ø8mm c/20cm	Ø8mm c/15cm

4.3.3 Columnas

A continuación se presenta el diseño de una de las columnas, para su comparación con los resultados arrojados por el programa.

Columna 30x30cm C34

En Primer Piso

Diseño de columna corta con carga axial

$$\begin{aligned}
 P_u &= 98919,47 \text{ kg} &= 970,4 \text{ KN} \\
 M_{ux} &= 70,34 \text{ kg*m} &= 0,69 \text{ KN*m} \\
 M_{uy} &= 1979,61 \text{ kg*m} &= 19,42 \text{ KN*m} \\
 f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 &= 21 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 &= 420 \text{ Mpa} \\
 \emptyset &= 0,65 \text{ Para columnas con estribos}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset P_n = 0,80 * \emptyset * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Cuantía elegida:

$$\rho = 1 \quad \%$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \longrightarrow A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$P_u = 0,80 * \phi * \left[0,85 * f'_c * \left(\frac{A_{st}}{0,01} - A_{st} \right) + f_y * A_{st} \right]$$

$$A_{st} = 8,53 \quad \text{cm}^2$$

$$A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$A_g = 853,24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto asumiremos:

$$\text{Columna de } 30 \times 30 \text{ cm} \quad A_g = 900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Refuerzo } 8\emptyset 12 \text{ mm} \quad A_{st} = 9,04 \text{ cm}^2$$

Verificación de resistencia

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi P_n = 1024,42 \text{ KN} > 970,40 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} < 0,10 * h$$

$$e = 0,0200 \text{ m} < 0,06 \text{ m}$$

Cálculo de la relación de esbeltez

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

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

$$l = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{k * l_u}{r}$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 0,0866 \text{ m}$$

Condiciones de borde

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto A}}{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto A}}$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto A}}{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto B}}{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto B}}$$

Módulo de Elasticidad

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c}$$

$$E = 21538,1058 \text{ Mpa}$$

Momento de Inercia para vigas de 25x50cm

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$I = 2,604E+09 \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia para vigas de 25x40cm

$$b = 25 \text{ cm}$$

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

$$I = 1,333E+09 \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia para columnas de 30x30cm

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

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

$$I = 6,75E+08 \text{ mm}^4$$

Punto A

$$\psi_A = 0,44$$

Punto B

$$\psi_B = 0,88$$

Utilizando el nomograma para calcular los factores de longitud efectiva k para pórticos arriostrados

$$k = 0,73$$

$$\frac{k * l}{h} \leq 14$$

$$9,73 < 14$$

La columna se puede considerar como corta

Área total de acero

Usar 8Ø12mm

Estribos de Ø6mm

La separación máxima de los estribos

$$S_{max} < \begin{cases} 16\phi L = & 19 \text{ cm} \\ 48\phi e = & 29 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar estribos Ø6mm c/15cm

Comparación de resultados:

As	CypeCad	Manual
As longitudinal	8Ø12mm	8Ø12mm
As transversal	Ø8mm c/15cm	Ø8mm c/15cm

4.3.4 Vigas

Se presenta a continuación el diseño de una viga de las estructura, para su verificación.

Viga 25x50cm Eje B (3-4)

En Primer Nivel

*** Diseño a flexión**

Momento Positivo

Momento último	Mu =	871000	kg*cm
Resistencia características del hormigón a compresión	f'c =	210	kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo	fy =	4200	kg/cm ²
Altura de la viga	h =	50	cm
Ancho de la viga	b =	25	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 4,98 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 5,30 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$r_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 3,80 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

Cuantía balanceada.-

$$\beta_1 = 0,85 \text{ Para hormigones con } f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,021$$

Cuantía máxima.-

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,016$$

Armadura máxima.-

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 18,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$3,80 \leq 5,30 \leq 18,33$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 5,30 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø16mm y 2 Ø10mm

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 1585000 \text{ kg*cm}$$

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 9,58 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 10,17 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{\min} = 0,0033 \quad \text{Para vigas}$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 3,80 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 18,33 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \leq A_{s_{\text{nec}}} \leq A_{s_{\max}}$$

$$3,80 \leq 10,17 \leq 18,33$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{\text{nec}}} = 10,17 \quad \text{cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø12mm y 3 Ø20mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 15000 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v_u = 17,39 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 8665,84 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d}$$

$$v_c = 7,54 \quad \text{kg/cm}^2$$

Si $V_u > \Phi * V_c$, debe calcularse el área necesaria de refuerzo y no deberá ser menor que el A_{vmin}

$$V_u \geq \Phi * V_c$$

Cumple esta condición

Por lo tanto requiere de estribos. Por lo que se calculará la resistencia a cortante que debe ser proporcionada por el refuerzo

$$V_s = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi}$$

$$V_s = 8445,54 \text{ kg}$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo del espaciamiento

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} > s_{min} = 10 \text{ cm}$$

$$s = 12,94 \text{ cm}$$

Por lo tanto asumiremos un espaciamiento igual a:

$$s = 10,00 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 36663,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 10925,20 \text{ Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = 10925,20$$

Cumple la condición

$$1,1 * \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 18331,59$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} d/2 = 23 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Verificación de la armadura mínima

$$A_{v \min} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$S_{\text{adop}} = 10 \text{ [cm]}$$

$$A_{v \min} = 0,1725 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,2083 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]	S [cm]
6	57	10

Finalmente usar:

Ø 6 mm c/ 10 cm

Deflexión máxima

$$0,184 \text{ cm} \leq \frac{L}{500}$$

$$0,184 \text{ cm} \leq 0,896 \text{ cm}$$

Comparación de resultados:

As nec (cm2)	CypeCad	Manual
As superior	5.93	5.30
As inferior	10.52	10.17
As transversal	Ø6mm c/10cm	Ø6mm c/10cm

4.3.5 Cimentaciones

Se realizará la el diseño de la zapata más solicitada.

Para la obtención de los esfuerzos, se modeló la zapata en el programa SAP además se consideró el apoyo sobre el terreno como elástico.

Zapata de columna C34

$$\sigma_{adm} = 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Theta = 30^\circ \text{ Coeficiente de fricción del suelo}$$

σ_{adm} Kg/cm2	coef balasto Kg/cm3
1	0,5
2	1

De la tabla determinarmos el valor del coeficiente de balasto "k"

$$k = 1,5 \text{ kg/cm}$$

Los datos que se introducen para la simulación de resortes en el programa SAP, serán los siguientes:

$$k_z = z * A_{discretizacion}$$

$$k_z = 37,5 \quad \text{kg/cm}$$

$$k_x = k_y = k_z * (1 - \text{sen}\theta)$$

$$k_x = 18,75 \quad \text{kg/cm}$$

$$k_y = 18,75 \quad \text{kg/cm}$$

Dimensionamiento en planta

$$P = 67540 \quad \text{kg}$$

$$A = a * b = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 22513,33 \quad \text{cm}^2$$

Se asume una zapata cuadrada

$$a = b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_{adm}}}$$

$$a = b = 150,04 \quad \text{cm}$$

Las dimensiones requeridas en planta son:

$$a = 160 \quad \text{cm}$$

$$b = 160 \quad \text{cm}$$

$$A = 25600 \quad \text{cm}^2$$

Excentricidades de carga

$$M_x = 2000 \quad \text{kg*cm}$$

$$M_y = 6000 \quad \text{kg*cm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_x = 0,09 \quad \text{cm} < 26,67 \quad \text{cm} \quad \text{Cumple!}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \leq \frac{L}{6}$$

$e_y = 0,03 \text{ cm} < 26,67 \text{ cm}$ Cumple!

Por lo tanto se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo máximo en el suelo.

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$q_{max} = 2,65 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$

Datos

$P_u = 108064 \text{ kg}$
 $B = 160 \text{ cm}$
 $L = 160 \text{ cm}$
 $a_o = 30 \text{ cm}$
 $b_o = 30 \text{ cm}$

El vuelo en dirección x

$$v = \frac{(b - b_o)}{2}$$

$v = 65 \text{ cm}$

El vuelo en dirección y

$$v = \frac{(a - a_o)}{2}$$

$v = 65 \text{ cm}$

Capacidad de carga última admisible del suelo de cimentación

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

$q_u = 4,22 \text{ kg/cm}^2$

Verificación a punzonamiento

Debe ser el menor entre las siguientes ecuaciones:

$f'_c =$	210	kg/cm ²
$\beta =$	1	Relación entre el lado mayor al lado menor de la columna
$\alpha_s =$	40	Para columnas interiores
$\alpha_s =$	30	Para columnas de borde
$\alpha_s =$	20	Para columnas esquineras

$$a) \quad V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$b) \quad V_c = 0,27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$c) \quad V_c = 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Para la determinación del canto útil de la zapata se tomará la menor de las ecuaciones a) y c)

$$a) \quad V_c = 23,041 \text{ bo} * d$$

$$c) \quad V_c = 15,941 \text{ bo} * d$$

Si	$h =$	45	cm
	$d =$	37	cm
	$r =$	5	cm
	$r_{mec} =$	8	cm

El perímetro crítico

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 268 \text{ cm}$$

Verificando la condición

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0,75$$

$$108064 \text{ kg} < 118549,61 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Realizamos la comprobación de las 3 ecuaciones:

- a) $V_c = 228477,42 \text{ kg}$
 b) $V_c = 238289,53 \text{ kg}$
 c) $V_c = 158066,14 \text{ kg}$

Se comprueba que la ecuación asumida c) sigue siendo la menor

Verificación al cortante en un sentido

Debido a que corresponde a una distribución trapecial de tensiones es necesario determinar la tensión en el punto de análisis; como tenemos una zapata y una columna cuadrada el análisis puede realizarse en cualquier dirección, sea x o y.

En dirección x:

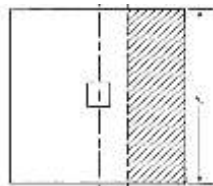
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_y}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,65 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,63 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2,644 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_{u1} = q_u * A$$

$$V_{u1} = 11851,98 \text{ kg}$$

$$V_{u\text{critico}} = \frac{V_{u1}}{\Phi * d * b_w}$$

$$V_{u\text{crit}} = 2,67 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = 7,68 \quad \text{kg/cm}^2 \quad > 2,67 \quad \text{kg/cm}^2$$

Cumple la condición

En dirección y:

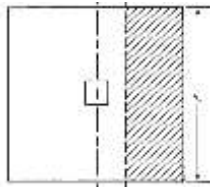
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,64 \quad \text{kg/cm}^2 < 3,00 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,64 \quad \text{kg/cm}^2 < 3,00 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$q = 2,640 \quad \text{kg/cm}^2$$



$$V_{u1} = q_u * A$$

$$V_{u1} = 11830,33 \quad \text{kg}$$

$$V_{u\text{critico}} = \frac{V_{u1}}{\Phi * d * b_w}$$

$$V_{u\text{crit}} = 2,66 \quad \text{kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = 7,68 \quad \text{kg/cm}^2 \quad > 2,66 \quad \text{kg/cm}^2$$

Cumple la condición

Verificación al vuelco

Peso propio de la zapata

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 = 0,0024 \text{ kg/cm}^3$$

$$P_{ppio} = V * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_{ppio} = 2764,8 \text{ kg}$$

$$N_x = 30 \text{ kg}$$

$$N_y = 170 \text{ kg}$$

- En el eje x:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * B/2}{(M_y - N_x * h)} \geq 1,5$$

$$1209,54 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

- En el eje y:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * L/2}{(M_x + N_y * h)} \geq 1,5$$

$$582,84 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

Cálculo de la armadura por flexión

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 1614179 \text{ kg*cm/m}$$

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 2,8233 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_c = 50396,64 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_s = 12,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$\rho = 0,0018$$

$$A_{smin} = \rho * b * d$$

$$Asmin = 6,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \geq \begin{cases} \text{As Necesaria} \\ \text{As M\u00ednima} \end{cases} \quad As = 12,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar 10 Ø12mm c/10cm Por metro de zapata en ambas direcciones

Comparación de resultados:

As	CypeCad	Manual
As en dirección x	Ø12mm c/10cm	Ø12mm c/10cm
As en dirección y	Ø12mm c/10cm	Ø12mm c/10cm

4.3.5.1 Vigas de arriostre

Las vigas de arriostre se ubican a 20cm por debajo del nivel de piso acabado, se diseña al igual que una viga de hormigón armado a flexión. A continuación se muestra el cálculo de na de ellas.

Viga 25x40cm Eje 4 (E-F)

Momento Positivo

Momento último	Mu =	200000	kg*cm
Resistencia características del hormigón a compresión	f'c =	210	kg/cm2
Resistencia del acero de refuerzo	fy =	4200	kg/cm2
Altura de la viga	h =	40	cm
Ancho de la viga	b =	25	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,41 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 1,50 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$r_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 14,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$2,97 \leq 1,50 \leq 14,34$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø12mm y 1 Ø10mm

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 404000 \text{ kg*cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$
$$a = 2,91 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$
$$A_s = 3,09 \text{ cm}^2$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s\text{ nec}} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø10mm y 2 Ø10mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 6740 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$
$$v_u = 9,99 \text{ kg/cm}^2$$
$$\phi = 0,75$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \\ \phi V_c &= 6781,96 \text{ kg}\end{aligned}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$\begin{aligned}v_c &= \frac{V_c}{b * d} \\ v_c &= 7,54 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Si $0,5 * (\phi * V_c) \leq V_u \leq \phi * V_c$, teóricamente no es necesario colocar refuerzo para cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, A_{vmin} de acuerdo a las prescripciones del código

$$0,5 * (\phi * V_c) \leq V_u \leq \phi * V_c$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adop} = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{vmin} = 0,2588 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,3125 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 28692,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 5700,11 \text{ Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 5700,11 \text{ Cumple la condición}$$

$$1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 14346,46$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \begin{cases} d/2 = 18 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Finalmente usar:

\emptyset	6 mm	c/ 15 cm
-------------	------	----------

4.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

4.6.1 Especificaciones técnicas

ITEM 1: TRAZADO Y REPLANTEO DE ESTRUCTURAS

1.- DEFINICIÓN

Este ítem comprende el replanteo que deberá ser realizado por el contratista para la localización en general y en detalle de toda la obra, en sujeción a los planos de construcción o instrucciones del supervisor.

El contratista establecerá y mantendrá las estacas de talud y referencia para la pendiente y alineación de las obras del proyecto, con la suficiente anticipación para someter a la aprobación del Supervisor.

Incluso habiendo sido o no comprobadas las estacas de Construcción por el Supervisor, el contratista será responsable de la terminación de todas las partes de la obra, de acuerdo a las elevaciones, alineamiento y ubicación correctas.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El contratista deberá proveer todos los materiales, herramientas y equipo necesario para la realización de este ítem, como ser equipo topográfico (taquímetro y/o estación total y nivel de ingeniero), pintura, estacas, etc.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

El contratista efectuara el replanteo de todas las obras a construirse.

La localización general, alineamiento, elevaciones, y niveles de trabajo, será marcada en el terreno para permitir en cualquier momento, el control por parte del Supervisor.

Las marcas y/o bancos de nivel, monumentos del levantamiento topográfico y trazado de Construcción, serán cuidadosamente conservados por el contratista. En caso de pérdida o destrucción, todos estos serán restaurados por el Contratista por su cuenta.

Se facilitara a la inspección todos los instrumentos necesarios para su control de replanteo así como personal (alarifes) que sean requeridos en toda oportunidad que el Supervisor solicite.

Se exigirá una precisión milimétrica en cotas, niveles y dimensiones de las obras que sean ejecutadas.

4.- MEDICIÓN

El replanteo y localización de la estructura, se medirán en metros cuadrados; las mediciones deben estar acordes al trabajo que se desarrollen en la obra, previa inspección, verificación y aprobación por parte del Supervisor.

5.- FORMA DE PAGO

El pago por este trabajo será global y por metro cuadrado, como compensación total por costos de mano de obra, utilización de equipo, materiales nacionales e importados, herramientas, gastos directos e indirectos, generales e imprevistos asociados a la ejecución de ítem.

TRAZADO Y REPLANTEO DE ESTRUCTURAS_____M2

ITEM 2: EXCAVACIÓN TERRENO SEMIDURO 0-2M

1.- DEFINICIÓN

Una vez efectuado el replanteo de las fundaciones sean estas corridas o aisladas, se procederá a la excavación de las mismas hasta su profundidad indicada en los planos, el fondo de las mismas será horizontal, disponiéndose escalones en caso de que el terreno sea inclinado, así mismo el fondo estará limpio de material suelto, enrasado y apisonado.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El contratista proveerá todos los materiales, herramientas y equipo necesarios, para la excavación como ser palas, picotas, etc.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Una vez que el replanteo de las fundaciones haya sido aprobado por el supervisor de la obra, se podrá dar comienzo a la excavación correspondiente a las mismas.

Se procederá al aflojamiento y extracción de los materiales de los lugares demarcados. Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar zanjas o excavaciones, se apilarán convenientemente a los lados de la misma, a una distancia prudencial que no cause presiones sobre sus paredes y los que no vayan a ser utilizados serán transportados fuera de los límites de la obra.

A medida que progrese la excavación, se cuidara especialmente, el comportamiento de las paredes a fin de evitar deslizamientos. Si esto sucediese en pequeñas proporciones no se

podrá fundar sin antes limpiar completamente la zanja eliminando el material que pudiera llegar al fondo de la misma.

Cuando la excavación requiera achicamiento, el Contratista dispondrá el número y clase de unidades de bombeo necesarias. El agua extraída se evacuará de manera que no cause ninguna clase de daños.

El fondo de las excavaciones será horizontal y en los sectores en que el terreno destinado a fundar sea inclinado, se dispondrá de escalones de base horizontal.

Se tendrá especial cuidado en no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiará de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar superficies sin irregularidades y tanto las paredes como el fondo tendrán las dimensiones indicadas en los planos.

4.- MEDICION Y FORMA DE PAGO

El volumen total de las excavaciones se expresará en metros cúbicos.

Para computar el volumen se tomarán las dimensiones y profundidades en los planos y su verificación en obra.

Los trabajos efectuados de acuerdo a las presentes especificaciones, aprobados y medidos de acuerdo a lo indicado en el acápite de medición, serán pagados a los precios unitarios de la propuesta aceptada.

Este precio unitario será compensación total por materiales, herramientas, equipo y mano de obra necesaria para ejecutarlos, así como el transporte y / o eliminación del material sobrante a cualquier distancia, aún fuera de los límites de la edificación.

La excavación considerará:

- La excavación de zanjas en la EXCAVACION DE CIMIENTOS CORRIDOS a cualquier profundidad y en cualquier material que no sea roca.

- La excavación de cimentaciones aisladas en la EXCAVACION DE ESTRUCTURAS de acuerdo a profundidades y tipo de terreno determinado en el formulario de presentación de propuesta.
- El transporte dentro y fuera de los límites de la obra.
- La limpieza de derrumbes en caso de producirse.
- El apilado para una posterior utilización o para su carga.

EXCAVACIÓN TERRENO SEMIDURO 0-2M_____M3

ITEM 3: RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO

1.- DEFINICIÓN

Este ítem comprende todos los trabajos de relleno y compactado con provisión de material granular, que deberán realizarse después de haber sido concluidas las obras de estructuras, ya sean fundaciones aisladas o corridas, muros de contención y otros, según se especifique en los planos, o modificaciones instruidas por el Supervisor de Obra mediante el libro de órdenes.

2.- MATERIALES, EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

El contratista proporcionará todos los Materiales, herramientas y equipo necesario para la ejecución de los trabajos.

El material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, libre de material orgánico. En caso de que no se pueda utilizar dicho material de la excavación o el formulario de presentación de propuestas señalase el empleo de otro material o de préstamo, el mismo deberá ser aprobado y autorizado por el Supervisor de Obra.

No se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquellos que iguallen o sobrepasen el límite plástico del suelo.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Una vez terminadas las estructuras de fundaciones se deberá proceder al relleno con material granular por encima de las estructuras, con capas no mayores a 25 cm. El compactado se lo podrá realizar con pisones manuales, o en su caso se podrá utilizar planchas compactadoras o saltarines.

4.- MEDICIÓN

El relleno y compactado será medido en metros cúbicos compactados en su posición final de secciones autorizadas y reconocidas por el Supervisor y/o Fiscal de Obra.

En la Medición se deberá descontar los volúmenes de las estructuras y otros. La Medición se efectuará sobre la geometría del espacio relleno.

5.- FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio unitario será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo, pruebas o ensayos de densidad y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

RELL. Y COMPAC. CON MATERIAL SELECCIONADO _____ M3

ITEM 4: ACERO ESTRUCTURAL

1.- DEFINICION

Se entiende por acero el que, en forma de varilla o malla se utilizará como refuerzo para el concreto.

El acero de refuerzo es el utilizado dentro del concreto para procurar la adecuada absorción de los esfuerzos de tensión y, en algunos casos, también los de compresión, especificados en ACI 318-05.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Los materiales a emplearse serán proporcionados por el Contratista, así como las herramientas y equipo necesario para el cortado, amarre y doblado del fierro.

Los aceros de distintos diámetros y características se almacenarán separadamente, a fin de evitar la posibilidad de intercambio de barras.

Queda terminantemente prohibido el empleo de aceros de diferentes tipos en una misma sección.

El tipo de acero y la fatiga de fluencia mínima del fierro será aquella que se encuentre establecida en los planos estructurales o memoria de cálculo respectiva (420 Mpa).

3.- FORMA DE EJECUCION

Las barras de fierro se cortarán y doblarán ajustándose a las dimensiones y formas indicadas en los planos y las planillas de fierros, las mismas que deberán ser verificadas por el Supervisor de Obra antes de su utilización.

El doblado de las barras se realizará en frío, mediante el equipo adecuado y velocidad limitada, sin golpes ni choques.

Queda terminantemente prohibido el cortado y el doblado en caliente.

Las barras de fierro que fueron dobladas no podrán ser enderezadas, ni podrán ser utilizadas nuevamente sin antes eliminar la zona doblada.

El radio mínimo de doblado, salvo indicación contraria en los planos será:

- Acero 2400 Kg/cm² (fatiga de fluencia): 10 veces el diámetro
- Acero 4200 Kg/cm² (fatiga de fluencia): 13 veces el diámetro
- Acero 5000 Kg/cm² o más (fatiga de fluencia): 15 veces el diámetro

La tendencia a la rectificación de las barras con curvatura dispuesta en zona de tracción, será evitada mediante estribos adicionales convenientemente dispuestos.

Limpieza y colocación

Antes de introducir las armaduras en los encofrados, se limpiarán adecuadamente mediante cepillos de acero, librándolas de polvo, barro, grasas, pinturas y todo aquello que disminuya la adherencia.

Si en el momento de colocar el hormigón existieran barras con mortero u hormigón endurecido, éstos se deberán eliminar completamente.

Todas las armaduras se colocarán en las posiciones precisas establecidas en los planos estructurales.

Para sostener, separar y mantener los recubrimientos de las armaduras, se emplearán soportes de mortero (galletas) con ataduras metálicas que se construirán con la debida anticipación, de manera que tengan formas, espesores y resistencia adecuada. Se colocarán en número suficiente para conseguir las posiciones adecuadas, quedando terminantemente prohibido el uso de piedras como separadores.

Se cuidará especialmente que todas las armaduras queden protegidas mediante los recubrimientos mínimos especificados en los planos.

La armadura superior de las losas se asegurará adecuadamente, para lo cual el Contratista tendrá la obligación de construir caballetes en un número conveniente pero no menor a 4 piezas por m².

Todos los cruces de barras deberán atarse en forma adecuada.

Previamente al vaciado, el Supervisor de Obra deberá verificar cuidadosamente la armadura y autorizar mediante el Libro de Órdenes, si corresponde, el vaciado del hormigón.

Empalmes en las barras

Queda prohibido efectuar empalmes en barras sometidas a tracción.

Si fuera necesario realizar empalmes, éstos se ubicarán en aquellos lugares donde las barras tengan menores solicitaciones.

En una misma sección de un elemento estructural solo podrá aceptarse un empalme cada cinco barras.

La resistencia del empalme deberá ser como mínimo igual a la resistencia que tiene la barra.

Se realizarán empalmes por superposición de acuerdo al siguiente detalle:

- a) Los extremos de las barras se colocarán en contacto directo en toda su longitud de empalme, los que podrán ser rectos o con ganchos de acuerdo a lo especificado en los planos, no admitiéndose dichos ganchos en armaduras sometidas a compresión.
- b) En toda la longitud del empalme se colocarán armaduras transversales suplementarias para mejorar las condiciones del empalme.
- c) Los empalmes mediante soldadura eléctrica, solo serán autorizados cuando el Contratista demuestre satisfactoriamente mediante ensayos, que el acero a soldar reúne las características

necesarias y su resistencia no se vea disminuida, debiendo recabar una autorización escrita de parte del Supervisor de Obra.

4.- MEDICION

Este ítem se medirá en kilogramos o toneladas, de acuerdo a lo establecido en el formulario de presentación de propuestas y en correspondencia a la armadura colocada y señalada en los planos y planillas de fierros correspondientes.

Queda establecido que en la medición del acero de refuerzo no se tomará en cuenta la longitud de los empalmes, ni las pérdidas por recortes de las barras, las mismas que deberán ser consideradas por el Contratista en su análisis de precio unitario.

En caso de especificarse en el formulario de presentación de propuestas "Hormigón Armado" se entenderá que el acero se encuentra incluido en este ítem, por lo que no sería objeto de medición alguna.

5.- FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos, planillas y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado EN KG.

Dicho precio será compensación total por el suministro, transporte al sitio de la obra, doblado y colocado de la enferradura, como también de los materiales complementarios como alambre de amarre, separadores (galletas), soldadura, caballetes, longitudes adicionales por recortes y empalmes, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

ACERO ESTRUCTURAL _____ KG

ITEM 5: BASE DE HORMIGON POBRE P/NIVELACION (f'c = 110 kg/cm²)

ITEM 6: ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO (f'c = 210 kg/cm²)

ITEM 7: VIGAS DE ARRIOSTRE DE HORMIGON ARMADO (f'c = 210 kg/cm²)

ITEM 8: COLUMNAS DE ARRANQUE DE H°A° (f'c = 210 kg/cm²)

ITEM 9: COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO (f'c = 210 kg/cm²)

ITEM 10: VIGAS DE HORMIGON ARMADO (f'c = 210 kg/cm²)

ITEM 11: ESCALERAS DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

1.- DESCRIPCION

Este ítem comprende la fabricación, transporte, colocación, compactación, protección y curado del hormigón simple o armado para las siguientes partes estructurales de una obra:

a) Zapatas, columnas, vigas, losas, y otros elementos, ajustándose estrictamente al trazado, alineación, elevaciones y dimensiones señaladas en los planos y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Todas las estructuras de hormigón armado, ya sea construcciones nuevas, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación deberán ser ejecutadas de acuerdo con las dosificaciones y resistencias establecidas en los planos, formulario de presentación de propuestas y en estricta sujeción con las exigencias y requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obra y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Sección 2-Materiales.

Cemento

"Para la elaboración de los hormigones se debe hacer uso sólo de cementos que cumplan las exigencias de las NORMAS BOLIVIANAS referentes a cementos Portland (N.B. 2.1-001 hasta N.B. 2.1 - 014).

En ningún caso se debe utilizar cementos desconocidos o que no lleven el sello de calidad otorgado por el organismo competente (IBNORCA).

En los documentos de origen figurarán el tipo, la clase y categoría a que pertenece el cemento, así como la garantía del fabricante de que el cemento cumple las condiciones exigidas por las N. B. 2.1-001 hasta 2.1 - 014.

El fabricante proporcionará, si se lo solicita, copia de los resultados de análisis y ensayos correspondientes a la producción de la jornada a que pertenezca la partida servida." (N.B. CBH - 87 pág. 13)

Se podrá utilizar cementos de tipo especial siempre que su empleo esté debidamente justificado y cumpla las características y calidad requeridas para el uso al que se destine y se lo emplee de acuerdo a normas internacionales y previamente autorizados y justificados por el Supervisor de Obra.

El cemento deberá ser almacenado en condiciones que lo mantengan fuera de la intemperie y la humedad. El almacenamiento deberá organizarse en forma sistemática, de manera de evitar que ciertas bolsas se utilicen con mucho retraso y sufran un envejecimiento excesivo. En general no se deberán almacenar más de 10 bolsas una encima de la otra.

Un cemento que por alguna razón haya fraguado parcialmente o contenga terrones, grumos, costras, etc. será rechazado automáticamente y retirado del lugar de la obra.

Agregados

Los áridos a emplearse en la fabricación de hormigones serán aquellas arenas y gravas obtenidas de yacimientos naturales, rocas trituradas y otros que resulte aconsejable, como consecuencia de estudios realizados en laboratorio.

Los áridos para morteros y hormigones, deben cumplir en todo con las Normas Bolivianas N.B. 596-91, N.B. 597-91, N.B. 598-91, N.B. 608-91, N.B. 609-91, N.B. 610-91, N.B. 611-91, N.B. 612-91 las cuales han sido determinadas por el IBNORCA.

La arena o árido fino será aquél que pase el tamiz de 5 mm. de malla y grava o árido grueso el que resulte retenido por dicho tamiz.

El 90% en peso del árido grueso (grava) será de tamaño inferior a la menor de las dimensiones siguientes:

- a) Los cinco sextos de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón o de la distancia libre entre una armadura y el paramento más próximo.

- b) La cuarta parte de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigones.
- c) Un tercio de la anchura libre de los nervios de los entrepisos.
- d) Un medio del espesor mínimo de la losa superior en los entrepisos.

Con el objeto de satisfacer algunas de las normas requeridas con anterioridad, se extractan algunos requerimientos de "ARIDOS PARA MORTEROS Y HORMIGONES GRANULOMETRIA"(N.B. 598-91).

Árido grueso

Tabla 2.1 Granulometría del árido grueso (N.B. 598-91)

TAMIZ N.B.		Porcentaje que pasa en peso para ser considerado como árido de tamaño nominal.						Porcentaje que pasa en peso para ser considerado como árido gradado de tamaño nominal			
		63 mm	40 mm	20 mm	10 mm	12.5 mm	9.5 mm	40 mm	20 mm	10 mm	12.5 mm
80	mm	100	-	-	-	-	-	100	-	-	-
63	mm	25-100	100	-	-	-	-	-	-	-	-
40	mm	0-30	85-100	100	-	-	-	95-100	-	-	-
20	mm	0-5	0-20	85-100	100	-	-	30-70	95-100	100	100
16	mm	-	-	-	85-100	100	-	-	-	90-100	-

12.5	mm	-	-	-	-	85-100	100	-	-	-	90-100
9.5	mm	0-5	0-5	0-20	0-30	0-45	85-100	10-35	25-55	30-70	40-85
4.75	mm	-	-	0-5	0-5	0-10	0-20	0-5	0-10	0-10	0-10
2.36	mm	-	-	-	-	-	0-5	-	-	-	-

Árido Fino

La Granulometría del árido fino debe encontrarse dentro de los límites especificados en la tabla 2.2 y registrarse como árido fino de granulometría I,II,III ó IV. Cuando la granulometría se salga de los límites de cualquier granulometría particular en una cantidad total que no exceda el 5 % se aceptará que tiene dicha granulometría.

Esta tolerancia no debe aplicarse al porcentaje que pasa por cualquier otro tamaño de tamiz sobre el límite superior de la granulometría I ó el límite superior de la granulometría IV; así como esta tolerancia no debe aplicarse al porcentaje que pasa por el tamiz N. B. 600 μm .

Tabla 2.2 Porcentaje que pasa en peso

TAMIZ N. B.	I	II	III	IV
5 mm	90-100	90-100	90-100	95-100
2.36 mm	60-95	75-100	85-100	95-100
1.18 mm	30-70	5-90	75-100	90-100
600 μm	15-34	3-59	60-79	80-100
300 μm	5-20	3-30	12-40	15-0

150 μm	0-10	0-10	0-10	0-10
-------------------	------	------	------	------

Extractado de N.B. 598 - 91

Para arenas de trituración, la tolerancia en el límite superior para el tamiz N.B. 150 μm se aumenta a 20 %. Esto no afectará a la tolerancia del 5 % permitido para otros tamaños de tamices.

El árido fino no debe tener más del 45 % retenido entre dos tamices consecutivos de los indicados en la tabla 1, y su módulo de finura no debe ser menos de 2.3 ni mayor de 3.1.

Árido Total

La granulometría de mezclas de árido fino y grueso, debe encontrarse dentro los límites especificados en la tabla 2.3.

No es necesario separar los áridos, sin embargo pueden realizarse ajustes en las gradaciones añadiendo árido grueso a fin de mejorar el mismo.

Tabla 2.3 Granulometría de árido total (N.B. 598-91)

Designación	40 mm. de tamaño nominal	20 mm. de tamaño nominal
80 mm.	100	100
40 mm.	95 - 100	100
20 mm.	45 - 75	95 - 100
5 mm.	25 - 45	30 - 50
600 μm.	8 - 30	10 - 35
150 μm.	0 - 6	0 - 6

Agua

El agua a emplearse para la mezcla, curación u otras aplicaciones, será razonablemente limpia y libre de aceite, sales, ácidos, álcalis, azúcar, materia vegetal o cualquier otra sustancia perjudicial para la obra.

No se permitirá el empleo de aguas estancadas procedentes de pequeñas lagunas o aquellas que provengan de pantanos o desagües.

Toda agua de calidad dudosa deberá ser sometida al análisis respectivo y autorizado por el Supervisor de obra antes de su empleo.

La temperatura del agua para la preparación del hormigón deberá ser superior a 5°C.

El agua para hormigones debe satisfacer en todo a lo descrito en las N.B. 587-91 y N. B. 588 - 91.

Aditivos

Se podrán emplear aditivos para modificar ciertas propiedades del hormigón, previa su justificación y aprobación expresa efectuada por el Supervisor de Obra.

Como el modo de empleo y la dosificación deben ser de estudio adecuado, debiendo asegurarse una repartición uniforme de aditivo, este trabajo deberá ser encomendado a personal calificado y preferentemente bajo las recomendaciones de los fabricantes de los aditivos.

Clasificación y dosificación de las mezclas de hormigón

Las mezclas de hormigón serán diseñadas con el fin de obtener las siguientes resistencias cilíndricas características de compresión a los 28 días, las mismas que estarán especificadas en los planos o serán fijadas por el Supervisor.

Tipo de Hormigón	Resistencia cilíndrica Característica de compresión a los 28 días
P mayor o igual	350 kg/cm ²
A mayor o igual	210 kg/cm ²

B mayor o igual	180 kg/cm ²
C mayor o igual	160 kg/cm ²
D mayor o igual	130 kg/cm ²
E mayor o igual	110 kg/cm ²

En casos especiales se pueden especificar resistencias cilíndricas características mayores a 21 Mpa, pero en ningún caso superiores a 30 Mpa, excepto en hormigón pretensado. Dichas resistencias deben estar controladas por ensayos previos y durante la ejecución de la obra.

Los hormigones depositados en agua serán también de tipo A y B con el diez por ciento (10%) más de cemento. Los hormigones tipo C y D se usarán en infraestructuras con ninguna o poca armadura. El hormigón tipo E se usará en secciones macizas no armadas y para estructuras de mampostería u hormigón ciclópeo.

Características del Hormigón

a) Contenido unitario de cemento

En general, el hormigón contendrá la cantidad de cemento que sea necesaria para obtener mezclas compactas, con la resistencia especificada en los planos o en el formulario de presentación de propuestas y capaces de asegurar la protección de las armaduras.

En ningún caso las cantidades de cemento para hormigones de tipo normal serán menores que:

APLICACION	Cantidad mínima de cemento por m³.	Resistencia cilíndrica a los 28 días	
		Con control permanente	Sin control permanente

	Kg.	Kg./cm2	Kg./cm2
Hormigón Pobre	100	-	40
Hormigón Ciclópeo	280	-	120
Pequeñas Estructuras	300	200	150
Estructuras Corrientes	325	230	170
Estructuras Especiales	350	270	200

b) Tamaño máximo de los agregados

Para lograr la mayor compacidad del hormigón y el recubrimiento completo de todas las armaduras, el tamaño máximo de los agregados no deberá exceder de la menor de las siguientes medidas:

- i) 1/4 de la menor dimensión del elemento estructural que se vacíe.
- ii) La mínima separación horizontal o vertical libre entre dos barras, o entre dos grupos de barras paralelas en contacto directo o el mínimo recubrimiento de las barras principales.

En general el tamaño máximo de los agregados no deberá exceder de los 3 cm.

2.6 Resistencia mecánica del hormigón

La calidad del hormigón estará definida por el valor de su resistencia característica a la compresión a la edad de 28 días.

Los ensayos necesarios para determinar las resistencias de rotura se realizarán sobre probetas cilíndricas normales de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, en un laboratorio de reconocida capacidad.

El Contratista deberá tener en obra cuatro probetas de las dimensiones especificadas.

Ensayos de control

Durante la ejecución de la obra se realizarán ensayos de control, para verificar la calidad y Uniformidad del hormigón.

Consistencia del Hormigón

La consistencia de la mezcla será determinada mediante el ensayo de asentamiento, empleando el cono de Abrams. El contratista deberá tener en la obra el cono estándar para la medida de los asentamientos en cada vaciado y cuando así lo requiera el Supervisor.

Como regla general, se empleará hormigón con el menor asentamiento posible que permita un llenado completo de los encofrados, envolviendo perfectamente las armaduras y asegurando una perfecta adherencia entre las barras y el hormigón.

Se recomienda los siguientes asentamientos:

-Casos de secciones corrientes 3 a 7 cm. (máximo)

-Casos de secciones donde el vaciado sea difícil 10 cm. (máximo)

Los asentamientos indicados se regirán en el caso de hormigones que se emplean para la construcción de rampas, bóvedas y otras estructuras inclinadas.

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. La determinación de la consistencia del hormigón se realizará utilizando el método de ensayo descrito en la N. B. / UNE 7103.

Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizarán hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado. En elementos con función resistente, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida. Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un superplastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Para los hormigones corrientes, en general se puede admitir los valores aproximados siguientes:

Asentamiento en el cono de Abrams	Categoría de Consistencia
--	----------------------------------

0 a 2 cm	Ho. Firme
3 a 7 cm.	Ho. Plástico
8 a 15 cm.	Ho. Blando

No se permitirá el uso de hormigones con asentamiento superior a 16 cm.

Relación Agua - Cemento (en peso)

La relación agua - cemento se determinará en cada caso basándose en los requisitos de resistencia y trabajabilidad, pero en ningún caso deberá exceder de:

Condiciones de exposición	Extrema	Severa	Moderada
	-Hormigón sumergido en medio agresivo.	- Hormigón en contacto con agua a presión. - Hormigón en contacto alternado con agua y aire. -Hormigón Expuesto a la intemperie y al desgaste.	-Hormigón expuesto a la intemperie. -Hormigón sumergido permanentemente en medio no agresivo.
Naturaleza de la obra - Piezas delgadas	0.48	0.54	0.60
- Piezas de grandes dimensiones.	0.54	0.60	0.65

Deberá tenerse muy en cuenta la humedad propia de los agregados.

Para dosificaciones en cemento de $C = 300$ a 400 Kg/m^3 se puede adoptar una dosificación en agua A con respecto al agregado seco tal que la relación agua / cemento cumpla:

$$0.4 < A/C < 0.6$$

Con un valor medio de $A/C = 0.5$

Resistencia mecánica del hormigón

La calidad del hormigón estará definida por el valor de su resistencia característica a la compresión a la edad de 28 días.

Se define como resistencia característica la que corresponde a la probabilidad de que el 95 % de los resultados obtenidos superan dicho valor, considerando que los resultados de los ensayos se distribuyen de acuerdo a una curva estadística normal.

Los ensayos necesarios para determinar las resistencias de rotura, se realizarán sobre probetas cilíndricas normales de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, en un laboratorio de reconocida capacidad.

El Contratista deberá tener en la obra diez cilindros de las dimensiones especificadas.

El hormigón de obra tendrá la resistencia que se establezca en los planos.

Cuando ocurre que:

- a) Los resultados de dos ensayos consecutivos arrojan resistencias individuales inferiores a las especificadas.
- b) El promedio de los resultados de tres ensayos consecutivos sea menor que la resistencia especificada.
- c) La resistencia característica del hormigón es inferior a la especificada.

Se considera que los hormigones son inadecuados.

Para determinar las proporciones adecuadas, el contratista, con suficiente anticipación procederá a la realización de ensayos previos a la ejecución de la obra.

Ensayos de control

Durante la ejecución de la obra se realizarán ensayos de control, para verificar la calidad y uniformidad del hormigón.

Ensayos de consistencia

Con el cono de asentamiento, se realizarán dos ensayos, el promedio de los dos resultados deberá estar comprendido dentro de los límites especificados, si no sucediera así, se tomaran pruebas para verificar la resistencia del hormigón y se observará al encargado de la elaboración para que se corrija esta situación. Este ensayo se repetirá varias veces a lo largo del día.

La persistencia en la falta del cumplimiento de la consistencia, será motivo suficiente para que el Supervisor paralice los trabajos.

Ensayos de resistencia

El juzgamiento de la calidad y uniformidad de cada clase de hormigón colocado en obra se realizará analizando estadísticamente los resultados de por lo menos 32 probetas (16 ensayos) preparadas y curadas en condiciones normalizadas y ensayadas a los 28 días.

Cada vez que se extraiga hormigón para pruebas, se debe preparar como mínimo dos probetas de la misma muestra y el promedio de sus resistencias se considerará como resultado de un ensayo siempre que la diferencia entre los resultados no exceda el 15 %, caso contrario se descartarán y el contratista debe verificar el procedimiento de preparación, curado y ensayo de las probetas.

Las probetas se moldearán en presencia del Supervisor y se conservaran en condiciones normalizadas de laboratorio.

Al iniciar la obra, en cada uno de los cuatro primeros días del hormigonado, se extraerán por lo menos cuatro muestras en diferentes oportunidades; con cada muestra se prepararán cuatro probetas, dos para ensayar a los siete días y dos para ensayar a los 28 días. El contratista podrá moldear mayor número de probetas para efectuar ensayos a edades menores a los siete días y así apreciar la resistencia probable de sus hormigones con mayor anticipación.

Se determinará la resistencia características de cada clase de hormigón en función de los resultados de los 16 primeros ensayos (32 probetas). Esta resistencia característica debe ser igual o mayor a la especificada y además se deberán cumplir las otras dos condiciones señaladas en el artículo anterior para la resistencia del hormigón. En caso de que no se cumplan las tres condiciones se procederá inmediatamente a modificar la dosificación y a repetir el proceso de control antes descrito.

En cada uno de los vaciados siguientes y para cada clase de hormigón, se extraerán dos probetas para cada:

Grado de Control	Cantidad máxima de hormigón m3
Permanente	25
No permanente	50

Pero en ningún caso menos de dos probetas por día. Además el supervisor podrá exigir la realización de un número razonable adicional de probetas.

A medida que se obtengan nuevos resultados de ensayos, se calculará la resistencia característica considerando siempre un mínimo de 16 ensayos (32 probetas). El supervisor determinará los ensayos que intervienen a fin de calcular la resistencia característica de determinados elementos estructurales, determinados pisos o del conjunto de la obra.

Queda sobreentendido que es obligación por parte del contratista realizar ajustes y correcciones en la dosificación, hasta obtener los resultados que correspondan. En caso de incumplimiento, el Supervisor dispondrá la paralización inmediata de los trabajos.

En caso de que los resultados de los ensayos de resistencia no cumplan los requisitos, no se permitirá cargar la estructura hasta que el contratista realice los siguientes ensayos y sus resultados sean aceptados por el Supervisor.

- Ensayos sobre probetas extraídas de la estructura en lugares vaciados con hormigón de resistencia inferior a la debida, siempre que su extracción no afecte la estabilidad y resistencia de la estructura.
- Ensayos complementarios del tipo no destructivo, mediante un procedimiento aceptado por el supervisor

Estos ensayos serán ejecutados por un laboratorio de reconocida experiencia y capacidad y antes de iniciarlos se deberá demostrar que el procedimiento empleado puede determinar la resistencia de la masa de hormigón con precisión del mismo orden que los métodos convencionales. El número de ensayos será fijado en función del volumen e importancia de

la estructura cuestionada, pero en ningún caso será inferior a treinta y la resistencia característica se determina de la misma forma que las probetas cilíndricas.

“Cuando una parte de la obra sometida a cualquier nivel de control estadístico, se obtenga $f_{c,est} \geq f_{ck}$, se aceptará dicha parte.

Si resultase $f_{c,est} < f_{ck}$, se procederá como sigue:

- a) $f_{c,est} \geq 0.9 f_{ck}$, la obra se aceptará.
- b) Si $f_{c,est} < 0.9 f_{ck}$, El supervisor podrá disponer que se proceda a realizar a costa del contratista, los ensayos de información necesarios previstos en la N.B. CBH-87, o las pruebas de carga previstas en la misma norma, y según lo que de ello resulte, decidirá si la obra se acepta, refuerza o demuele.

En caso de haber optado por ensayos de información, si éstos resultan desfavorables, el supervisor, podrá ordenar se realicen pruebas de carga, antes de decidir si la obra es aceptada, refuerza o demuele.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Preparación, colocación, compactación y curado

a) Dosificación de materiales

Para la fabricación del hormigón, se recomienda que la dosificación de los materiales se efectúe en peso.

Para los áridos se aceptará una dosificación en volumen, es decir transformándose los pesos en volumen aparente de materiales sueltos. En obra se realizarán determinaciones frecuentes del peso específico aparente del árido suelto y del contenido de humedad del mismo.

Cuando se emplee cemento envasado, la dosificación se realizará por número de bolsas de cemento, quedando prohibido el uso de fracciones de bolsa.

La medición de los áridos en volumen se realizará en recipientes aprobados por el Supervisor de Obra y de preferencia deberán ser metálicos e indeformables.

Dosificación	Cemento (Kg)	Arena (m3)	Grava (m3)	Tipo

1:2:3	325	0.45	0.92	A
1:2:4	280	0.4	0.8	B
1:3:3	280	0.6	0.8	B
1:3:4	242	0.54	0.75	C

b) Mezclado

El hormigón deberá ser mezclado mecánicamente, para lo cual:

- Se utilizarán una o más hormigoneras de capacidad adecuada y se empleará personal especializado para su manejo.
- Periódicamente se verificará la uniformidad del mezclado.
- Los materiales componentes serán introducidos en el orden siguiente:
 - 1o. Una parte del agua del mezclado (aproximadamente la mitad).
 - 2o. El cemento y la arena simultáneamente. Si esto no es posible, se verterá una fracción del primero y después la fracción que proporcionalmente corresponda de la segunda; repitiendo la operación hasta completar las cantidades previstas.
 - 3o. La grava.
 - 4o. El resto del agua de amasado.

El tiempo de mezclado, contando a partir del momento en que todos los materiales hayan ingresado al tambor, no será inferior a noventa segundos para capacidades útiles de hasta 1 M3, pero no menor al necesario para obtener una mezcla uniforme. No se permitirá un mezclado excesivo que haga necesario agregar agua para mantener la consistencia adecuada.

No se permitirá cargar la hormigonera antes de haberse procedido a descargarla totalmente de la batida anterior.

El mezclado manual queda expresamente prohibido.

c) Transporte

El hormigón será transportado desde la hormigonera hasta el lugar de su colocación en condiciones que impidan su segregación o el comienzo del fraguado. Para ello se emplearán métodos y equipo que permitan mantener la homogeneidad del hormigón y evitar la pérdida de sus componentes o la introducción de materias ajenas.

Para los medios corrientes de transporte, el hormigón deberá quedar colocado en su posición definitiva dentro de los encofrados antes de que transcurran treinta minutos desde que el agua se ponga en contacto con el cemento.

d) Colocación

Antes del vaciado del hormigón en cualquier sección, el Contratista deberá requerir la correspondiente autorización escrita del Supervisor de Obra.

Salvo el caso que se disponga de una protección adecuada y la autorización necesaria para proceder en sentido contrario, no se colocará hormigón mientras llueva.

El espesor máximo de la capa de hormigón no deberá exceder de 50 cm., exceptuando las columnas.

La velocidad de colocación será la necesaria para que el hormigón en todo momento se mantenga plástico y ocupe rápidamente los espacios comprendidos entre las armaduras.

No se permitirá verter libremente el hormigón desde alturas mayores a 1.50 metros. En caso de alturas mayores, se deberá utilizar embudos y conductos cilíndricos verticales que eviten la segregación del hormigón. Se exceptúan de esta regla las columnas.

Durante la colocación y compactación del hormigón se deberá evitar el desplazamiento de las armaduras.

Las zapatas deberán hormigonarse en una operación continua.

Después de hormigonar las zapatas, preferiblemente se esperará 12 horas para vaciar columnas.

En las vigas, la colocación se hará por capas horizontales, de espesor uniforme en toda su longitud.

En vigas T siempre que sea posible, se vaciará el nervio y la losa simultáneamente. Caso contrario, se vaciará primero el nervio y después la losa.

En losas, la colocación se hará por franjas de ancho tal que al colocar el hormigón de la faja siguiente, en la faja anterior no se haya iniciado el fraguado.

E) Vibrado

Las vibradoras serán del tipo de inmersión de alta frecuencia y deberán ser manejadas por obreros especializados.

Las vibradoras se introducirán lentamente y en posición vertical o ligeramente inclinada.

El tiempo de vibración dependerá del tipo de hormigón y de la potencia del vibrador.

f) Protección y curado

Tan pronto el hormigón haya sido colocado se lo protegerá de efectos perjudiciales.

El tiempo de curado será durante siete días consecutivos, a partir del momento en que se inició el endurecimiento.

El curado se realizará por humedecimiento con agua, mediante riego aplicado directamente sobre las superficies o sobre arpilleras.

g) Encofrados y Cimbras

Podrán ser de madera, metálicos o de cualquier otro material suficientemente rígido.

Deberán tener la resistencia y estabilidad necesaria, para lo cual serán convenientemente arriostrados.

En vigas de más de 6 metros de luz y losas de grandes dimensiones se dispondrá de contraflechas en los encofrados.

Previamente a la colocación del hormigón se procederá a la limpieza y humedecimiento de los encofrados.

Si se desea aceitar los moldes, dicha operación se realizará previa a la colocación de la armadura y evitando todo contacto con la misma.

En todos los ángulos se pondrán filetes triangulares.

h) Remoción de encofrados y cimbras

Los encofrados se retirarán progresivamente, sin golpes, sacudidas ni vibraciones.

Durante el período de construcción, sobre las estructuras no apuntaladas, queda prohibido aplicar cargas, acumular materiales o maquinarias en cantidades que pongan en peligro su estabilidad.

Los plazos mínimos para el desencofrado serán los siguientes:

Encofrados laterales de vigas y muros:	2 a 3 días
Encofrados de columnas:	3 a 7 días
Encofrados debajo de losas, dejando puntales de seguridad:	7 a 14 días
Fondos de vigas, dejando puntales de seguridad:	14 días
Retiro de puntales de seguridad:	21 días

Hormigón para losas.-

Este ítem se refiere a la construcción de las losas de hormigón armado de las escaleras y de los descansos.

Se deberá tener la precaución de dejar todos los agujeros necesarios para el paso de las cañerías y el soporte de la baranda.

Hormigón para zapatas.-

Este ítem comprende la ejecución de todos los elementos que sirven de fundación a las estructuras como ser: zapatas aisladas, continuas, plateas de fundación, etc. de acuerdo a los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

Antes de proceder al vaciado de las zapatas deberá prepararse el terreno de acuerdo a las indicaciones señaladas en los planos y/o indicaciones particulares que pueda dar el Supervisor de Obra. Sólo se procederá al vaciado previa autorización escrita del Supervisor de Obra, instruida en el Libro de Órdenes.

Hormigón para columnas.-

Este ítem comprende la ejecución de las columnas de hormigón que servirán de soporte a las estructuras, a partir de la cota superior de las respectivas zapatas, de acuerdo a los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

Las tablas de madera del encofrado para las caras exteriores deberán ser cepilladas, en vista de que las superficies del hormigón deberán quedar a la vista, salvo que se encuentre especificado el revoque correspondiente en el formulario de presentación de propuestas.

En caso de que el hormigón de las columnas quedara con manchas de texturas o coloración diferente, el Contratista procederá al arreglo de los defectos y aplicará por su cuenta una pintura total color cemento a las columnas.

Hormigón para vigas de arriostamiento y vigas de sustentación.-

Este ítem comprende la ejecución de las vigas que arriostarán las columnas, a objeto de rigidizarlas, de acuerdo a los planos de detalle, formulario de presentación de propuestas y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

Las tablas de madera para las caras exteriores deberán ser cepilladas, en vista de que las superficies del hormigón deberán quedar a la vista, salvo que se encuentre especificado el revoque correspondiente en el formulario de presentación de propuestas.

En caso de que el hormigón de las vigas quedara con manchas o coloración diferente, el Contratista procederá al arreglo de los defectos y aplicará por su cuenta una pintura total color cemento.

4.- MEDICIÓN

Las cantidades de hormigón armado que componen la estructura completa y terminada: zapatas o fundaciones, columnas, vigas de arriostamiento o sustentación, losas serán medidas en metros cúbicos.

En esta medición se incluirá únicamente aquellos trabajos que sean aceptados por el Supervisor de Obra y que tengan las dimensiones y distribuciones de fierro indicadas en los planos o reformadas con autorización escrita del Supervisor de Obra.

En los casos que se encontrara especificado en el formulario de presentación de propuestas "Hormigón Armado" se entenderá que el acero se encuentra incluido en este ítem, por lo que no será objeto de medición alguna; pero si se especificara "Hormigón simple" y acero estructural separadamente, se efectuará igualmente en forma separada la medición del hormigón y de la armadura de refuerzo, midiéndose ésta última en kilogramos o toneladas, de acuerdo a las planillas de fierros y al formulario de presentación de propuestas, sin considerar las pérdidas por recortes y los empalmes.

En la medición de volúmenes de los diferentes elementos estructurales no deberá tomarse en cuenta superposiciones y cruzamientos, debiendo considerarse los aspectos siguientes:

- Las columnas se medirán de piso a piso.
- Las vigas serán medidas entre bordes de columnas.
- Las losas serán medidas entre bordes de vigas.

5.- FORMA DE PAGO

Los trabajos ejecutados en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medidos según lo señalado y aprobados por el Supervisor de Obra, serán cancelados a los precios unitarios de la propuesta aceptada.

Dichos precios serán compensación total por los materiales empleados en la fabricación, mezcla, transporte, colocación, construcción de encofrados, armadura de fierro, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

De la misma manera que en el caso de la medición, si se encontrara especificado en el formulario de presentación de propuestas "Hormigón Armado" se entenderá que el acero se encuentra incluido en este ítem, efectuándose su cancelación dentro del hormigón, por lo que el Contratista deberá considerar este aspecto en su análisis de precio unitario; pero si se especificara "Hormigón simple" la cancelación tanto del hormigón como de la armadura se efectuará en forma separada. En ambos casos el Contratista deberá considerar en su análisis de precio unitario de la armadura las pérdidas por recortes y empalmes, ya que estos dos aspectos no serán tomados en cuenta en la medición.

BASE DE HORMIGON POBRE P/NIVELACION ($f'c = 110 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

ZAPATAS DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

VIGAS DE ARRIOSTRE DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

COLUMNAS DE ARRANQUE DE H°A° ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

VIGAS DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

ESCALERAS DE HORMIGON ARMADO ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)_____M3

ITEM 12: LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS H=20CM

1.-DEFINICIÓN

Este ítem se refiere a la construcción de losas alivianadas o aligeradas, vaciadas in situ o con viguetas presentadas, las cuales son un producto de fabricación industrial, de acuerdo a los detalles señalados en los planos constructivos, presupuesto y/o instrucciones del supervisor.

2.-MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación, transporte, colocación, compactación, protección y curado del hormigón serán proporcionados por contratista, previa aprobación del Ingeniero y tanto los materiales como las actividades de hormigonado deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del hormigón.

Las viguetas de hormigón pretensado de fabricación industrial deberán ser características uniformes y de secciones adecuadas para resistir las cargas a las que estarán sometidas. Las especificaciones de estos elementos prefabricados deberán ser aprobadas por el supervisor.

Como elementos aligerantes se utilizarán bloques de plastoform de acuerdo a las dimensiones y diseños establecidos en los planos constructivos o para el caso de viguetas pretensadas, las que recomiende el fabricante.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Apuntalamiento.

Se colocarán listones a distancias no mayores a 2 metros con puntales cada 1.5 metros. El apuntalamiento se realizará de tal forma que las viguetas adquieran una contra flecha de 3 a 5 mm. Por cada metro de luz. Debajo de los puntales se colocarán cuñas de madera para una mejor distribución de cargas y evitar el hundimiento en el piso. El retiro de los puntales de soporte se hará después de transcurridos 14 días desde el vaciado.

Colocación de viguetas y bloques.

Las viguetas deberán apoyarse sobre muros de mampostería o vigas hormigonadas en una longitud no menor de 10 cm. y sobre encofrados a vaciar. La distancia entre viguetas se determinará automáticamente colocando los bloques como elemento distanciador y de acuerdo a especificaciones del fabricante.

Limpieza y mojado.

Una vez concluida la colocación de los bloques, de las armaduras, de las instalaciones eléctricas, etc. Se deberá limpiar todo residuo de tierra, yeso y otras impurezas que eviten la adherencia entre viguetas, los bloques y el vaciado de la losa de compresión, disponiendo estos materiales residuales en áreas destinadas y aprobadas previamente.

Se mojará abundantemente los bloques para obtener buena adherencia final.

Hormigonado.

El hormigón se preparará con una proporción 1: 2: 3 (Cemento 325 kg/m³ de mezcla, Grava 0.92 m³, Arena 0.45 m³, relación agua/cemento = 0,65). El hormigón deberá ser preparado solamente en áreas destinadas a parqueo o tránsito de vehículos.

Durante el vaciado del hormigón se empleará vibradora mecánica, teniendo cuidado de rellenar los espacios entre bloques y viguetas. Concluido el vaciado de la losa y una vez fraguado el hormigón deberá curarse el hormigón manteniéndolo húmedo durante siete (7) días, mediante métodos aprobado por el Supervisor.

Una vez concluidas las obras, deberá restaurarse el área afectada.

4.- MEDICIÓN

Las losas alivianadas, aligeradas y con viguetas pretensadas, serán medidas en metros cuadrados concluidos y debidamente aprobados por el Supervisor, tomando en cuenta solamente las superficies netas ejecutadas o dimensiones de planos, cualquiera sea menor.

5.- FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en conformidad a los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado aprobado por el Supervisor, será pagado al precio unitario del presupuesto aprobado. Dicho pago será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS H=20CM_____M2

ITEM 13: CUBIERTA DE CALAMINA TRAPEZOIDAL N° 28 CON ESTRUCTURA METALICA

1.- DEFINICION

El presente ítem comprende la ejecución de la cubierta de calamina de chapa galvanizada con estructura metálica, que deberá ser ejecutada por una empresa especialista en metal mecánica, para garantizar la ejecución con la tecnología adecuada.

2.- MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El contratista someterá una muestra de los materiales, que se proponen emplear a la aprobación del Supervisor de Obra con anterioridad a la iniciación de cualquier trabajo y será debidamente asentado en el Libro de Órdenes.

Los materiales (acero estructural, soldadura, pernos, etc), cumplirán con las especificaciones de los planos constructivos, mostrando la certificación de calidad respectiva de cada uno de ellos.

Las cerchas serán ejecutadas empleando perfiles costanera de acero A-36 ó fluencia mínima de 3600 Kg/cm²

No serán reemplazados por otro material sin aprobación del Supervisor de Obra y del Fiscal de Obra.

El equipo necesario será una grúa para el momento de izado, de capacidad adecuada para levantar las caras de la torre.

La herramienta principal son las máquinas de soldar y la herramienta menor necesaria para la ejecución de las partes componentes de la torre.

La estructura podrá ser fabricada en taller y emplazada en obra en la fase final del trabajo.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCION

Replanteo y Trazado: El replanteo y trazado de los elementos de estructura permitirá una tolerancia en las medidas de (± 2 cm), con conocimiento del Supervisor, indicado en el Libro de Órdenes.

Izado: El izado y colocado de los elementos principales de la cubierta metálica se realizaran mediante maquinaria especializada con capacidad suficiente para el desarrollo del trabajo, además de un equipo de apoyo topográfico para lograr el emplazamiento exacto de cada elemento metálico.

Cerchas: Se utilizarán perfiles costanera de acero A -36 de resistencia mínima 3600 Kg/cm².

Para la construcción de los arcos seguir las indicaciones del plano de detalles, de la cubierta.

Pintura: Toda la cubierta metálica se entregará con pintura anticorrosiva del color adecuado en base a las especificaciones arquitectónicas del proyecto.

Soldadura: la soldadura será a tope de acuerdo a los planos de detalles constructivos. Se utilizarán electrodos de alta penetración ya sean E70-10 ó E70-18

El soldado de los nudos, empalmes y encuentros de celosía en la estructura deberá, estar estrictamente supervisado y se sacaran radiografías de las partes en que el Supervisor de Obra tenga conveniente controlar el soldado.

Material de Cubierta: Se utilizará calamina galvanizada N° 28 con los traslapes longitudinal de 12.50 cm y en el sentido transversal de 8 cm.

4.- MEDICION

El trabajo de la estructura metálica y cubierta se medirá en metros cuadrados.

5.- FORMA DE PAGO

La estructura y cubierta ejecutadas con los materiales aprobados y en todo de acuerdo con estas especificaciones, medidos según lo previsto en “medición”, serán pagadas a los precios unitarios de la propuesta aceptada, estos precios unitarios serán la compensación total por todos los materiales, mano de obra y equipo que incidan en el costo de este trabajo.

El pago se efectuará bajo la siguiente denominación:

CUBIERTA DE CALAMINA CON ESTRUCTURA METALICA _____ M2

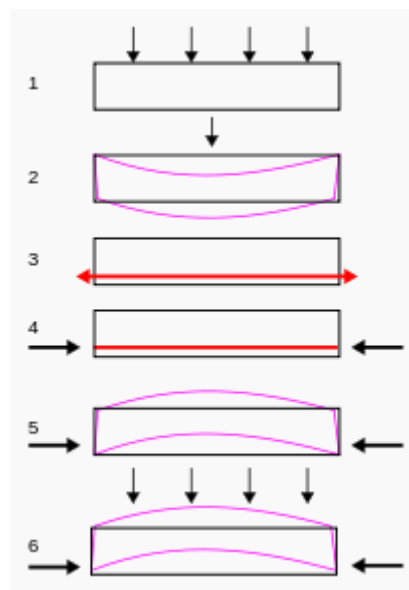
CAPITULO V. APORTE ACADEMICO

5.1 Marco conceptual

5.1.1 Hormigón Pretensado

Aunque con el tiempo se han hecho diversos intentos para disminuir el agrietamiento del hormigón bajo tracción, las contribuciones más importantes a su solución suelen atribuirse al ingeniero francés Eugène Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de pretensar los elementos de hormigón. Según Freyssinet, pretensar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento específico, antes o durante la aplicación de las cargas externas, esfuerzos de tal magnitud que, al combinarse con los resultantes de dichas fuerzas externas, anulen los esfuerzos de tensión o los disminuyan, manteniéndolos bajo las tensiones admisibles que puede resistir el material.

Figura N° 41. Esquema de deformaciones



Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n_pretensado

5.1.2 Conceptos básicos

El pretensado es la técnica consistente en la introducción en la estructura de unas fuerzas que producen tensiones, en general de signo contrario a las producidas por las restantes acciones aplicadas, con la intención de mejorar su capacidad resistente y/o su comportamiento

Las cargas transmitidas por el pretensado se resumen en fuerzas concentradas en las zonas de anclajes que precomprimen la estructura y en fuerzas de desviación, inducidas por el trazado curvo de los tendones, que pueden llegar a equilibrar el peso propio de la estructura e incluso las cargas permanentes y parte de las sobrecargas de uso.

Estas fuerzas de pretensado persiguen la generación en el hormigón de compresiones en las zonas que, posteriormente, bajo la acción de las cargas gravitatorias exteriores sufrirán tensiones de tracción.

5.1.3 Efectos del pretensado

Los efectos del pretensado así introducido son los siguientes:

- La estructura se encuentra permanentemente comprimida, y por consiguiente no se fisura, por lo que resulta ser más rígida, durable y estanca que una estructura de hormigón armado. La deformabilidad instantánea queda además enormemente reducida.

Esta comprobación se debe realizar en Servicio y en Vacío que se produce cuando la viga está ya pretensada y sólo soporta su peso propio. En este caso, usualmente, la flexión es contraria a la definitiva (la viga se levanta).

- El sistema equivalente de cargas introducido por el pretensado genera deformaciones y flechas de carácter permanente opuestas a las producidas por las cargas gravitatorias, reduciendo no sólo la deformabilidad instantánea sino también la diferida.
- Dado que el pretensado requiere materiales de alta resistencia, la capacidad resistente de las piezas sometidas a flexión aumenta notablemente.
- Así mismo la compresión del forjado en su plano mejora sensiblemente su comportamiento frente a esfuerzos tangenciales (corte y punzonamiento).

- Todo lo anterior conduce a la posibilidad de reducción de cantos, espesores, cantidad de armaduras pasivas y, en general, de peso propio del hormigón armado, lo que permite, a su vez, aumentar las luces a cubrir.
- Al encontrarse la estructura comprimida a edades tempranas, disminuyen los efectos de la retracción del hormigón y por lo tanto se puede aumentar la separación o hasta incluso eliminar las juntas de dilatación.
- El efecto activo del pretensado y la utilización de hormigón de buena calidad, con resistencias altas a tempranas edades, pueden, asimismo, permitir descimbrados mucho más prematuros y, en consecuencia, aumentar la velocidad de construcción.

5.1.4 Objetivos del pretensado

- a) Optimizar la forma de trabajo del hormigón y el aprovechamiento del material.
- b) Aumentar la durabilidad de la estructura, al no existir fisuración o ser muy baja.
- c) Permitir salvar grandes luces, al incrementar la relación resistencia/peso propio.
- d) Obtener menores deformaciones y flechas máximas en estructuras.
- e) Mejorar la resistencia frente a cargas cíclicas.
- f) Dotar de mayor estanqueidad a la estructura.

5.1.5 Desventajas del uso de hormigón pretensado

- Mayor costo de mano de obra y encofrados.
- Materiales de mayor calidad, se requiere un control más estricto en obra o planta.
- Mayor complejidad de análisis, se deben verificar más estados de diseño.
- Se requieren dispositivos especiales de anclaje.
- Evolución de sus propiedades mecánicas en el tiempo por fenómenos de fluencia y relajación de los materiales estructurales.
- Mayor probabilidad de sufrir corrosión bajo tensión, la armadura activa presenta mayor sensibilidad a la corrosión que la armadura pasiva.
- Peor comportamiento frente al fuego que en estructuras de hormigón armado.
- Peligrosidad en la puesta en obra del hormigón postensado y en la demolición de estructuras pretensadas.
- Si bien la estructura es más dúctil, es también más frágil en cuanto al fallo del pretensado. Si el pretensado rompe, la estructura colapsará de forma frágil.

5.1.6 Clasificación de los tipos de pretensado

Según el momento de aplicación del esfuerzo de tesado:

- Mediante armaduras pretesas; generalmente barras o alambres que se tensan en un banco, se mantienen tensadas y se embeben dentro del molde en hormigón fresco para formar una pieza. Cuando el hormigón ha fraguado se sueltan los anclajes y el hormigón queda comprimido. Se emplea en prefabricación industrial.
- Mediante armaduras postesas; generalmente cables compuestos por alambres que se introducen en conductos huecos dentro de las piezas de hormigón y se tensan cuando éste ya ha fraguado. Se emplea en elementos ejecutados in situ.

Según las tensiones internas de la sección:

- Pretensado total: Clase U, no fisurados, donde las tensiones de tracción son $f_t \leq 0.7\sqrt{f'_c}$
- Pretensado limitado: Clase T, de transición, con $0.7\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$
- Pretensado parcial: Clase C, fisurados, con $f_t > \sqrt{f'_c}$

Las losas preesforzadas en dos direcciones deben designarse como secciones de clase U.

El ACI establece que para los miembros de la clase U y T los esfuerzos de flexión pueden calcularse usando propiedades de la sección sin agrietar. Sin embargo, para las secciones de la clase C, es necesario usar las propiedades de la sección agrietada.

Según la forma de transferencia del esfuerzo de tesado:

- Con adherencia: El tendón queda totalmente adherido al hormigón, transfiriendo la fuerza de pretensado por rozamiento. Se rellena el interior de las vainas con mortero de alta resistencia a presión, de manera que la armadura queda adherida al hormigón formando una sección monolítica. A su vez, el mortero asegura la protección del acero frente a la corrosión.
- Sin adherencia: tendón no se vincula al hormigón, transfiriendo la fuerza de pretensado a través de los anclajes. Las vainas no se rellenan, por lo que el único contacto entre el tendón y el hormigón se produce a través del cabezal de anclaje.

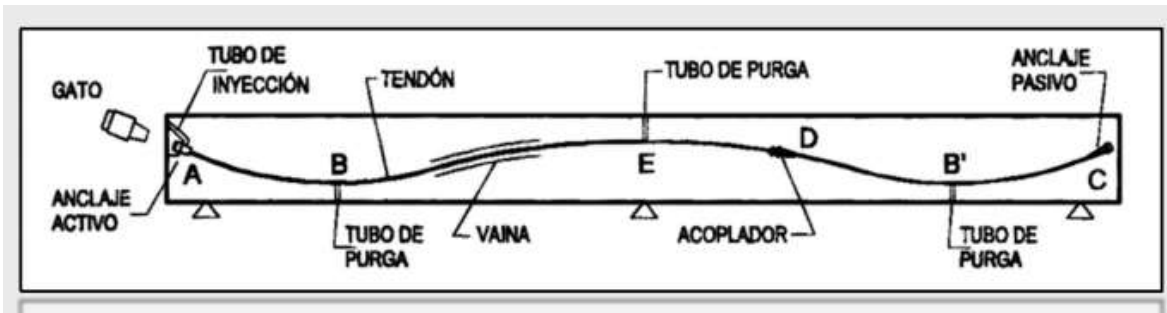
5.1.7 Ventajas del sistema no adherente

- Dado que las losas quedan comprimidas desde el momento de tesado, hay una desaparición total de fisuras y grietas en las mismas, lo que mejora su durabilidad.
- EL comportamiento real ante las deformaciones da a lugar a flechas totales menores.
- Aunque solo se tienen en cuenta para la estabilidad al fuego los recubrimientos según marca la norma, la existencia de una vaina engrasada retarda aún más los daños por incendio.
- Mayor disposición a aceptar cargas concentradas importantes en cualquier posición dentro del vano.
- Mayor velocidad de construcción que hace que la utilización de los encofrados sea rentable por la reducción de los plazos por planta, evitando tiempos muertos en espera del endurecimiento del hormigón.
- La posibilidad de desencofrado rápido, permite trabajar en interiores inmediatamente.
- Minimización del número de armadores, dando mayor fiabilidad a la consecución de una calidad óptima y al cumplimiento de los plazos.

5.1.8 Hormigón postensado con armaduras postesas

Es el término descriptivo para la aplicación de compresión tras el vertido y posterior proceso de secado in situ del hormigón. En el interior del molde de hormigón se coloca una vaina de plástico, acero o aluminio, para seguir el trazado más conveniente en el interior de la pieza, siguiendo la franja donde, de otra manera, se registrarían tracciones en el elemento estructural. Una vez que el hormigón se ha endurecido, los tendones se pasan a través de los conductos. Después dichos tendones son tensados mediante gatos hidráulicos que reaccionan contra la propia pieza de hormigón. Cuando los tendones se han estirado lo suficiente, de acuerdo con las especificaciones de diseño, estos quedan atrapados en su posición mediante cuñas u otros sistemas de anclaje y mantienen la tensión después de que los gatos hidráulicos se retiren, transfiriendo así la presión hacia el hormigón. El conducto es rellenado con grasa o lechada de cemento para proteger los tendones de la corrosión.

Figura N° 42. Elementos de un sistema de pretensado



5.1.9 Características de los materiales

5.1.9.1 Hormigón

Se utilizan hormigones de alta resistencia en general $f'_c = 30$ MPa o superior con el fin de evitar problemas de punzonamiento derivados de la ejecución de grandes luces. Además poseen un módulo de elasticidad mayor que los hormigones usualmente empleados en hormigón armado, por lo que las deformaciones serán menores.

Este tipo de hormigón exige valores reducidos para la relación agua/cemento así como contenidos superiores a los 350 kg/m^3 y una granulometría muy estudiada. Debido a las características del proceso constructivo se requiere cemento de alta resistencia inicial, el 60 – 70% de su resistencia a los 28 días en tan solo una plazo de aproximadamente 3 a 4 días después del hormigonado.

5.1.9.2 Aceros

- Armaduras pasivas: Son las mismas que las utilizadas en las losas de hormigón armado tradicionales. Están compuestas por barras corrugadas.
- Armaduras activas: Por lo general en forma de alambres, cordones o barras de pretensado, de baja relajación. Trabaja únicamente a tracción y para este proyecto se diseñará con el cordón que, es un producto formado por un grupo determinado de alambres enrollados helicoidalmente. Lo que diferencia unos cordones de otros es la cantidad de cables que lo componen y que pueden ser 2, 3 o 7.

Los torones de preesfuerzo deben satisfacer las normas ASTM A416. Sin embargo se pueden usar torones que satisfagan las especificaciones PTI (1985) y que no sean menos satisfactorios que aquellos que cumplen con ASTM A416. La resistencia última mínima más común es de 19000 kg/cm^2 . Los diámetros más comunes son de 12.7 y 15.2 mm.

Los cables se tesan con gatos hidráulicos con un manómetro calibrado. El gato reacciona contra la placa de anclaje; la presión predeterminada debe estar dentro del 7% de la correspondiente de lo esperado. En general el alargamiento es de 20 cm en 30 m de cable, aunque varía con la fricción producida en los cambios de dirección.

Aditivos, para la dosificación del hormigón y obtener mayores resistencias a edades tempranas, y superfluidificantes para la inyección de vainas.

5.1.9.3 Dispositivos de anclaje

Utilizados para la transferencia de los esfuerzos de tesado a la sección de hormigón. Estos, junto con los elementos usados para el tesado (gatos, etc.) en general son sistemas patentados.

Los tendones se anclan a la losa mediante anclajes mecánicos individuales, capaces de desarrollar el 95%, como mínimo, de la carga mínima de rotura del tendón sin que se llegue a romper o deslizar la cuña. Los anclajes se suelen constituir con placas metálicas, cuñas y elementos protegidos frente a la corrosión. La cuña se coloca entre el extremo del tendón y la placa de anclaje una vez tesado el tendón y previamente a la retirada del gato hidráulico, una vez retirado el gato la fuerza del tendón hace que la cuña se clave levemente impidiendo el movimiento del tendón.

Existen varios tipos de anclajes:

- Anclajes activos: Son aquellos que sobresalen de la losa y permiten el tesado del tendón mediante el gato hidráulico.
- Anclajes pasivos: Este tipo de anclaje retiene la fuerza del tendón en el extremo opuesto donde se aplica el tesado con el gato hidráulico. Este tipo de anclaje queda embebido en el hormigón sin menoscabar sus prestaciones.

5.1.9.4 Vaina

Es el conducto que aloja al tendón y que queda embebido en el hormigón una vez hormigonada la losa. Estas vainas tienen escasa adherencia con el hormigón debido a su superficie lisa e interiormente se engrasa para que el tendón no quede adherido. La capa de

grasa sirve también como capa de protección anticorrosión. Las vainas suelen ser de polietileno de alta densidad o de otro tipo de material plástico resistente a la corrosión.

5.1.9.5 Sillas

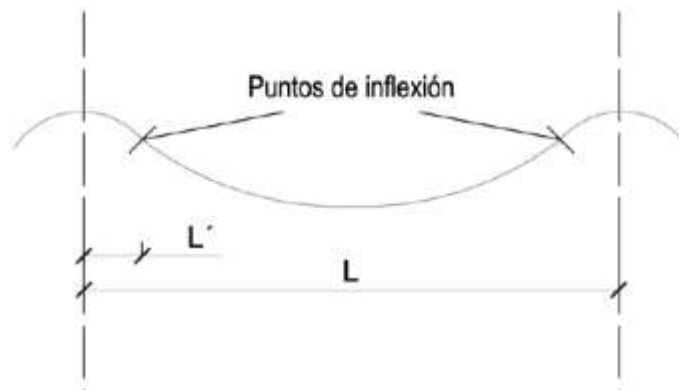
Es el elemento utilizado como separador del tendón con el encofrado, así como, para dar la curvatura necesaria al tendón a través de la sección de la losa.

Pueden ser de plástico o acero e incluso realizarse con ferralla propia de la obra. La separación máxima entre sillas o espaciadores será de 1 m.

5.1.10 Trazado del tendón

El trazado de los tendones se realiza dándole forma parabólica en los vanos con excentricidad máxima en el centro. Sobre los pilares se realiza la misma forma parabólica pero con curvatura inversa. El punto de inflexión entre ambas curvas se debe situar lo más cerca posible del eje del pilar, de este modo se aprovecha al máximo la influencia del tendón frente al punzonamiento.

Figura N° 43. Puntos de inflexión



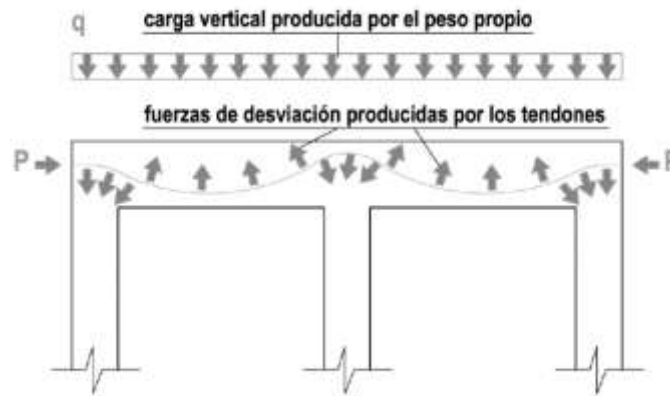
Fuente: Estudio del procesos constructivo de las losas postensadas, Pág. 18

La relación L'/L debe ser entorno al 0.05 – 0.10

Una vez obtenidos los resultados y extrapolando el caso de viga biapoyada isostática al de viga continua apoyada sobre pilares hiperestática, observamos que el trazado del cable debe

seguir el trazado del diagrama de momentos flectores de la viga, teniendo en cuenta que a su paso por la parte superior de los pilares se crean tensiones.

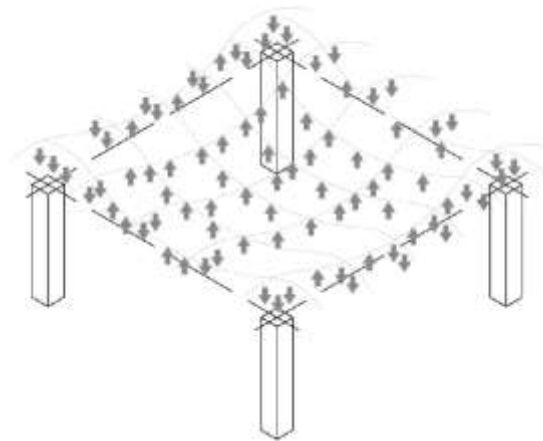
Figura N° 44. Trazado del tendón de la viga continua hiperestática



Fuente: Estudio del procesos constructivo de las losas postensadas, Pág. 7

El caso de la losa sería similar al visto anteriormente pero trabajando en las dos direcciones tal y como observamos en el siguiente gráfico:

Figura N° 45. Trazado del tendón de la losa



Fuente: Estudio del procesos constructivo de las losas postensadas, Pág. 8

El trazado de los tendones deberá tratar de:

1. Minimizar la compresión máxima.

2. Evitar que aparezcan tracciones en cualquier fibra de la sección (o que éstas sean admisibles).
3. Tener en cuenta todas las situaciones de cálculo de la estructura.

5.2 Marco teórico

5.2.1 Tipos de cargas a las que es sometida una viga de concreto pretensada

5.2.1.1 Estados de carga

Una de las peculiares consideraciones en el concreto preesforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sujeto. Para estructuras fundidas en sitio, el concreto preesforzado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el preesforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

5.2.1.2 Estado inicial.

El elemento está bajo preesfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

- Durante el tensado.

Esta es una prueba crítica para la resistencia de los cables; generalmente, el máximo esfuerzo al cual los cables estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de preesforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes.

Debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el preesfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes y en otras partes si su resistencia no es adecuada.

- En la transferencia del preesfuerzo.

Para elementos pretensados, la transferencia del preesfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el preesfuerzo en los cables puede ser transferido al concreto uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el elemento excepto su peso en el caso del postensado.

5.2.1.3 Estado intermedio.

Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. No sólo debe ponerse a tensión durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

5.2.1.4 Estado final.

Como para otros tipos de estructuras, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento, sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras preesforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo.

Esto es como sigue:

- Cargas permanentes: La curvatura o deflexión de un elemento preesforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor controlante en el diseño, debido a que el efecto de la flexión aumentará su valor. De aquí que es deseable limitar la curvatura o deflexión bajo estas cargas.
- Carga de trabajo: Para diseñar para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas. No es necesariamente una garantía de resistencia suficiente para las sobrecargas.

- Carga de agrietamiento: El agrietamiento en un elemento de concreto preesforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión. A veces es una medida de la resistencia a la fatiga.
- Carga última: Las estructuras diseñadas bajo la base de esfuerzos de trabajo pueden no siempre tener un margen suficiente para sobrecargas.

5.2.2 Criterios de diseño

En la siguiente tabla se presentan las relaciones claro-peralte, l/h, más usuales para los diferentes tipos de losas postensadas.

Figura N° 46. Relación claro/peralte

Tipo de losas	Claros continuos	Un solo claro
Losa maciza unidireccional	50 - 45	45 - 40
Losa maciza bidireccional (sobre pilares)	48 - 40	-
Losa aligerada	40 - 35	35 - 30
Vigas	35 - 30	30 - 26
Nervios unidireccionales	42 - 38	38 - 35

Fuente: Análisis y diseño de edificio habitacional a base de losas postensadas, Pág. 33

5.2.3 Cálculo de esfuerzos

Para considerar los esfuerzos en una viga rectangular preesforzada, los tendones de preesfuerzo se suponen rectos, aunque se verá después que para muchas vigas una configuración curva de éstos es más eficiente. Se supone que los tendones están localizados excéntricamente a una distancia “e” por debajo del eje centroidal de la viga. Como consecuencia, la viga queda sometida a una combinación de una compresión directa y de un momento debido a la excentricidad de preesfuerzo. Además, existirá un momento debido a la carga externa que incluye el peso propio de la viga. El esfuerzo resultante en cualquier punto de la viga causado por estos tres factores puede escribirse como sigue, en donde P es la fuerza de preesfuerzo:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{P * e * c}{I} \pm \frac{M * c}{I}$$

Donde:

P = Fuerza de preesforzado

E = Excentricidad de la fuerza de preesforzo con respecto al centroide de la sección transversal

c = Distancia del eje centroidal a la fibra extrema (arriba o abajo, dependiendo de donde se determinen los esfuerzos)

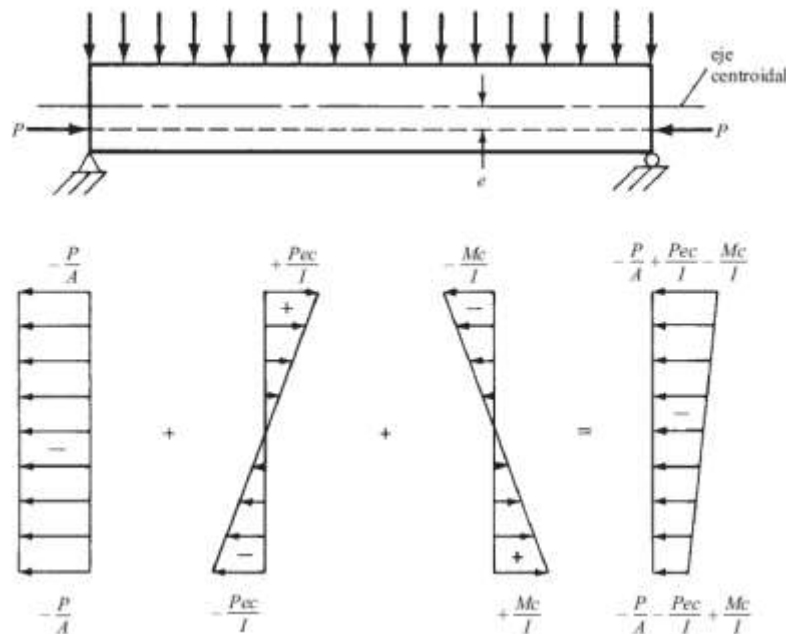
M = Momento aplicado debido a cargas no factorizadas en la etapa de cálculo de los esfuerzos

A = Área de la sección transversal del concreto sin agrietar

I = Momento de inercia de la sección transversal total del concreto

En la siguiente figura se muestra un diagrama de esfuerzo para cada uno de estos tres elementos, y los tres se combinan para dar el diagrama de esfuerzos finales.

Figura N° 47. Diagrama de esfuerzos de viga con tendón recto

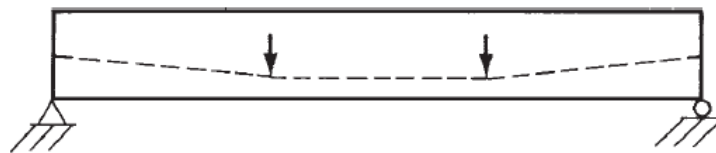


Es común basar el cálculo de los esfuerzos en el intervalo elástico en las propiedades de la sección total del concreto. La sección total consiste en las dimensiones externas del concreto, sin considerar el área transformada de los tendones de acero y sin restar las áreas de los ductos del postensado. Se estima que el método da resultados satisfactorios porque los cambios en los esfuerzos obtenidos, al usar las propiedades netas o las transformadas de la sección, no son significativos.

Cuando los tendones de preesfuerzo son rectos, el esfuerzo de tensión en la parte superior de los extremos de la viga será bastante grande. Sin embargo, si los tendones se curvan, es posible reducir o aún eliminar los esfuerzos de tensión. En las partes intermedias del claro, el centroide de los tendones puede quedar abajo del punto inferior del eje neutro de la viga, pero si en los extremos de la viga, donde no existe esfuerzo por momento de carga muerta, el centroide queda bajo eje neutro, se darán esfuerzos de tensión en la parte superior de la sección. Si los tendones se curvan de modo que los extremos queden en o arriba de este eje, no se dará tensión en la parte superior de la viga.

En el postensado, los ductos se colocan en la cimbra con la configuración curva deseada. Los tendones en los miembros pretensados se colocan en los puntos inferiores del núcleo o arriba de ellos, y luego se empujan hacia abajo a la profundidad deseada, en la línea central o en otros puntos.

Figura N° 48. Diagrama de esfuerzos de viga con tendón encorvado



Fuente: Diseño de Concreto Reforzado (McCormac), Pág. 565

Los tendones en los extremos de la viga no necesitan quedar tan altos respecto al eje neutro de la viga, porque el código ACI permite algo de tensión igual a $\sqrt{f'_{ci}/4}$ o mayor según lo especificado anteriormente por tratarse de losas postensadas donde f'_{ci} es la resistencia del concreto en el momento en que se realiza el tesado. El subíndice i denota “inicial”, que

significa la liberación inicial del tendón de preesfuerzo, antes de que el concreto adquiera su resistencia característica a los 28 días. Este valor permitido es aproximadamente el 70% de la resistencia característica; sin embargo al utilizar un aditivo como el Sika Viscocrete se logra alcanzar el valor de la resistencia característica a los 10 días. Para el esfuerzo inferior en el fondo de la viga, que es de compresión, se permite que el valor sea tan alto como $0.60\sqrt{f'_{ci}}$.

La resistencia última de un miembro presforzado es casi completamente controlada por la resistencia a tensión y el área de la sección transversal de los cables. En consecuencia, las pérdidas de presfuerzo tendrán muy poco efecto en la resistencia última por flexión. Sin embargo, las pérdidas de presfuerzo ocasionarán que se presente un mayor agrietamiento bajo cargas de trabajo, lo que conduce a mayores deflexiones. Además, la resistencia del miembro a cortante y fatiga se reducirá en alguna medida.

Estos valores permisibles de tensión y compresión son aplicables a los esfuerzos que ocurren inmediatamente después de la transferencia de las fuerzas del preesfuerzo y después de que ocurren las pérdidas instantáneas.

Además se supone que las pérdidas diferidas dependen del tiempo y que no han ocurrido aún.

El código ACI da los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesfuerzo. Un esfuerzo de compresión en una fibra extrema igual a $0.45\sqrt{f'_c}$.

El esfuerzo permisible de tensión en los extremos de la viga es de $\sqrt{f'_c}/2$ o también puede ser $0.70\sqrt{f'_c}$.

5.2.3.1 Esfuerzos admisibles en el acero de preesfuerzo

Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado..... $0.94f_{py}$

Pero no mayor que el mínimo entre $0.80f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.

b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo..... $0.82f_{py}$

Pero no mayor que $0.74f_{pu}$

c) Tendones de postensado, en anclajes y acoples,

Inmediatamente después de transferencia..... $0.70f_{pu}$

5.2.4 Pérdidas de preesfuerzo

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos pretensados son las pérdidas de preesfuerzo que se producen por diferentes causas con el paso del tiempo. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio.

Las pérdidas más significativas que se deben considerar para calcular preesfuerzo de diseño efectivo y, por lo tanto las que especifican las diferentes normativas son las siguientes:

Pérdidas instantáneas:

- Fricción entre el cable y la vaina
- Penetración de cuñas
- Deformación elástica del hormigón

Pérdidas diferidas:

- Deformación por flujo plástico del hormigón
- Deformación por contracción del hormigón
- Relajación del acero

5.2.4.1 Pérdidas instantáneas

5.2.4.1.1 Pérdida por fricción entre cable y vaina

Existen pérdidas en el postensado debido a la fricción entre los tendones y los ductos que los contienen. En otras palabras, el esfuerzo en los tendones disminuye gradualmente conforme aumenta la distancia desde el punto de tesado, debido a la fricción entre los tendones y el material circundante. Estas pérdidas se deben a los llamados efectos de longitud y curvatura.

El efecto de longitud es la fricción que se tendría si el tendón fuese recto en vez de curvo. En realidad es imposible que haya un ducto totalmente recto en la construcción postensada; en consecuencia se da una fricción llamada efecto de longitud y también efecto por balanceo. La magnitud de esta fricción depende del esfuerzo del tendón, de su longitud, de la mano de obra para el miembro específico en cuestión y del coeficiente de fricción entre los materiales.

El efecto curvatura es la cantidad de fricción que ocurre además del efecto por balanceo que no ha sido planificado. La pérdida resultante es debida al efecto de fricción entre los materiales causado por la presión de los tendones sobre el concreto, la cual depende del esfuerzo y del cambio del ángulo en los tendones curvos.

El código ACI requiere que las pérdidas por fricción en miembros postensados se calculen con coeficientes de longitud y curvatura obtenidos experimentalmente y verificados durante la operación de preesforzado.

Para el cálculo de la pérdida por fricción se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$P_{px} = P_{pj} * e^{-(k * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})}$$

Cuando: $(k * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})$ no es mayor que 0.30, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} * (1 + k * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})^{-1}$$

Donde:

P_{pj} = Fuerza de preesforzado en el extremo del gato (N)

k = Coeficiente de fricción por desviación accidental (por metro de tendón de preesforzado)

l_{px} = Distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de preesfuerzo al punto bajo consideración (m)

μ_p = Coeficiente de fricción por curvatura en postensado

α_{px} = Cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo consideración (radianes)

e = Base de los logaritmos neperianos

Tabla 19. Coeficientes de fricción para tendones postensados

		Coefficiente por desviación accidental, k	Coefficiente de curvatura, μ_p
Tendones inyectados en revestimiento metálico	Tendones de alambre	0.0010 – 0.0015	0.15 – 0.25
	Barras de alta resistencia	0.0001 – 0.0006	0.08 – 0.30
	Torones de 7 alambres	0.0005 – 0.0020	0.15 – 0.25
Tendones no adheridos	Recubrimiento con mástico	Tendones de alambre	0.0010 – 0.0020
		Torones de 7 alambres	0.0010 – 0.0020
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0003 – 0.0020
		Torones de 7 alambres	0.0003 – 0.0020

Fuente: Apuntes de la asignatura de Hormigón Pretensado

5.2.4.1.2 Pérdida por penetración de cuñas o acuñaamiento

En postensado, después del anclaje de un cable, se produce en muchos casos un hundimiento o pérdida de alargamiento y la correspondiente disminución de tensión.

Las cuñas o anclajes, ya fijados en su sitio por acción del gato hidráulico se acomodan definitivamente por la tensión del cable.

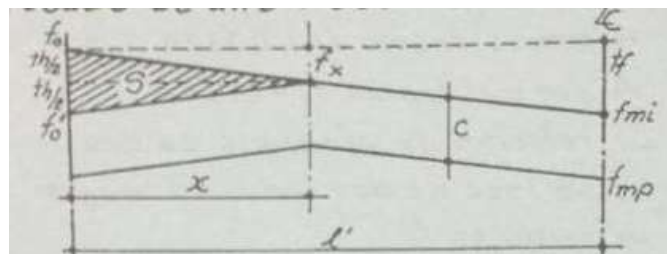
Por otra parte, estas pérdidas originan esfuerzos locales más moderados y disminución de la tensión máxima del acero.

Estos hundimientos en los anclajes con del orden de 6 a 8 mm, para torones. Siendo variable la distancia “x” hasta donde llega el efecto del hundimiento, las pérdidas “th” se calculan para tres casos:

a) Primer caso: $x < l'$

l' = es la distancia de un extremo al eje de simetría de una viga.

Figura N° 49. Pérdida por acñamiento – Caso 1



Fuente: Hormigón Pretensado, Alfonso Zubieta, Pág. 80

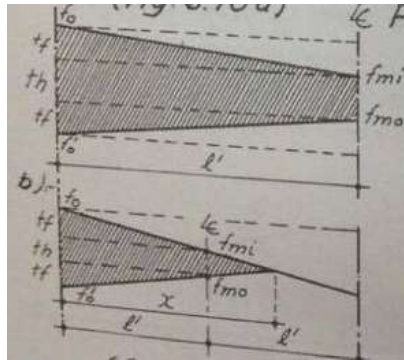
Tesado de uno o dos lados.-

$$x = \sqrt{\frac{\Delta L * E_a * l'}{\Delta_f}}$$

$$\Delta_{dest} = \frac{2 * \Delta L * E_a}{x}$$

b) Segundo caso: $x > l'$

Figura N° 50. Pérdida por acñamiento – Caso 2



Fuente: Hormigón Pretensado, Alfonso Zubieta, Pág. 80

Tesado de dos lados.-

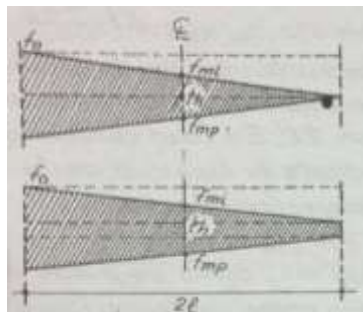
$$\Delta_{desl} = \frac{\Delta L * E_a}{l'} - \Delta_f$$

Tesado de un lado.-

$$\Delta_{desl} = \frac{2 * \Delta L * E_a}{x} - 2 * \Delta_f$$

c) Tercer caso: $x > 2 * l'$

Figura N° 51. Pérdida por acñamiento – Caso 3



Fuente: Hormigón Pretensado, Alfonso Zubieta, Pág. 81

Tesado de dos lados.-

Igual que el segundo lado.

Tesado de un lado.-

$$\Delta_{desl} = \frac{\Delta L * E_a}{2 * l'}$$

En general, podemos decir que:

- Los cables largos se tesan de dos lados y no existe pérdida por acuñaamiento a medio cable.
- Los cables cortos se estiran de un lado y existe un valor de pérdida por acuñaamiento a medio cable.

5.2.4.1.3 Acortamiento elástico del hormigón (ES)

Cuando se tesan los tendones de un miembro pretensado, la fuerza de preesfuerzo se transfiere al concreto por lo que éste queda trabajando a compresión y se acorta lo que permite alguna relajación o acortamiento de los tendones. Un valor promedio de la pérdida de preesfuerzo en los miembros postensados debido al acortamiento elástico, es aproximadamente 5% del valor inicial del preesfuerzo.

Para elementos con cables no adherentes, como se presentará en este trabajo se procede al cálculo de ésta pérdida con el uso de la siguiente fórmula:

$$ES = k_{es} * E_s * \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

Donde:

ES = Pérdida de tensión debida al acortamiento elástico del hormigón

k_{es} = Factor igual a 0.5 para elementos postensados en los cuales los cables se tesan en orden secuencial hasta una misma tensión. Para otros procedimientos de postensado de k_{es} puede variar entre 0 y 0.5

E_s = Módulo de elasticidad del acero pretensado

f_{cpa} = Tensión de compresión media en el hormigón, a lo largo de la longitud del elemento en coincidencia con el baricentro del acero pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón.

$$f_{cpa} = \left[-\frac{P_o}{A} - \frac{(P_o * e) * e}{I} \right]$$

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicar el pretensado

5.2.4.2 Pérdidas diferidas

5.2.4.2.1 Fluencia lenta del hormigón (CR)

La cantidad de flujo plástico en el concreto depende de varios factores, y puede variar entre 1 a 5 veces el acortamiento elástico instantáneo. La pérdida promedio en elementos postensados es de aproximadamente el 5%.

Las pérdidas en los esfuerzos de los cables debido a la deformación unitaria por flujo plástico pueden determinarse con la siguiente ecuación (para elementos con tendones no adherentes):

$$CR = k_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * f_{cpa}$$

Donde:

CR = Pérdida de tensión debida a la fluencia lenta del hormigón

k_{cr} = Factor igual a 1.6 para elementos postensados

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días

f_{cpa} = Tensión de compresión media en el hormigón, a lo largo de la longitud del elemento en coincidencia con el baricentro del acero pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón.

$$f_{cpa} = \left[-\frac{P_o}{A} - \frac{(P_o * e) * e}{I} \right]$$

5.2.4.2.2 Contracción del hormigón (SH)

Las pérdidas de preesfuerzo debido a la contracción son muy variables, la contracción que ocurre en el concreto varía entre casi 0 y 0.0005 plg/plg (dependiendo de la humedad y de la edad del concreto al ser cargado), con un valor promedio de aproximadamente 0.0003 plg/plg que se usa comúnmente.

Para determinar la pérdida por contracción del hormigón se utiliza la siguiente ecuación:

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * k_{sh} * E_s * \left(1 - 0.06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

Donde:

SH = Pérdida de tensión debida a la contracción del hormigón

k_{sh} = Factor para elementos postensados que se deben tomar de la siguiente tabla

Tabla 20. Valores de k_{sh} para elementos postensados

Tiempo, días	1	3	5	7	10	20	30	60
k_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Fuente: Apuntes de la asignatura de Hormigón Pretensado

El tiempo q se considera es aquel entre el final del curado húmedo a la aplicación del pretensado

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado

V/S = Relación volumen-superficie, generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de hormigón dividida por su perímetro

RH = Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigón

5.2.4.2.3 Relajación de los cables (RE)

El flujo plástico o relajación de los tendones de acero es muy pequeño cuando los esfuerzos son bajos, pero el porcentaje de relajación aumente cuando los esfuerzos son mayores. En

general, las pérdidas estimadas varían entre 2 y 3% de los esfuerzos iniciales. La magnitud de estas pérdidas en realidad varía bastante para diferentes aceros y debe determinarse en función de los datos proporcionados por el fabricante del metal.

La pérdida por relajación de los cables puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$RE = [k_{re} - J * (SH + CR + ES)] * C$$

Donde:

RE = Pérdida de tensión debida a la relajación del acero de pretensado

k_{re} = Factor obtenido de la siguiente tabla:

J = Factor obtenido de la siguiente tabla:

Tabla 21. Valores de k_{re} y J

Tipo de cable	k_{re} (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20000	0.15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18500	0.14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17600	0.13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0.040
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0.037
Alambre de baja relajación Grado 240 o 2350	4400	0.035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o 160	6000	0.05

Fuente: Apuntes de la asignatura de Hormigón Pretensado

SH = Pérdida de tensión debida a la contracción del hormigón

CR = Pérdida de tensión debida a la fluencia lenta del hormigón

ES = Pérdida de tensión debida al acortamiento elástico del hormigón

C = Factor obtenido de la siguiente tabla

Tabla 22. Valores de C

f_{pi}/f_{pu}	Cordón o alambre aliviado de tensiones	Barra alivianada de tensiones, o cordón o cable de baja relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70

0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

Fuente: Apuntes de la asignatura de Hormigón Pretensado

5.2.5 Diseño de elementos preesforzados

El diseño de elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y en el comportamiento en condiciones de servicio durante todas las etapas de carga que serán críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que el preesforzado se aplique por primera vez.

Los tres estados principales son:

1. Estado de gateo o de transferencia del preesforzado: Es cuando la fuerza de tracción del acero de preesforzado se transfiere al concreto y los niveles de esfuerzo pueden ser altos con respecto a la resistencia del concreto.
2. Estado de cargas de servicio: Después de que hayan ocurrido los cambios volumétricos a largo plazo.
3. Estado de carga mayorada: Cuando se verifica la resistencia del elemento.

5.2.6 Hipótesis de cálculo

5.2.6.1 Fases de cálculo de elementos pretensados:

5.2.6.1.1 Diseño inicial de la pieza pretensada:

En esta fase se determinan:

- Características geométricas y resistentes de la sección.
- Fuerza de pretensado necesaria y trazado de las armaduras activas.
- En los cálculos se emplean acciones no mayoradas y el valor de la sección bruta de hormigón.
- Acción de pretensado con coeficiente de seguridad $\gamma_P=1$.

5.2.6.1.2 Diseño a flexión

Debido a que cuando el elemento está sometido a cargas muy superiores a las de servicio (cargas mayoradas), la sección en estado límite de resistencia se encuentra fisurada. Por esta razón, luego de aparecidas las grietas de tracción se puede estimar la resistencia de una viga de concreto preesforzado, utilizando los mismos métodos e hipótesis que utilizan para calcular elementos no preesforzados (concreto reforzado) con algunas modificaciones a tener en cuenta:

- Los diagramas esfuerzo-deformación unitaria de los aceros para preesforzado son diferentes a los de los aceros de refuerzo. En los aceros de pretensado, los diagramas $\sigma - \epsilon$ no muestran una plataforma de fluencia clara, la fluencia se desarrolla más gradualmente y la curva tensión - deformación continua subiendo en el campo anelástico. Por lo tanto, el acero de pretensado no tiene límite de fluencia bien definido como el acero dulce, es decir, a medida que una sección transversal pretensada llega a su resistencia a flexión (definida por una máxima deformación específica de compresión en el hormigón igual a 0.003), la tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal, f_{ps} , variará dependiendo de la magnitud del pretensado.
- El hormigón armado, bajo carga nula el alargamiento de la armadura es normalmente nulo. En cambio en el hormigón preesforzado, el acero de preesforzado ya se encuentra deformado antes de cargar la viga y por ende a esfuerzos que se denominan esfuerzos efectivos (luego de haber experimentado las pérdidas).
- La separación entre la resistencia a la tracción f_{pu} y el límite de fluencia f_{py} es mucho menor en los aceros de pretensado que en los de refuerzo, y el alargamiento total para rotura es mucho menor; del orden de 3.5% para torones de siete hilos.

El valor de la tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal (f_{ps}), se puede obtener a partir de las ecuaciones de equilibrio, relaciones tensión – deformación y compatibilidad de las deformaciones.

Para los elementos con tendones no adheridos y con una relación luz – altura de 35 o menos. Se debe asumir f_{ps} como el menor valor de:

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$$

$$f_{ps} = f_{py}$$

$$f_{ps} = f_{se} + 420$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión, MPa.

f_{se} = Esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado), Mpa.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, MPa.

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesforzado, mm.

ρ_p = Cuantía del refuerzo A_{ps} evaluada sobre el área $b \cdot d_p$

5.2.6.1.3 Diseño a corte

Las piezas sometidas a esfuerzos de corte deben verificar la condición resistente dada por:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Resistencia requerida calculada para cargas mayoradas

V_n = Resistencia nominal de la sección

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia (0.75)

“ V_u ” es el esfuerzo de corte solicitante calculado para las cargas mayoradas, se determina a una distancia igual que “ $h/2$ ” del filo del apoyo.

Los principios en los cuales se basa el diseño al corte son los siguientes:

- El esfuerzo de corte resistido por el hormigón y el esfuerzo de corte resistido por los estribos son aditivos.
- El esfuerzo de corte resistido por el hormigón después de la formación de fisuras de corte es como mínimo igual al corte existente en el hormigón en la ubicación de la fisura de corte en el momento en que se forma la fisura de corte.

Pero cómo se calcula el esfuerzo de corte resistido por el hormigón en el momento en que se forma una fisura de corte. Existen dos posibilidades.

1. Fisuración por corte en el alma. Se origina una fisura de corte diagonal en el alma, próxima al eje neutro, provocada por la tensión principal de tracción en el alma.
2. Fisuración de corte por flexión. Una fisura comienza como una fisura por flexión en la cara traccionada de un elemento solicitado a flexión. Luego esta fisura se extiende hacia el alma, y se desarrolla en una fisura de corte diagonal. Esto puede ocurrir para una tensión principal de tracción mucho menor que la que provoca una fisura de corte en el alma, ya que en la punta de la fisura hay concentración de las tensiones de tracción.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (V_c), se supone igual al menor de los valores entre el cortante de fisuración por corte en el alma (V_{cw}) y el cortante de fisuración de corte por flexión (V_{ci}).

❖ Cortante de agrietamiento por cortante y flexión

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

Donde:

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm.
(d_p no debe tomarse menor que $0.80h$)

V_d = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (cortante total producido por el peso propio de la viga, sin coeficiente de carga), N.

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con M_{max} , N.

M_{max} = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, N.mm.

M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente, N.mm.

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 .

y_t = Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, mm.

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva del preesforzado (después de que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente, MPa.

f_d = Esfuerzo debido a la carga muerta (peso propio) no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas, MPa.

❖ Cortante de agrietamiento por cortante en el alma

$$V_{cw} = 0.3(\sqrt{f'_c} + f_{pe}) * b_w * d_p + V_p$$

$$V_p = P_e * \sin \phi$$

Donde:

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm.
Nuevamente d_p no debe tomarse menor que $0.80h$.

f_{cp} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa.

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado, (contracortante) N.

5.3 Diseño estructural

5.3.1 Cargas a considerar

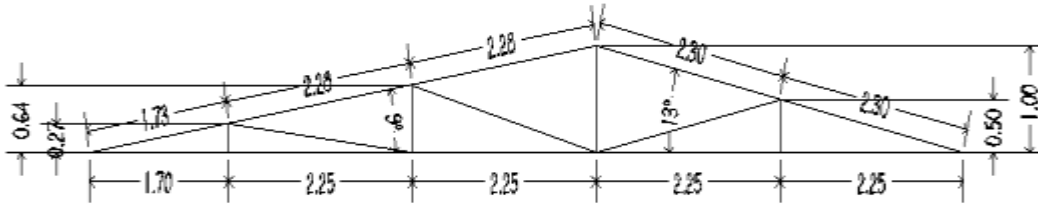
Se consideran las mismas cargas que las usadas para el diseño con losa aligerada.

5.3.2 Cubierta

La cubierta presenta el mismo tipo de cerchas, separación, materiales, combinaciones de carga, entre otras características que la cubierta del diseño con losa aligerada. Se realiza el siguiente cálculo debido a que los apoyos cambian, teniendo anteriormente tres apoyos y ahora cuenta con dos.

Al igual que no se presentará el cálculo de correas porque son las mismas que las del modelo con losa aligerada.

Diseño de la cubierta metálica



Luz:	L =	10,7	m		
Peralte:	h =	1	m		
Pendiente 1:	m1 =	16,12	%		
	$\alpha_1 =$	9,16	°	=	0,1599 rad
Pendiente 2:	m2 =	22,22	%		
	$\alpha_2 =$	12,53	°	=	0,2187 rad
Separación entre cerchas:	e =	2	m		

Para el diseño de la cercha utilizaremos el valor de la menor pendiente por ser la más crítica.

Barra	Longitud (m)	Carga muerta (kg)	Mantenimiento (kg)	Granizo (kg)	Viento (kg)
Cordón superior					
6	2,3049	-1251,27	-2370,86	-2667,21	681,02
7	2,3049	-813,34	-1541,1	-1733,74	502,65
8	2,2791	-804,24	-1523,85	-1714,33	493,87
9	2,2791	-874,12	-1656,31	-1863,35	572,63
10	1,722	451,22	854,69	961,52	-357,96
Cordón inferior					
1	1,7	-445,48	-843,8	-949,27	362,58
2	2,25	-445,48	-843,8	-949,27	332,19
3	2,25	862,96	1635,16	1839,56	-565,6
4	2,25	1221,47	2314,4	2603,7	-655,75
5	2,25	1221,47	2314,4	2603,7	-655,75
Montantes					
11	0,2742	-418,56	-1017,69	-1144,9	387,31
13	0,6371	-24,34	-301,88	-339,62	109,33
15	1	249,53	217,02	244,15	-71,61
17	0,5	135	0	0	0
Diagonales					
12	2,2666	1318,1	2497,27	2809,43	-904,42
14	2,3385	-71,7	-135,9	-152,89	106,07
16	2,3049	-437,93	-829,76	-933,48	196,91

Reacciones	Carga muerta (kg)	Granizo (kg)
R1	537,06	1144,9
R2	366,44	781,1

Dimensionamiento

Con los valores encontrados determinamos los mayores esfuerzos con que trabajará cada barra, para así determinar el diseño con los esfuerzos más críticos.

A continuación se observará los esfuerzos máximos en las barras para realizar el diseño:

Barra	Carga muerta (kg)	Granizo (kg)
Máxima compresión		
Cordón superior	-1251,27	-2667,21
Cordón inferior	-445,48	-949,27
Montantes	-418,56	-1144,9
Diagonales	-437,93	-933,48
Máxima tracción		
Cordón superior	451,22	961,52
Cordón inferior	1221,47	2603,7
Montantes	249,53	244,15
Diagonales	1318,1	2809,43

Para los datos máximos obtenidos en el cálculo de esfuerzos, realizamos la mayoración de los esfuerzos a través de los coeficientes de carga y resistencia estipulados en la Norma para diseño LRFD.

Haciendo un análisis de las combinaciones de carga, la ecuación más desfavorable para el diseño de la cercha es la siguiente:

$$U = 1.2D + 1.6S$$

Diseño de miembros cargados axialmente a compresión

a) Cordón superior

Máxima compresión

Material A 36

$$\begin{aligned}
 F_y &= 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_r &= 58 \text{ klb/plg}^2 = 4080 \text{ kg/cm}^2 \\
 E &= 29000 \text{ klb/plg}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\
 L &= 2,3049 \text{ m} \\
 N_u &= 5769,06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Asumimos que $\lambda = 1.5$ por lo tanto se puede utilizar la fórmula para fcr larga o corta

$$\lambda = 1,5 \quad \text{Larga}$$

Esfuerzo crítico o pandeo

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

$$F_{cr} = 986,14 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo real de compresión

$$F_u = 0.85 * F_{cr}$$

$$F_u = 838,22 \text{ kg/cm}^2$$

Área requerida

$$\frac{N_u}{A} \leq F_u \quad \rightarrow \quad A = \frac{N_u}{F_u}$$

$$A = 6,88 \text{ cm}^2$$

Del catálogo Cintac sacamos los siguientes datos:

Perfil costanera C100x50x15x4 mm

$$A = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 122,5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 24,86 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 3,88 \text{ cm}$$

$$r_y = 1,75 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez

$$k = 1 \quad \text{Coeficiente de pandeo (articulado-articulado)}$$

$$\lambda_c = \frac{k * L}{\pi * r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$l_x = 0,66$$

$$l_y = 1,46$$

Escogemos la mayor esbeltez

$$\lambda_c = 1,46 \quad \textbf{Intermedia}$$

Comprobación de la sección

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

$$F_{cr} = 1042,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 0.85 * F_{cr}$$

$$F_u = 886,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N_u}{A} \leq F_u$$

$$707,86 \leq 886,40 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\frac{k * L}{r} \leq 200$$

$$131,71 \leq 200 \quad \text{CUMPLE}$$

Máxima tracción

Material A 36

$$F_y = 36 \text{ klb/plg}^2 = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r = 58 \text{ klb/plg}^2 = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ klb/plg}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 1,722 \text{ m}$$

$$N_u = 2079,90 \text{ kg}$$

Área requerida

$$F_u = \frac{N_u}{A} \leq \phi_1 * F_y$$

Usamos solamente esta fórmula debido a que las uniones será soldadas, por lo tanto no se requiere el cálculo del área crítica

$$F_u = \phi_1 * F_y$$

$$\phi_1 = 0,9$$

$$F_u = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{N_u}{F_u}$$

$$A = 0,91 \text{ cm}^2$$

Del catálogo Cintac sacamos los siguientes datos:

Perfil costanera C100x50x15x4 mm

A =	8,15	cm ²
I _x =	122,5	cm ⁴
I _y =	24,86	cm ⁴
r _x =	3,88	cm
r _y =	1,75	cm

Comprobación de la sección

$$F_u = \frac{N_u}{A} \leq \phi_1 * F_y$$

$$255,20 \leq 2277 \quad \text{CUMPLE}$$

Usar el menor radio de giro debido a que resulta más crítico

r =	1,75	cm
k =	1	Coficiente de pandeo (articulado-articulado)

$$\frac{k * L}{r} \leq 300$$

$$98,40 \leq 300 \quad \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto:

USAR PERFIL COSTANERA C100x50x15x4 MM

5.3.3 Losa postensada

Se trata de una losa con nervios de hormigón postensado en una dirección de 12.5 cm de ancho, 40 cm de alto y 10.7 m de longitud, capaces de cubrir luces de 9 m sin la interposición de columnas o vigas y 1.7 m en voladizo.

La distancia entre nervios es de 62.50 cm y los casetones de 50 cm de ancho y 40 cm de alto. Para una mayor seguridad se implementará sobre la losa una capa de compresión con armadura mínima por retracción y temperatura de Ø6mm c/25cm en ambas direcciones.

NORMATIVA:	ACI-05
SISTEMA:	PROTENDE

MATERIALES

*** Material de la sección**

Hormigón.-

Clasificación de hormigones

CLASES DE HORMIGÓN	
CLASE DE HORMIGÓN SIMPLE	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA CILÍNDRICA DE COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS
PP Mayor o igual	40 MPa (400 kg/cm ²)
P1 Mayor o igual	35 MPa (350 kg/cm ²)
P Mayor o igual	30 MPa (300 kg/cm ²)
A1 Mayor o igual	26 MPa (260 kg/cm ²)
A Mayor o igual	21 MPa (210 kg/cm ²)
B Mayor o igual	18 MPa (180 kg/cm ²)
C Mayor o igual	16 MPa (160 kg/cm ²)
D Mayor o igual	13 MPa (130 kg/cm ²)
E Mayor o igual	11 MPa (110 kg/cm ²)

Se utilizó hormigón P1 debido a que normalmente es el que se usa para Hormigones Pretensados cuando se requieren altas resistencias.

*** Material para el pretensado**

Acero para pretensado - Marca PROTENDE



ARMADURAS DE PROTENSÃO

CORDOALHAS

CARACTERÍSTICAS

Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 H a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70% da Carga de Ruptura	80% da Carga de Ruptura
	mm	mm ²	g/m	kn	kn	%	%
CP 175 RB	12.7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP 190 RB		98,7	775	187,3	168,6		
CP 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5

• Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kn/mm²
 • Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga a 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

*** FUENTE:** CATALOGO PROTENDE, SECCIÓN ARMADURAS DE POSTENSAO, PAG.4

Tipo de torón	0.5" ó 12.7mm		
Tipo de torón	0,50 plg	=	1,27 cm
Area de torón	0,987	cm ²	

Tamaño de vainas

CABOS

Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Int. Bainha		Consumo de Nata para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
	mm		Volume l / m		Volume kg / m		mm²		mm²	
Un.	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	Ø 12,7 mm	Ø 15,2 mm	Ø 12,7 mm	Ø 15,2 mm
2	30	35	0,6	0,9	1,1	1,6	197,4	280,0	1,550	2,204
4	40	45	1,0	1,2	1,8	2,2	394,8	560,0	3,100	4,408
6	50	60	1,6	2,3	2,9	4,1	592,2	840,0	4,650	6,612
8	55	65	1,7	2,4	3,1	4,3	789,6	1120,0	6,200	8,816
9	60	70	2,1	3,0	3,8	5,4	888,6	1260,0	6,975	9,918
10	65	75	2,6	3,3	4,7	5,9	987,0	1400,0	7,750	11,020
12	65	80	2,3	3,6	4,2	6,5	1184,4	1680,0	9,300	13,224
15	70	85	2,6	3,9	4,7	7,0	1480,5	2100,0	11,625	16,530
16	75	90	3,0	4,4	5,4	7,9	1579,2	2240,0	12,400	17,632
18	75	90	2,9	4,2	5,2	7,6	1776,6	2520,0	13,950	19,836
20	80	95	3,3	4,6	6,0	8,3	1974,0	2800,0	15,500	22,040
24	85	100	3,6	4,9	6,5	8,8	2368,8	3360,0	18,600	26,448
25	85	100	3,5	4,8	6,3	8,7	2467,5	3500,0	19,375	27,550
27	90	110	3,9	6,1	7,0	11,0	2664,9	3780,0	20,925	29,754
30	100	120	5,2	7,5	9,4	13,5	2961,0	4200,0	23,250	33,060
37	110	130	6,2	8,5	11,2	15,3	3651,9	5180,0	28,675	40,774

• Para enfição posterior do cabo, adotar para diâmetro da bainha, o diâmetro subsequente.

• As dimensões acima são apenas indicativas, em alguns casos devem ser de acordo com os padrões PROTENDE e conforme as condições de execução.

* FUENTE: CATALOGO PROTENDE, SECCIÓN ARMADURAS DE POSTENSAO, PAG.4

Diámetro de vaina = 3 cm

DATOS

Lc=	1070	cm	A=	500	cm ²
fc=	350	kg/cm ²	yg=	20	cm
fpu=	19000	kg/cm ²	c1=	20	cm
fy=	4200	kg/cm ²	c2=	20	cm
γH°=	0,0024	kg/cm ³	Ix=	66667	cm ⁴
η=	0,8	-	Tipo de torón 0.5" ó 12.7mm		
			At =	0,987	cm ²

CALCULO DE ESFUERZOS

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 1,6 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 29,93$$

$$f_{ci} = 0,60 \cdot f_{ci} = -210,00$$

$$f_{ts} = 2 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 37,42$$

$$f_{cs} = 0,45 \cdot f_c = -157,50$$

Resistencia característica del H° en el día que se tesa, a los 10 días alcanza el total de la resistencia debido al uso del aditivo viscoconcreto

NERVIOS 125X40CM ENTRE EJES A - E (1-4) EN PRIMER NIVEL

CALCULO DE LA EXCENRICIDAD

Nervio (2-4)

Vano

$$e = 15,00 \text{ cm}$$

Momento por peso propio

$$M_o = 118084 \text{ kgf*cm}$$

Momento total

$$M_t = M_o + M_d + M_l \text{ kgf*cm}$$

$$M_t = 320877 \text{ kgf*cm}$$

CALCULO DE FUERZA DE PRETENSADO

* t=0

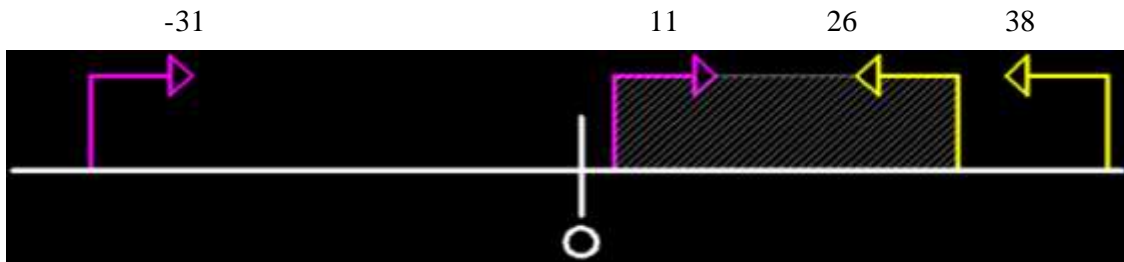
$$P_o \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o \cdot c_{1o}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot c_{1o}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \longrightarrow P_o \leq \begin{matrix} 26143 & \text{kg} \\ 26 & \text{Ton} \end{matrix}$$

$$P_o \leq \frac{-f_{ci} + \frac{M_o \cdot c_{2o}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot c_{2o}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \longrightarrow P_o \leq \begin{matrix} 37758 & \text{kg} \\ 38 & \text{Ton} \end{matrix}$$

* $t=\infty$

$$P_o \geq \frac{f_{cs} + \frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty}}{n_b \cdot \left(\frac{e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)} \longrightarrow \begin{array}{l} P_o \geq -30618 \text{ kg} \\ P_o \geq -31 \text{ Ton} \end{array}$$

$$P_o \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_\infty}}{n_b \cdot \left(\frac{e_\infty \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right)} \longrightarrow \begin{array}{l} P_o \geq 11317 \text{ kg} \\ P_o \geq 11 \text{ Ton} \end{array}$$



CALCULO DE LA EXCENRICIDAD

Nervio (1-2)

Apoyo

$$e = 10,00 \text{ cm}$$

Momento por peso propio

$$M_o = -107855 \text{ kgf*cm}$$

Momento total

$$M_t = M_o + M_d + M_l \text{ kgf*cm}$$

$$M_t = -256696 \text{ kgf*cm}$$

CALCULO DE FUERZA DE PRETENSADO

* $t=0$

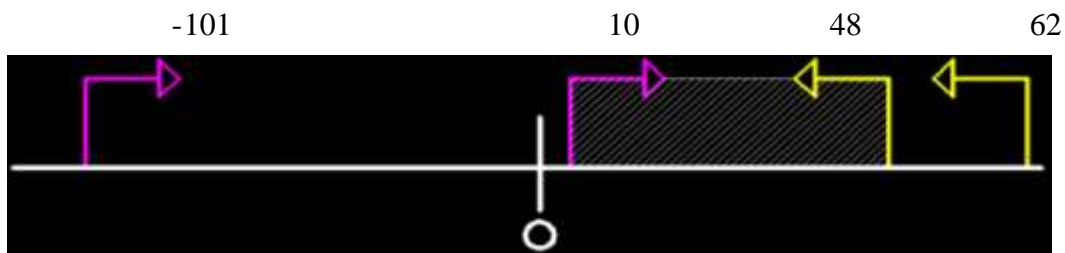
$$P_o \leq \frac{f_{ti} - \frac{M_o \cdot c_{2o}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot c_{2o}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \longrightarrow \begin{array}{l} P_o \leq 62290 \text{ kg} \\ P_o \leq 62 \text{ Ton} \end{array}$$

$$P_o \leq \frac{-f_{ci} - \frac{M_o \cdot c_{1o}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot c_{1o}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \longrightarrow \begin{matrix} P_o \leq & 48471 & \text{kg} \\ P_o \leq & 48 & \text{Ton} \end{matrix}$$

* $t = \infty$

$$P_o \geq \frac{f_{cs} - \frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_\infty}}{n_b \cdot \left(\frac{e_\infty \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)} \longrightarrow \begin{matrix} P_o \geq & -100614 & \text{kg} \\ P_o \geq & -101 & \text{Ton} \end{matrix}$$

$$P_o \geq \frac{-f_{ts} - \frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty}}{n_b \cdot \left(\frac{e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right)} \longrightarrow \begin{matrix} P_o \geq & 9898 & \text{kg} \\ P_o \geq & 10 & \text{Ton} \end{matrix}$$



CALCULO DE LA CANTIDAD DE TORONES

$$f_{ps} \leq 0.75 \cdot f_{pu} = 14250 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{At } 0.5" \text{ ó } 12.7\text{mm} = 0,987 \quad \text{cm}^2$$

$$P_o = 14064,75 \quad \text{kg}$$

Número de torones	1,99	≅	2
Valor del pretensado	28	Ton	28130 kg

COMPROBACION DE ESFUERZOS

Nervios entre Ejes A y C (1-4)

En Primer Nivel

* $t=0$

Extremo

$$M = 164195 \quad \text{kg*cm}$$

$$P = -13181 \quad \text{kg}$$

$$A = 500 \quad \text{cm}^2$$

$$w = 3333,33 \quad \text{cm}^3$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,6 \cdot fci$$

$$-75,621 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \geq \quad -210,00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 1,6\sqrt{fci}$$

$$22,897 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \leq \quad 29,93 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Centro

$$M = -175201 \quad \text{kg*cm}$$

$$P = -13991 \quad \text{kg}$$

$$A = 500 \quad \text{cm}^2$$

$$w = 3333,33 \quad \text{cm}^3$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 1,6\sqrt{fci}$$

$$24,578 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \leq \quad 29,93 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,6 \cdot fci$$

$$-80,542 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \geq \quad -210,00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Voladizo

$$\begin{aligned}
 M &= 81382 && \text{kg*cm} \\
 P &= -12474 && \text{kg} \\
 A &= 500 && \text{cm}^2 \\
 w &= 3333,33 && \text{cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,6 \cdot f_{ci}$$

$$-49,363 \text{ kg/cm}^2 \geq -210,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 1,6\sqrt{f_{ci}}$$

$$-0,533 \text{ kg/cm}^2 \leq 29,93 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

* t=∞

Extremo

$$\begin{aligned}
 M &= -33318 && \text{kg*cm} \\
 P &= -11664 && \text{kg} \\
 A &= 500 && \text{cm}^2 \\
 w &= 3333,33 && \text{cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 2\sqrt{f'c}$$

$$-13,333 \text{ kg/cm}^2 \leq 37,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,45 \cdot f'c$$

$$-33,323 \text{ kg/cm}^2 \geq -157,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Centro

$$\begin{aligned}
 M &= 148138 && \text{kg*cm} \\
 P &= -11986 && \text{kg} \\
 A &= 500 && \text{cm}^2 \\
 w &= 3333,33 && \text{cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0.45 \cdot f'c$$

$$-68,413 \text{ kg/cm}^2 \geq -157,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 2\sqrt{f'c}$$

$$20,469 \text{ kg/cm}^2 \leq 37,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Voladizo

$$M = -49297 \text{ kg*cm}$$

$$P = -12297 \text{ kg}$$

$$A = 500 \text{ cm}^2$$

$$w = 3333,33 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 2\sqrt{f'c}$$

$$-9,805 \text{ kg/cm}^2 \leq 37,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

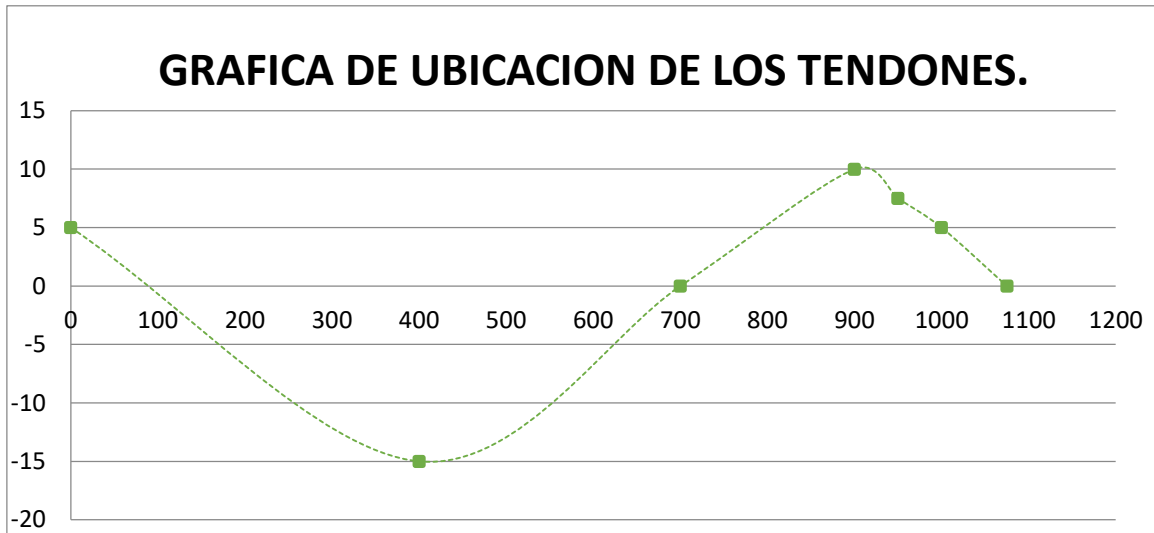
$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0.45 \cdot f'c$$

$$-39,383 \text{ kg/cm}^2 \geq -157,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

DETERMINACION DE TRAYECTORIAS

Coordenadas de los tendones

x (cm)	ex (cm)
0	5
400	-15
700	0
900	10
950	7,5
1000	5
1075	0



PERDIDAS INSTANTANEAS

* *Pérdida por fricción*

$$P_{px} = P_{pj} \cdot e^{-(k \cdot l_{px} + \mu \cdot \alpha_{px})}$$

Fórmula 1

$$P_{px} = P_{pj} (1 + k \cdot l_{px} + \mu \cdot \alpha_{px})^{-1}$$

Fórmula 2

*FUENTE: REGLAMENTO ACI-318-05 (español), CAPITULO 18, SECCION 18.6 -
 PERDIDAS DE PRESFUERZO (18.6.2 - Pérdidas por fricción en los tendones de postensado),
 PAG. 318S/318SR- 285

TABLA R18.6.2 — COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES POSTENSADOS PARA UTILIZARSE EN LAS ECUACIONES (18-1) Ó (18-2)

			Coefficiente por desviación accidental, K	Coefficiente de curvatura μ_p
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0010 - 0.0015	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15

***FUENTE:** REGLAMENTO ACI-318-05 (español), CAPITULO 18, SECCION 18.6 - PERDIDAS DE PRESFUERZO (18.6.2 - Pérdidas por fricción en los tendones de postensado), PAG. 318S/318SR- 285

Fuerza de presforzado en el extremo del gato	Pj=	28130	kgf
Cálculo del cambio angular total de la trayectoria de los tendones	$\alpha =$	0,1250	rad
Coef. de fricción por desviación accidental (ACI)	k =	0,001	
Coef. de fricción por curvatura (ACI)	$\mu_p =$	0,1	
Longitud hasta el punto x	lx =	438,23	cm

$$k \cdot l_x + \mu \cdot \alpha \leq 0.30 \quad \text{Usar}$$

$$0,0169 \leq 0.30 \quad \text{Fórmula 2}$$

	$P_{px} = P_{pj} \cdot (1 + k \cdot l_x + \mu \cdot \alpha)^{-1}$
x (cm)	437,5
Ppx	27662

$$\Delta_{fp} = P_{pj} - P_{px}$$

$$\Delta_{fp} = 467,01 \quad \text{kgf}$$

$$\Delta_{fp} = 237 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\% \Delta_{fp} = \frac{P_{px}}{P_{pj}} \cdot 100\%$$

$$\% \Delta_{fp} = 1,66 \quad \%$$

*** Pérdida por acunamiento**

	$\Delta L =$	0,6	cm
Módulo de elasticidad del acero pretensado:	Es=	1950000	kgf/cm ²
Longitud hasta el punto en consideración:	l'=	437,5	cm

$$x = \sqrt{\frac{\Delta_L \cdot E_s \cdot l'}{\Delta_f}}$$

***FUENTE:** ALFONSO ZUBIETA- PERDIDAS DE PRESFUERZO

$$x = 1470,94 \quad \text{cm}$$

Caso 2: $x > l'$

$$\Delta f_{dest} = \frac{2 * E_s * \Delta_L}{x} - 2 * \Delta_{fp}$$

$$\Delta f_{dest} = 1118 \quad \text{kgf/cm}^2$$

Esfuerzo en el punto en consideración luego de sufrir la pérdida por fricción y acortamiento

$$f_{pi} = 12896 \quad \text{kg/cm}^2$$

***Pérdida por acortamiento elástico: ES (Elastic Shortening of Concrete)**

$$ES = k_{ES} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

Determinación de Kes

$$K_{es} = 0,5 \quad \text{Elementos Postensados}$$

Determinación de Es y Ec

$$\text{Módulo de elasticidad del acero pretensado: } E_s = 1950000 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{Módulo de elasticidad del hormigón: } E_{ci} = 15100 * \sqrt{f_{ci}} = 282495 \quad \text{kgf/cm}^2$$

***FUENTE: REGLAMENTO ACI-318-05 (español), APENDICE F**

Determinación de fcpa

$$P_{pi} = 25456 \quad \text{kg}$$

$$M_o = 114854 \quad \text{kg*cm}$$

$$A = 500 \quad \text{cm}^2$$

$$w = 3333,33 \quad \text{cm}^3$$

$$e = 14,53 \quad \text{cm}$$

$$f_{sup} = \left[-\frac{P_{pi}}{A} + \frac{P_{pi} * e}{w} - \frac{M_o}{w} \right]$$

$$f_{sup} = 25,60 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{inf} = \left[-\frac{P_{pi}}{A} - \frac{P_{pi} * e}{w} + \frac{M_o}{w} \right]$$

$$f_{inf} = -127,42 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cpa} = 106,50 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$ES = k_{ES} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

ES=	368	kgf/cm ²
-----	-----	---------------------

%ES =	2,58	%
-------	------	---

Verificación del esfuerzo en el anclaje después de la pérdida por acuanamiento

0,70 Fpu =	13300	kgf/cm ²
X =	0,00	cm
Pj =	14250,00	kgf/cm ²
Δfdesl =	1590,823	kgf/cm ²

$$\Delta f_{pi} \leq 0,70 \text{ fpu}$$

12659,177	kgf/cm ²	≤	13300,00	kgf/cm ²	OK
-----------	---------------------	---	----------	---------------------	----

Verificación del máximo esfuerzo transferido después del acuanamiento

0,74 Fpu =	14060	kgf/cm ²
X =	1470,94	cm
Δfpi =	10338,05	kgf/cm ²

$$\Delta f_{pi} \leq 0,74 \text{ fpu}$$

10338,048	kgf/cm ²	≤	14060,00	kgf/cm ²	OK
-----------	---------------------	---	----------	---------------------	----

Esfuerzo del pretensado en centro luz considerando la pérdida por fricción

ΔfpF =	10845,87	kgf/cm ²
--------	----------	---------------------

PERDIDAS DIFERIDAS

* *Fluencia lenta del hormigón: CR (Creep of concrete)*

$$CR = k_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cpa}$$

Determinación de Kcr

Kcr =	1,6	para elementos postendados
-------	-----	----------------------------

Determinación de Es y Ec

Módulo de elasticidad del acero pretensado: Es= 1950000 kgf/cm2
Módulo de elasticidad del hormigón: Ec= 282495 kgf/cm2

*FUENTE: REGLAMENTO ACI-318-05 (español), APENDICE F

$$CR = k_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cpa}$$

CR= 1176 kgf/cm2

%CR = 8,25 %

* **Contracción del hormigón: SH (Shrinkage of concrete)**

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot k_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

Determinación de Ksh

Tabla: Valores de Ksh para elementos postesados

Tiempo, días*	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0.92	0.85	0.8	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

* Tiempo entre el final del curado húmedo y la aplicación del pretensado

Ksh = 0,73 Para un tiempo de 10 días

Determinación de Es

Modulo de elasticidad del acero Pretensado: Es= 1950000 kgf/cm2

Determinación de la relación volumen-superficie

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{Area bruta de la sección transversal}}{\text{Perímetro de la sección}} = \frac{500,00}{105}$$

V/S= 4,76 cm

Determinación de la Humedad Relativa (RH)

Humedad relativa ambiente RH= 75 %

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot k_{sh} \cdot E_S \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

SH=	208	kgf/cm2
-----	-----	---------

%SH =	1,46	%
-------	------	---

*** Relajación de cables: RE (Relaxation of tendons)**

$$RE = [k_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C$$

Determinación de Factores Kre y J

Tipo de cable	Kre (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20	0,15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18,5	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 ó 235	17,6	0,13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0,04
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajación Grado 240 ó 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 ó 160	6000	0,05

Kre = 5000 psi

Kre = 351,47 kg/cm2

J = 0,04

Determinación de Factor C

fpi / fpu	Cordón o alambre alivianado de tensiones		Barra alivianada de tensiones, o cordón o cable de baja relajación		
0,80			1,28		
0,79			1,22		
0,78			1,16		
0,77			1,11		
0,76			1,05		
0,75	1,45		1,00		
0,74	1,36		0,95		
0,73	1,27		0,90		
0,72	1,18		0,85		
0,71	1,09		0,80		
0,70	1,00		0,75		
0,69	0,94		0,70		
0,68	0,89		0,66		
0,67	0,83		0,61		
0,66	0,78		0,57		
0,65	0,73		0,53		
0,64	0,68		0,49		
0,63	0,63		0,45		
0,62	0,58		0,41		
0,61	0,53		0,37		
0,60	0,49		0,33		

fpi/fpu = 0,68

C = 0,66

$$RE = [k_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C$$

RE= 186 kgf/cm²

%RE = 1,3 %

Pérdida total de pretensado

%P_T = 12,70 %

Gráfico de las pérdidas tesado por un lado

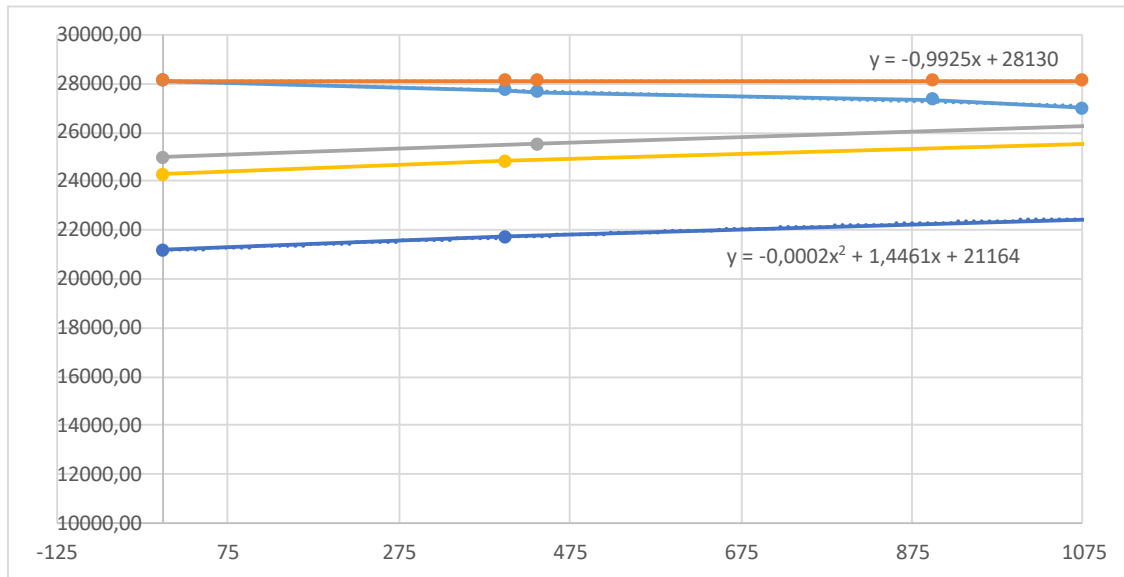
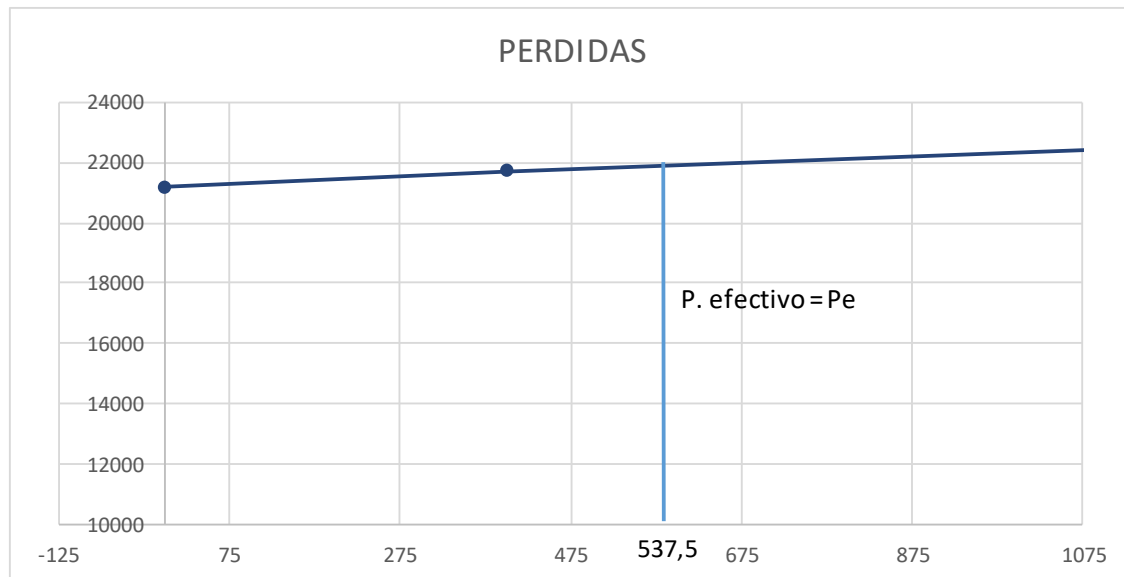


Gráfico de las pérdidas



P. efectivo = 20328,94 kgf

DISEÑO A CORTANTE

Nervio entre Ejes A y E (2-4)

En Primer Nivel

Distancia crítica	$x (h/2) =$	20	cm
Longitud de cálculo	$L_c =$	900	cm
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Fuerza de pretensado inicial	$P_o =$	28130	kgf

Fuerza de pretensado efectiva

Determinación de P_e a una distancia igual a $h/2$ desde el apoyo

$$y = -0,0002x^2 + 1,4461x + 21164 \quad x = 850 \quad \text{cm}$$
$$P_e = 20948,19 \quad \text{kgf}$$

El diseño se basa en cargas mayoradas

$$V_u \leq (V_c + V_s) * \Phi$$

V_u = Fuerza de corte mayorada en la sección considerada

V_c = Resistencia nominal al corte proporcionada por el Concreto

V_s = Resistencia nominal al corte proporcionada por el Refuerzo (Acero)

Φ = Factor de reducción (norma ACI secc. 9,3,2,3) $\Phi = 0,75$

Como el máximo cortante se produce a una distancia de $h/2$, entonces se obtienen los siguientes valores:

$V_o =$	903 [kg]	8858 [N]
$V_d =$	639 [kg]	6269 [N]
$V_l =$	769 [kg]	7544 [N]
$M_o =$	697 [kg*m]	6839434 [N*mm]
$M_d =$	338 [kg*m]	3311758 [N*mm]
$M_l =$	441 [kg*m]	4323561 [N*mm]

$$V_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * (V_o_{max} + V_d_{max}) + 1,6 * (V_l_{max}) = 3080,8 \quad \text{kgf}$$

$$V_u = 3080,8 \quad \text{kgf} = 30222,648 \quad \text{N}$$

Cortante de agrietamiento por corte y flexión "Vci"

Cálculo del momento que produce fisuración por flexión (Mcre)

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

I =	0,00067	[m^4] =	6,667E+08	[mm^4]
yt =	0,20	[m] =	200,00	[mm]
f`c =	350	[kg/cm^2]=	35	[MPa]

fpe = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a la fuerza efectiva del presforzado en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por las cargas aplicadas externamente

$$\begin{aligned} P_e &= 20948 && \text{kgf} \\ A &= 500 && \text{cm}^2 \\ w &= 3333,33 && \text{cm}^3 \\ e &= 10,500 && \text{cm} \end{aligned}$$

$$f_{pe} = \left[-\frac{P_e}{A} - \frac{P_e * e}{w} \right]$$

$$f_{pe} \quad 107,88 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad = \quad 10,58 \quad \text{Mpa}$$

fd = Esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas

$$f_d = \frac{M_o * C_2}{I}$$

$$f_d = 2,05 \quad \text{Mpa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$M_{cre} = 38298490,0 \quad \text{N*mm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d$$

bw = Ancho del alma

$$bw = 125 \text{ mm}$$

dp = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm

$$dp = 320 \text{ mm} = 0,8h$$

Vd = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada

$$V_d = 8858,43 \text{ N}$$

Vi = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con Mmáx

$$V_i = 19593 \text{ N}$$

M max = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas mayoradas externamente

$$M_{max} = 10891808 \text{ N*mm}$$

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$$d = 375 \text{ mm}$$

$$\frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} = 89583,14 \text{ N}$$

$$\frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d = 33806,17 \text{ N}$$

Si cumple la condición

$$V_{ci} = 89583,14 \text{ N}$$

Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma "Vcw"

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, MPa.

a) Cuando el cg se encuentra en el alma

$$f_{pc} = \left| -\frac{P_e}{A_\infty} \right|$$

$$\begin{array}{rclcl} P_e = & 20948 & \text{kgf} & = & 205501,69 \text{ N} \\ A = & 500 & \text{cm}^2 & = & 50000 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$f_{pc} = 4,1100 \text{ Mpa}$$

V_p = Componente Vertical de la fuerza efectiva del presforzado (contracortante), [N].

$$\begin{array}{rclcl} P_e = & 205502 & \text{N} & & \\ \alpha = & 0,73 & \text{rad} & & \end{array}$$

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha$$

$$V_p = 2618,21 \text{ N}$$

V_{cw} = Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma.

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

$$V_{cw} = 122931,57 \text{ N}$$

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, [N]

$$V_c < \begin{cases} V_{ci} = 89583,14 \text{ N} \\ V_{cw} = 122931,57 \text{ N} \end{cases}$$

$$V_c = 89583,1 \text{ N}$$

Diseño del refuerzo para corte

$$\begin{aligned}\Phi &= 0,75 \\ V_u &= 30222,65 \quad \text{N} \\ V_c &= 89583,1 \quad \text{N} \\ d &= 375 \quad \text{mm} \\ b_w &= 125 \quad \text{mm} \\ f_{yt} &= 420 \quad \text{MPa} \\ f'_c &= 35 \quad \text{MPa}\end{aligned}$$

1.- Si $V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$, no es necesario colocar refuerzo para cortante. A_{vmin}

$$V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 0,33 \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adp} = 30 \text{ cm}$$

$$0,33 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 29,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \min} = 33,01 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple la condición}$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq \frac{2}{3} * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{2}{3} * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 184877,49 \quad \text{Mpa}$$

$$V_s = 29688,05058 \quad \text{Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 29688,05058 \\ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d = 92438,75 \end{array} \right\} \text{Cumple la condición}$$

$$s_{max} = 0,75 \cdot h \leq 600mm$$

$$\begin{array}{l} 0,75 * h = 300 \quad mm \\ S_{max} = 300 \quad mm \end{array}$$

Finalmente, el refuerzo utilizado será el siguiente:

Φ [mm]	Separación	
6	300 [mm]	30 [cm]

Nervios entre Ejes A y E (1-2)

En Primer Nivel

Distancia crítica	$x (h/2) =$	20	cm
Longitud de cálculo	$L_c =$	175	cm
Recubrimiento	$r =$	2,5	cm
Fuerza de pretensado inicial	$P_o =$	28130	kgf
Fuerza de pretensado efectiva			

Determinación de P_e a una distancia igual a $h/2$ desde el apoyo

$$y = -0,0002x^2 + 1,4461x + 21164$$

$$P_e = 20732,80 \text{ kgf} \quad x = 950 \text{ cm}$$

$V_o =$	474 [kg]	4650 [N]
$V_d =$	127 [kg]	1246 [N]
$V_l =$	202 [kg]	1982 [N]
$M_o =$	591 [kg*m]	5798201 [N*mm]
$M_d =$	229 [kg*m]	2250218 [N*mm]
$M_l =$	313 [kg*m]	3068960 [N*mm]

$$V_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * (V_o_{max} + V_d_{max}) + 1,6 * (V_l_{max}) = 1044,4 \text{ kgf}$$

$$V_u = 1044,4 \text{ kgf} = 10245,564 \text{ N}$$

Cortante de agrietamiento por corte y flexión "Vci"

Cálculo del momento que produce fisuración por flexión (Mcre)

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

I =	0,00067	[m ⁴] =	6,667E+08	[mm ⁴]
y _t =	0,20	[m] =	200,00	[mm]
f ^ˆ c =	350	[kg/cm ²] =	35	[MPa]

Pe = 20733 kgf
A = 500 cm²
w = 3333,33 cm³
e = 7,500 cm

$$f_{pe} = \left[-\frac{P_e}{A} - \frac{P_e * e}{w} \right]$$

f_{pe} = 88,11 kgf/cm² = 8,64 Mpa

$$f_d = \frac{M_o * C_2}{I}$$

f_d = 1,74 Mpa

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

M _{cre} =	32875334,3	N*mm
--------------------	------------	------

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} = 36636,15 \text{ N}$$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d = 33806,17 \text{ N}$$

Si cumple la condición

$$V_{ci} = 36636,15 \text{ N}$$

Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma "Vcw"

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

a) Cuando el cg se encuentra en el alma

$$f_{pc} = \left| -\frac{P_e}{A_\infty} \right|$$

$$\begin{array}{lclcl} P_e = & 20733 & \text{kgf} & = & 203388,72 \text{ N} \\ A = & 500 & \text{cm}^2 & = & 50000 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$f_{pc} = 4,0678 \text{ Mpa}$$

V_p = Componente Vertical de la fuerza efectiva del presforzado (contracortante), [N].

$$\begin{array}{lcl} P_e = & 203389 & \text{N} \\ \alpha = & 2,03 & 0,035430184 \text{ rad} \end{array}$$

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha$$

$$V_p = 7204,59 \text{ N}$$

V_{cw} = Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma.

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

$$V_{cw} = 127010,84 \text{ N}$$

$V_c = \text{resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, [N]}$

$$V_c < \begin{cases} V_{ci} = & 36636,15 & \text{N} \\ V_{cw} = & 127010,84 & \text{N} \end{cases}$$

$$V_c = 36636,1 \quad \text{N}$$

Diseño del refuerzo para el corte

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,75 \\ V_u &= 10245,56 \quad \text{N} \\ V_c &= 36636,1 \quad \text{N} \\ d &= 375 \quad \text{mm} \\ b_w &= 125 \quad \text{mm} \\ f_{ytb} &= 420 \quad \text{MPa} \\ f'_c &= 35 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

1.- Si $V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$, no es necesario colocar refuerzo para cortante. Avmin

$$V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 0,33 \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adop} = 30 \text{ cm}$$

$$0,33 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 29,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ min}} = 33,01 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple la condición}$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq \frac{2}{3} * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{2}{3} * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 184877,49 \quad \text{Mpa}$$

$$V_s = 29688,05058 \quad \text{Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) * b_w * d$$

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 29688,05058 \\ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) * b_w * d = 92438,75 \end{array} \right\} \text{Cumple la condición}$$

$$s_{max} = 0,75 * h \leq 600 \text{ mm}$$

$$0,75 * h = 300 \quad \text{mm}$$

$$s_{max} = 300 \quad \text{mm}$$

Finalmente, el refuerzo utilizado será el siguiente:

Φ [mm]	Separación	
6	300 [mm]	30 [cm]

DISEÑO DE LA ARMADURA PASIVA - METODO DE RESISTENCIA

Nervios entre Ejes A y E (2-4)

En Primer Nivel

* Máximo Momento Positivo

$X = L/2$		
$M_o =$	1146,04 [kg*m]	11242652,40 [N*mm]
$M_d =$	928,57 [kg*m]	9109271,70 [N*mm]
$M_l =$	1091,78 [kg*m]	10710361,80 [N*mm]

$$M_u = 1,2D + 1,2DNE + 1,4L$$

$$M_u = 41558887,80 \text{ N*mm}$$

Cálculo del esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

Para elementos con tendones no adheridos se asumirá el menor de los siguientes valores:

1. $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
2. $f_{ps} = f_{py}$
3. $f_{ps} = f_{se} + 420$

Donde:

f_{se} = Esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) Mpa.

ρ_p = Cuantía de refuerzo **Aps** evaluada sobre el area **b.dp**

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto Mpa.

dp = Distancia desde la fibra extrema a compresión asta el centroide del acero preesforzado (mm).

Valores:

$$\begin{aligned}
 f_{pu} &= G 270 = 1861,569 \text{ Mpa} \\
 f_{py} &= 0,9 f_{pu} = 1675,412 \text{ Mpa} \\
 f_{se} &= 1,9 f_{pu} = 1507,871 \text{ Mpa} \\
 f'_c &= 35 \text{ Mpa} \\
 A_{ps} &= 197,4 \text{ mm}^2 \\
 d &= 360 \text{ mm} \\
 d_p &= 320 \text{ mm} \\
 b_w &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,00494$$

Esfuerzo efectivo en la mitad del vano

$$x = 450 \text{ cm}$$

$$y = -0,0002x^2 + 1,4461x + 21164$$

$$P_e = 21409,75 \text{ kgf}$$

$$f_{se} = 10845,87 \text{ kg/cm}^2 = 1063,98 \text{ MPa}$$

$$1. \quad f_{ps} = 1205 \text{ MPa}$$

$$2. \quad f_{ps} = 1675 \text{ MPa}$$

$$3. \quad f_{ps} = 1484 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1205 \text{ MPa}$$

Reemplazamos en (1) y despejamos a:

$$a = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 63,96 \text{ mm}$$

Reemplazamos en (2) y despejamos M_n , resistido por el acero de alta resistencia (tendon):

$$M_{np} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{np} = 68504982,08 \text{ N*mm} \quad \text{Del acero preesforzado}$$

Verificación de diseño:

$$M_u \leq M_{np}$$

$$41558887,80 \text{ N*mm} \leq 68504982,08 \text{ N*mm}$$

No necesita armadura a flexión

Cálculo del refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_{ps}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}}$$

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}} = 52,29 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 55,24 \quad \text{mm}^2$$

Cálculo del número de barras:

Diámetro de la barra: $\emptyset = 8 \quad \text{mm}$
 Área de armadura: $A_s = 50,27 \quad \text{mm}^2$
 N° barras = 2

Disposición de las barras:

Recubrimiento mínimo: $r = 20 \quad \text{mm}$
 Espaciamiento: $\text{esp} = 69,00 \quad \text{mm}$

Número	Φ [mm]	A_s adop.[mm ²]	Separación [cm]
2	8	101	6,90

*** Máximo Momento Negativo**

X = L		
Mo =	1146,04 [kg*m]	11242652,40 [N*mm]
Md =	928,57 [kg*m]	9109271,70 [N*mm]
Ml =	1091,78 [kg*m]	10710361,80 [N*mm]

$$M_u = 1,2D + 1,2DNE + 1,4L$$

$$M_u = 41558887,80 \text{ N*mm}$$

Cálculo del esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

Para elementos con tendones no adheridos se asumirá el menor de los siguientes valores:

$$1. \quad f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$$

$$2. \quad f_{ps} = f_{py}$$

$$3. \quad f_{ps} = f_{se} + 420$$

Valores:

$$f_{pu} = G 270 = 1861,569 \quad \text{Mpa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 1675,412 \quad \text{Mpa}$$

$$f'_c = 35 \quad \text{Mpa}$$

$$A_{ps} = 197,4 \quad \text{mm}^2$$

$$d = 360 \quad \text{mm}$$

$$d_p = 320 \quad \text{mm}$$

$$b_w = 125 \quad \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,00494$$

Esfuerzo efectivo en el apoyo

$$x = 900 \quad \text{cm}$$

$$y = -0,0002x^2 + 1,4461x + 21164$$

$$P_e = 20845,49 \quad \text{kgf}$$

$$f_{se} = 10560,03 \quad \text{kg/cm}^2 = 1035,94 \quad \text{MPa}$$

$$1. \quad f_{ps} = 1177 \quad \text{MPa}$$

$$2. \quad f_{ps} = 1675 \quad \text{MPa}$$

$$3. \quad f_{ps} = 1456 \quad \text{MPa}$$

$$f_{ps} = 1177 \quad \text{MPa}$$

Reemplazamos en (1) y despejamos a:

$$a = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 62,47 \text{ mm}$$

Reemplazamos en (2) y despejamos M_n , resistido por el acero de alta resistencia (tendon):

$$M_{np} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{np} = 67083588,13 \text{ N*mm} \quad \text{Del acero preesforzado}$$

Verificación de diseño:

$$M_u \leq M_{np}$$

$$41558887,80 \text{ N*mm} \leq 67083588,13 \text{ N*mm}$$

No necesita armadura a flexión

Cálculo del refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_{ps}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}}$$

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}} = 53,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 56,55 \text{ mm}^2$$

Número	Φ [mm]	A_s adop.[mm ²]	Separación [cm]
2	8	101	6,90

Para los nervios ubicados entre los ejes E y F se requiere un mejor fuerza de pretensado, reduciéndose al uso de un solo torón. El cálculo será presentado en la parte de anexos.

Deflexión máxima

$$0,81 \text{ cm} \leq \frac{L}{500}$$

$$0,81 \text{ cm} \leq 1,80 \text{ cm}$$

5.3.4 Columnas

Para el diseño de columnas se utiliza la siguiente combinación de cargas:

$$U = 1.2D + 1.2DNE + 1.6L + 1.6G$$

A causa de las grandes luces que salvan las vigas de hormigón postensado, se utilizará un hormigón con una resistencia característica igual a 250 kg/cm² para reducir las dimensiones de las columnas.

A continuación se presenta el diseño de la columna más crítica, la cual pertenecerá a un mismo tipo junto a las columnas C2, C5, C10 y C13.

Cálculo de Columna C10

Tramo Planta Baja

Diseño de columna corta con carga axial

$$\begin{aligned} P_u &= 261162,08 \text{ kg} &= & 2562 \text{ KN} \\ M_{ux} &= 10008,15 \text{ kg*m} &= & 98,18 \text{ KN*m} \\ M_{uy} &= 1350,66 \text{ kg*m} &= & 13,25 \text{ KN*m} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Cuantía elegida:

$$\rho = 1 \quad \%$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \longrightarrow A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$P_u = 0,80 * \phi * \left[0,85 * f'_c * \left(\frac{A_{st}}{0,01} - A_{st} \right) + f_y * A_{st} \right]$$

$$A_{st} = 19,52 \text{ cm}^2$$

$$A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$A_g = 1952,22 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto asumiremos:

Columna de 35x60 cm	$A_g =$	2100	cm ²
Refuerzo 8Ø16mm y 2Ø20mm	$A_{st} =$	22,36	cm ²

Verificación de resistencia

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$
$$\phi P_n = 2784,13\text{KN} > 2562,00\text{KN} \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} < 0,10 * h$$
$$e = 0,0052 \text{ m} < 0,06 \text{ m}$$

Las fórmulas anteriormente usadas son válidas.

Cálculo de la relación de esbeltez

$$a = 35 \text{ cm}$$
$$b = 60 \text{ cm}$$
$$l = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{k * l_u}{r}$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$
$$r = 0,1732 \text{ m}$$

Condiciones de borde

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto A}}{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto B}}{\sum \left(\frac{E * I}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto B}}$$

Módulo de Elasticidad

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c}$$
$$E = 23500 \text{ Mpa}$$

Momento de Inercia para vigas de 35x90cm

$$b = 35 \text{ cm}$$
$$h = 90 \text{ cm}$$

$$I = 2,126E+10 \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia para vigas de 35x40cm

$$b = 35 \text{ cm}$$
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$I = 1,867E+09 \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia para columnas de 35x60cm

$$a = 35 \text{ cm}$$
$$b = 60 \text{ cm}$$

$$I = 6,30E+09 \text{ mm}^4$$

Punto A

$$\psi_A = 0,50$$

Punto B

$$\psi_B = 5,88$$

Utilizando el nomograma para calcular los factores de longitud efectiva k para pórticos arriostrados

$$k = 0,8$$

$$\frac{k * l}{h} \leq 14$$

$$9,14 < 14$$

La columna se puede considerar como corta

Área total de acero

Usar 8Ø16mm y 2Ø20mm

Estribos de Ø8mm

La separación máxima de los estribos

$$S_{\max} < \begin{cases} 16\phi L = & 32 \text{ cm} \\ 48\phi e = & 38 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar estribos Ø8mm c/30cm

❖ Pedestales

Para reducir la luz de las vigas de arriostre se dispuso de pedestales a la mitad de cada una de ellas, los cuales estarán a la misma profundidad de las zapatas; con esto se logrará la reducción de los momentos de las vigas de arriostre.

A continuación se presenta el diseño del pedestal más crítico, todos poseerán las mismas dimensiones y cantidad de armadura.

Cálculo del Pedestal P3

Diseño de columna corta con carga axial

$$\begin{aligned} P_u &= 9989,8063 \text{ kg} & = & 98 \text{ KN} \\ M_{ux} &= 97,86 \text{ kg}\cdot\text{m} & = & 0,96 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy} &= 81,55 \text{ kg}\cdot\text{m} & = & 0,8 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & = & 21 \text{ Mpa} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & = & 420 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,65 & \text{ Para columnas con estribos} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Cuantía elegida:

$$\rho = 1 \%$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \longrightarrow A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$P_u = 0,80 * \phi * \left[0,85 * f'_c * \left(\frac{A_{st}}{0,01} - A_{st} \right) + f_y * A_{st} \right]$$

$$A_{st} = 0,86 \quad \text{cm}^2$$

$$A_g = \frac{A_{st}}{0,01}$$

$$A_g = 86,17 \quad \text{cm}^2$$

Por lo tanto asumiremos:

Columna de 35x35 cm A_g = 1225 cm²

Refuerzo 4Ø16mm y 4Ø12mm A_{st} = 12,56 cm²

Verificación de resistencia

$$\phi P_n = 0,80 * \phi * \left[0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st} \right]$$

$$\phi P_n = 1399,70 \text{KN} > 98,00 \text{KN} \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} < 0,10 * h$$

$$e = 0,0082 \quad \text{m} < 0,06 \quad \text{m}$$

Las fórmulas anteriormente usadas son válidas.

Cálculo de la relación de esbeltez

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

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

$$l = 120 \quad \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{k * l_u}{r}$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 0,1010 \quad \text{m}$$

Módulo de Elasticidad

$$E = 4700 * \sqrt{f'_c}$$
$$E = 21538,1058 \text{ Mpa}$$

Momento de Inercia para vigas de 35x40cm

$$b = 35 \text{ cm}$$
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$I = 1,867E+09 \text{ mm}^4$$

Momento de Inercia para columnas de 35x35cm

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

$$I = 1,25E+09 \text{ mm}^4$$

Punto A

$$\psi_A = 1,40$$

Punto B

$$\psi_B = 0,00$$

Utilizando el nomograma para calcular los factores de longitud efectiva k para pórticos arriostrados

$$k = 0,64$$

$$\frac{k * l}{h} \leq 14$$

$$2,19 < 14$$

La columna se puede considerar como corta

Área total de acero

Usar 4Ø16mm y 4Ø12mm

Estribos de Ø6mm

La separación máxima de los estribos

$$S_{\max} < \begin{cases} 16\phi L = & 26 \text{ cm} \\ 48\phi e = & 29 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar estribos Ø6mm c/25cm

5.3.5 Vigas

La combinación de carga utilizada en el diseño de vigas será:

$$U = 1.2D + 1.2DNE + 1.6L$$

Según las dimensiones las vigas fueron agrupadas, utilizándose los valores máximos de momentos tanto positivos como negativos para el cálculo de la armadura correspondiente; para luego armar con estos todas las vigas de cada grupo.

A continuación se presenta el desarrollo del cálculo de la viga más crítica entre las vigas postensadas, las cuales son capaces de soportar luces de hasta 10 m.

❖ Diseño de viga de 35x90cm de H°P°

Vigas Eje 2 (A-B)

En Primer Nivel

Diámetro de vaina = 5,5 cm

DATOS

$L_c =$	4385	cm	$A =$	3150	cm ²
$f_c =$	350	kg/cm ²	$y_g =$	45	cm
$f_{pu} =$	19000	kg/cm ²	$c_1 =$	45	cm
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$c_2 =$	45	cm
$\gamma_{H^\circ} =$	0,0024	kg/cm ³	$I_x =$	2126250	cm ⁴
$\eta =$	0,8	-	Tipo de torón	0.5" ó 12.7mm	
			$A_t =$	0,987	cm ²

CALCULO DE LA CANTIDAD DE TORONES

$$f_{ps} \leq 0.74 \cdot f_{pu} = 14060 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$A_t = 0.5'' \text{ ó } 12.7\text{mm} = 0,987 \quad \text{cm}^2$$

$$P_o = 13877,22 \quad \text{kg}$$

Número de torones	16,00	≅	16
Valor del pretensado	222	Ton	222036 kg

COMPROBACION DE ESFUERZOS

Viga Eje 2 (A-J)

En Primer Nivel

* t=0

Extremo

$$\begin{aligned} M &= 2321188 \quad \text{kg*cm} \\ P &= -64624 \quad \text{kg} \\ A &= 3150 \quad \text{cm}^2 \\ w &= 47250 \quad \text{cm}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0.6 \cdot f_{ci}$$

$$-69,641 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \geq \quad -210,00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 1,6\sqrt{f_{ci}}$$

$$28,610 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \leq \quad 29,93 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Centro

$$\begin{aligned} M &= -2202060 \quad \text{kg*cm} \\ P &= -72326 \quad \text{kg} \\ A &= 3150 \quad \text{cm}^2 \\ w &= 47250 \quad \text{cm}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 1,6\sqrt{f'c_i}$$

$$23,644 \text{ kg/cm}^2 \leq 29,93 \text{ kg/cm}^2 \leq \text{OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,6 \cdot f'c_i$$

$$-69,565 \text{ kg/cm}^2 \geq -210,00 \text{ kg/cm}^2 \geq \text{OK}$$

* $t=\infty$

Extremo

$$M = -2441032 \text{ kg*cm}$$

$$P = -62254 \text{ kg}$$

$$A = 3150 \text{ cm}^2$$

$$w = 47250 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 2\sqrt{f'c}$$

$$31,899 \text{ kg/cm}^2 \leq 37,42 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,45 \cdot f'c$$

$$-71,425 \text{ kg/cm}^2 \geq -157,50 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Centro

$$M = 1038073 \text{ kg*cm}$$

$$P = -49943 \text{ kg}$$

$$A = 3150 \text{ cm}^2$$

$$w = 47250 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{M}{w} \geq -0,45 \cdot f'c$$

$$-37,825 \text{ kg/cm}^2 \geq -157,50 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} + \frac{M}{w} \leq 2\sqrt{f'c}$$

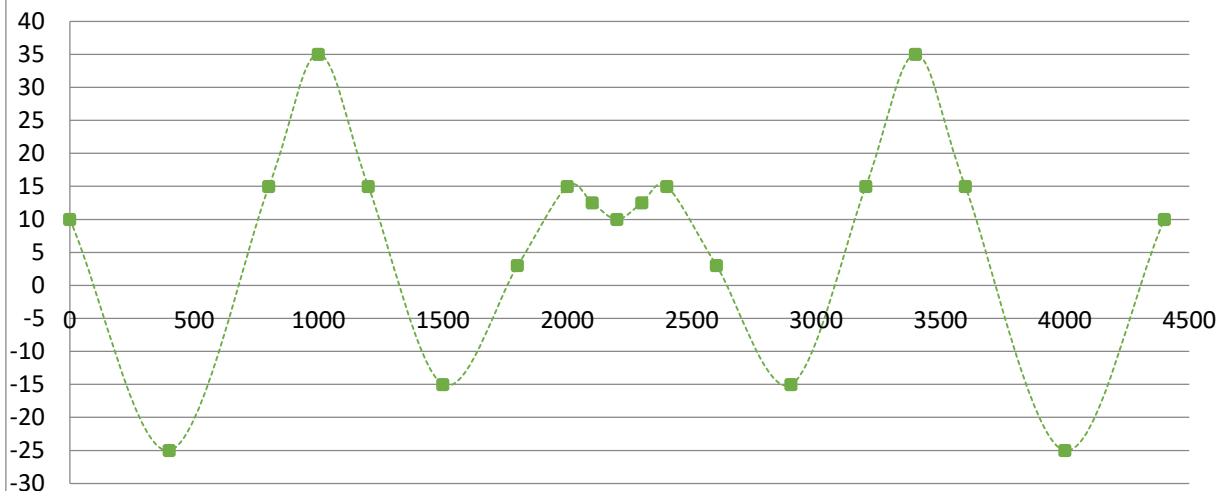
6,115 kg/cm² ≤ 37,42 kg/cm² OK

DETERMINACION DE TRAYECTORIAS

Coordenadas de los tendones

x (cm)	ex (cm)
0	10
400	-25
800	15
1000	35
1200	15
1500	-15
1800	3
2000	15
2100	12,5
2200	10
2300	12,5
2400	15
2600	3
2900	-15
3200	15
3400	35
3600	15
4000	-25
4400	10

GRAFICA DE UBICACION DE LOS TENDONES.



PERDIDAS INSTANTANEAS

* *Pérdida por fricción*

$$P_{px} = P_{pj} \cdot e^{-(k \cdot l_{px} + \mu \cdot \alpha_{px})}$$

Fórmula 1

$$P_{px} = P_{pj} (1 + k \cdot l_{px} + \mu \cdot \alpha_{px})^{-1}$$

Fórmula 2

Fuerza de presforzado en el extremo del gato

$P_j = 225036$ kgf

Cálculo del cambio angular total de la trayectoria de los tendones

$\alpha = 0,2049$ rad

Coef. de fricción por desviación accidental (ACI)

$k = 0,001$

Coef. de fricción por curvatura (ACI)

$\mu_p = 0,1$

Longitud hasta el punto x

$l_x = 439,62$ cm

$$k \cdot l_x + \mu \cdot \alpha \leq 0.30 \quad \text{Usar}$$

$$0,0249 \leq 0.30 \quad \text{Fórmula 2}$$

	$P_{px} = P_{pj} \cdot (1 + k \cdot l_{px} + \mu \cdot \alpha_{px})^{-1}$
x (cm)	437,5
P_{px}	219572

$$\Delta_{fpP} = P_{pj} - P_{px}$$

$$\Delta_{fp} = 5464,31 \quad \text{kgf}$$

$$\Delta_{fp} = 346 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\% \Delta_{fp} = \frac{P_{px}}{P_{pj}} \cdot 100\%$$

$$\% \Delta_{fp} = 2,46 \quad \%$$

*** Pérdida por acuramiento**

	$\Delta L =$	0,6	cm
Módulo de elasticidad del acero pretensado:	$E_s =$	1950000	kgf/cm ²
Longitud hasta el punto en consideración:	$l' =$	437,5	cm

$$x = \sqrt{\frac{\Delta_L \cdot E_s \cdot l'}{\Delta_{fp}}}$$

***FUENTE:** ALFONSO ZUBIETA- PERDIDAS DE PRESFUERZO

$$x = 1216,28 \quad \text{cm}$$

Caso 2: $x > l'$

$$\Delta_{f_{dest}} = \frac{E_s \cdot \Delta_L}{l'} - \Delta_{fp}$$

$$\Delta_{f_{dest}} = 2328 \quad \text{kgf/cm}^2$$

Esfuerzo en el punto en consideración luego de sufrir la pérdida por fricción y acuramiento

$$f_{pi} = 11576 \quad \text{kg/cm}^2$$

*** Pérdida por acortamiento elástico del hormigón: ES (Elastic Shortening of Concrete)**

$$ES = k_{ES} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

Determinación de Kes

$$K_{es} = 0,5 \quad \text{Elementos Postensados}$$

Determinación de Es y Ec

Módulo de elasticidad del acero pretensado:	$E_s =$	1950000	kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón:	$E_{ci} = 15100 \cdot \sqrt{f_{ci}} =$	282495	kgf/cm ²

***FUENTE:** REGLAMENTO ACI-318-05 (español), APENDICE F

Determinación de f_{cpa}

P _{pi} =	182804	kg
M _o =	1766152	kg*cm
A =	3150	cm ²
w =	47250	cm ³
e =	24,44	cm

$$f_{sup} = \left[-\frac{P_{pi}}{A} + \frac{P_{pi} * e}{w} - \frac{M_o}{w} \right]$$

$$f_{sup} = -0,86 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{inf} = \left[-\frac{P_{pi}}{A} - \frac{P_{pi} * e}{w} + \frac{M_o}{w} \right]$$

$$f_{inf} = -115,21 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cpa} = 89,09 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$ES = k_{ES} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cpa}}{E_{ci}}$$

$$ES = 307 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$\%ES = 2,19 \quad \%$$

Verificación del esfuerzo en el anclaje después de la pérdida por acuanamiento

0,70 F _{pu} =	13300	kgf/cm ²
X =	0,00	cm
P _j =	14250,00	kgf/cm ²
Δf _{desl} =	3020,303	kgf/cm ²

$$\Delta f_{pi} \leq 0,70 f_{pu}$$

$$11229,697 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad \leq \quad 13300,00 \quad \text{kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Verificación del máximo esfuerzo transferido después del acuanamiento

0,74 F _{pu} =	14060	kgf/cm ²
X =	1216,28	cm
Δf _{pi} =	13531,33	kgf/cm ²

$$\Delta f_{pi} \leq 0,74 f_{pu}$$

$$13531,333 \text{ kgf/cm}^2 \leq 14060,00 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Esfuerzo del pretensado en centro luz considerando la pérdida por fricción

$$\Delta f_{pi} = 12986,77 \text{ kgf/cm}^2$$

PERDIDAS DIFERIDAS

* *Fluencia lenta del hormigón: CR (Creep of concrete)*

$$CR = k_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cpa}$$

Determinación de Kcr

$$K_{cr} = 1,6 \quad \text{para elementos postendados}$$

Determinación de Es y Ec

Módulo de elasticidad del acero pretensado: $E_s = 1950000 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de elasticidad del hormigón: $E_c = 282495 \text{ kgf/cm}^2$

* **FUENTE:** REGLAMENTO ACI-318-05 (español), APENDICE F

$$CR = k_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cpa}$$

$$CR = 984 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\%CR = 7,00 \%$$

* *Contracción del hormigón: SH (Shrinkage of concrete)*

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot k_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

Determinación de la relación volumen-superficie

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{Area bruta de la sección transversal}}{\text{Perímetro de la sección}} = \frac{3150,00}{250}$$

$$V/S = 12,60 \text{ cm}$$

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot k_{sh} \cdot E_S \cdot \left(1 - 0.06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH)$$

SH=	71	kgf/cm2
-----	----	---------

%SH =	0,51	%
-------	------	---

*** Relajación de cables: RE (Relaxation of tendons)**

$$RE = [k_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C$$

fpi/fpu =	0,61
-----------	------

C =	0,37
-----	------

$$RE = [k_{re} - J \cdot (SH + CR + ES)] \cdot C$$

RE=	110	kgf/cm2
-----	-----	---------

%RE =	0,8	%
-------	-----	---

Pérdida total de pretensado

% P_T =	10,76	%
-----------	-------	---

Gráfico de las pérdidas tesado por el lado 1

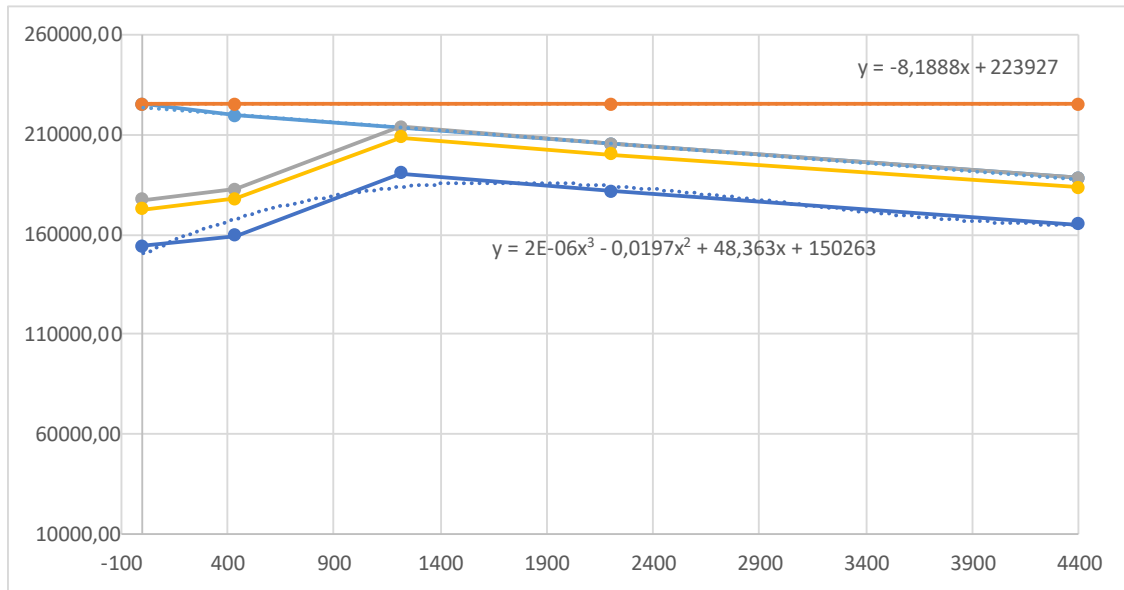


Gráfico de las pérdidas tesado por el lado 2

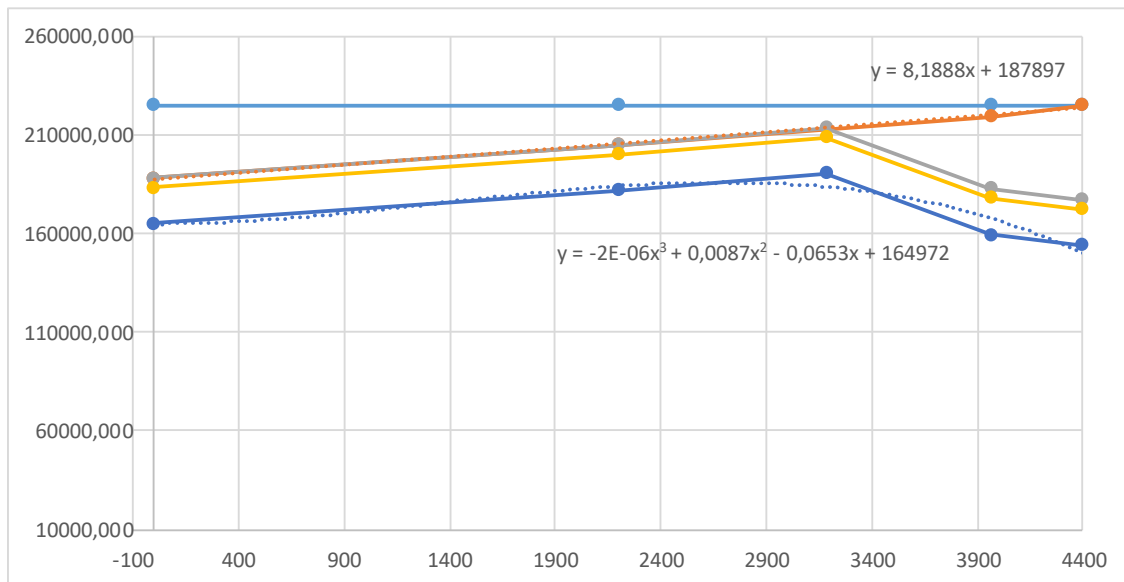
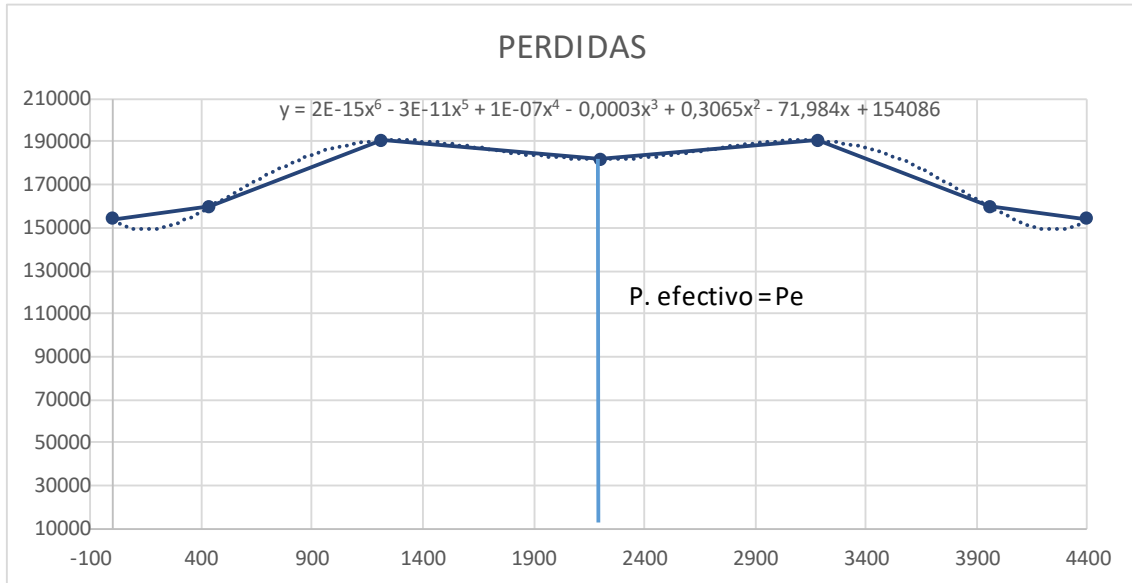


Gráfico de las pérdidas tesado por ambos lados



P. efectivo = 181833,970 kgf

DISEÑO A CORTANTE

* Viga Eje 2 (A-C), Viga Eje 2 (C-E)

En Primer Nivel

Distancia crítica $x (h/2) = 45$ cm
 Longitud de cálculo $L_c = 1000$ cm
 Recubrimiento $r = 2,5$ cm
 Fuerza de pretensado inicial $P_o = 222036$ kgf

Fuerza de pretensado efectiva

Determinación de Pe a una distancia igual a h/2 desde el apoyo

$$y = 0,000002x^3 - 0,0197x^2 + 48,363x + 150263 \quad x = 955 \quad m$$

$$Pe = 180224,74 \quad kgf$$

Como el máximo cortante se produce a una distancia de h/2, entonces se obtienen los siguientes valores:

<i>V</i>_o =	16584 [kg]	162689 [N]
<i>V</i>_d =	11037 [kg]	108273 [N]
<i>V</i>_l =	9198 [kg]	90232 [N]
<i>M</i>_o =	20558 [kg*m]	201671037 [N*mm]
<i>M</i>_d =	13605 [kg*m]	133465050 [N*mm]
<i>M</i>_l =	11366 [kg*m]	111497125 [N*mm]

$$V_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * (V_{o\ max} + V_{d\ max}) + 1,6 * (V_{l\ max}) = 47862 \quad \text{kgf}$$

$$V_u = 47862 \quad \text{kgf} = 469526,22 \quad \text{N}$$

Cortante de agrietamiento por corte y flexión "Vci"

Calculo del momento que produce fisuración por flexión (Mcre)

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

I =	0,02	[m ⁴] =	2,126E+10	[mm ⁴]
y _t =	0,45	[m] =	450,00	[mm]
f _c =	350	[kg/cm ²] =	35	[MPa]

$$P_e = 180225 \quad \text{kgf}$$

$$A = 3150 \quad \text{cm}^2$$

$$w = 47250 \quad \text{cm}^3$$

$$e = 32,440 \quad \text{cm}$$

$$f_{pe} = \left[-\frac{P_e}{A} - \frac{P_e * e}{w} \right]$$

$$f_{pe} = 180,95 \quad \text{kgf/cm}^2 = 17,75 \quad \text{Mpa}$$

$$f_d = \frac{M_o * C_2}{I}$$

$$f_d = 4,27 \quad \text{Mpa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$M_{cre} = 776837778,4 \quad \text{N*mm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d$$

bw = Ancho del alma

$$bw = 350 \text{ mm}$$

dp = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado, mm

$$dp = 720 \text{ mm} = 0,8h$$

Vd = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada

$$V_d = 162689,04 \text{ N}$$

Vi = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con Mmáx

$$V_i = 274299 \text{ N}$$

M max = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas mayoradas externamente

$$M_{max} = 338553459 \text{ N*mm}$$

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

$$d = 875 \text{ mm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} = 866633,32 \text{ N}$$

$$\frac{\sqrt{f_c}}{7} * b_w * d = 212978,87 \text{ N}$$

Si cumple la condición

$$V_{ci} = 866633,32 \text{ N}$$

Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma "Vcw"

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

a) Cuando el cg se encuentra en el alma

$$f_{pc} = \left| -\frac{P_e}{A_\infty} \right|$$

$$\begin{array}{lclcl} P_e = & 180225 & \text{kgf} & = & 1768004,70 \text{ N} \\ A = & 3150 & \text{cm}^2 & = & 315000 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$f_{pc} = 5,6127 \text{ Mpa}$$

Vp = Componente Vertical de la fuerza efectiva del presforzado (contracortante), [N].

$$\begin{array}{lcl} P_e = & 1768005 & \text{N} \\ \alpha = & 5,02 & \text{rad} \end{array}$$

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha$$

$$V_p = 154706,56 \text{ N}$$

Vcw = Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma.

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

$$V_{cw} = 1026283,32 \text{ N}$$

Vc = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, [N]

$$V_c < \left\{ \begin{array}{l} V_{ci} = 866633,32 \text{ N} \\ V_{cw} = 1026283,32 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$V_c = 866633,3 \text{ N}$$

Diseño del refuerzo para el corte

$$\begin{aligned}\Phi &= 0,75 \\ V_u &= 469526,22 \quad \text{N} \\ V_c &= 866633,3 \quad \text{N} \\ d &= 875 \quad \text{mm} \\ b_w &= 350 \quad \text{mm} \\ f_{ytb} &= 420 \quad \text{MPa} \\ f'_c &= 35 \quad \text{MPa}\end{aligned}$$

- Si $0,5*(\Phi*V_c) \leq V_u \leq \Phi*V_c$, teóricamente no es necesario colocar refuerzo para cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, A_{vmin} de acuerdo a las prescripciones del código

$$0,5 * (\Phi * V_c) \leq V_u \leq \Phi * V_c$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 0,33 \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$S_{adop} = 30 \text{ [cm]}$$

$$0,33 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 82,50 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \text{ min}} = \mathbf{92,44 \text{ mm}^2} \quad \text{Cumple la condición}$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
8	101

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 1207866,29 \quad \text{Mpa}$$

$$V_s = 123150,432 \quad \text{Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 123150,432 \\ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d = 603933,14 \end{array} \right\} \text{Cumple la condición}$$

$$s_{max} = 0,75 \cdot h \leq 600\text{mm}$$

$$0,75 * h = 675 \quad \text{mm}$$

$$s_{max} = 600 \quad \text{mm}$$

Finalmente, el refuerzo utilizado será el siguiente:

Φ [mm]	Separación	
	8	300 [mm]

*** Viga Eje 2 (E-F)**

En Primer Nivel

Distancia crítica $x (h/2) = 45 \quad \text{cm}$

Longitud de cálculo $L_c = 400 \quad \text{cm}$

Recubrimiento $r = 2,5 \quad \text{cm}$

Fuerza de pretensado inicial $P_o = 222036 \quad \text{kgf}$

Fuerza de pretensado efectiva

Determinación de P_e a una distancia igual a $h/2$ desde el apoyo

$$y = 0,000002x^3 - 0,0197x^2 + 48,363x + 150263 \quad x = 2045 \quad \text{m}$$

$$P_e = 183883,92 \quad \text{kgf}$$

Como el máximo cortante se produce a una distancia de h/2, entonces se obtienen los siguientes valores:

<i>V_o</i> =	3598 [kg]	35296 [N]
<i>V_d</i> =	2381 [kg]	23358 [N]
<i>V_l</i> =	1798 [kg]	17638 [N]
<i>M_o</i> =	11159 [kg*m]	109467436 [N*mm]
<i>M_d</i> =	7370 [kg*m]	72303624 [N*mm]
<i>M_l</i> =	6264 [kg*m]	61450331 [N*mm]

$$V_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * (V_{o_{max}} + V_{d_{max}}) + 1,6 * (V_{l_{max}}) = 10051,6 \text{ kgf}$$

$$V_u = 10051,6 \text{ kgf} = 98606,196 \text{ N}$$

Cortante de agrietamiento por corte y flexión "Vci"

Cálculo del momento que produce fisuración por flexión (Mcre)

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) * \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

I =	0,02	[m ⁴] =	2,126E+10	[mm ⁴]
y _t =	0,45	[m] =	450,00	[mm]
f _c =	350	[kg/cm ²] =	35	[MPa]

$$P_e = 183884 \text{ kgf}$$

$$A = 3150 \text{ cm}^2$$

$$w = 47250 \text{ cm}^3$$

$$e = 13,720 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = \left[-\frac{P_e}{A} - \frac{P_e * e}{w} \right]$$

$$f_{pe} = 111,77 \text{ kgf/cm}^2 = 10,96 \text{ Mpa}$$

$$f_d = \frac{M_o * C_2}{I}$$

$$f_d = 2,32 \text{ Mpa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) * \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d\right)$$

$$M_{cre} = 548380403,2 \quad \text{N*mm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{20} * b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} = 276501,41 \text{ N}$$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} * b_w * d = 212978,87 \text{ N}$$

Si cumple la condición

$$V_{ci} = 276501,41 \quad \text{N}$$

Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma "Vcw"

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

a) Cuando el cg se encuentra en el alma

$$f_{pc} = \left| -\frac{P_e}{A_\infty} \right|$$

$$\begin{aligned} P_e &= 183884 \quad \text{kgf} &= & 1803901,30 \quad \text{N} \\ A &= 3150 \quad \text{cm}^2 &= & 315000 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{pc} = 5,7267 \quad \text{Mpa}$$

Vp = Componente Vertical de la fuerza efectiva del presforzado (contracortante), [N].

$$\begin{aligned} P_e &= 1803901 \quad \text{N} \\ \alpha &= 1,9 \quad \text{rad} \end{aligned}$$

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha$$

$$V_p = 59808,67 \quad \text{N}$$

V_{cw} = Corte de Agrietamiento por cortante en el Alma.

$$V_{cw} = 0,3 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

$V_{cw} =$	940000,61	N
------------	-----------	---

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, [N]

$$V_c < \begin{cases} V_{ci} = 276501,41 \text{ N} \\ V_{cw} = 940000,61 \text{ N} \end{cases}$$

$V_c =$	276501,4	N
---------	----------	---

Diseño del refuerzo para corte

$\Phi =$	0,75	
$V_u =$	98606,20	N
$V_c =$	276501,4	N
$d =$	875 [mm]	mm
$b_w =$	350	mm
$f_{yt} =$	420	MPa
$f'_c =$	35	MPa

1.- Si $V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$, no es necesario colocar refuerzo para cortante. A_{vmin}

$$V_u < 0,5 * (\Phi * V_c)$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 0,33 \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adop} = 30 \text{ [cm]}$$

$$0,33 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 82,50 \text{ mm}^2$$

$A_v \text{ min} = 92,44 \text{ mm}^2$ Cumple la condición

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
8	101

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} = 1207866,29 \quad \text{Mpa}$$

$$V_s = 123150,432 \quad \text{Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 123150,432 \\ \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) \cdot b_w \cdot d = 603933,14 \end{array} \right\} \text{Cumple la condición}$$

$$s_{max} = 0,75 \cdot h \leq 600 \text{ mm}$$

$$0,75 * h = 675 \quad \text{mm}$$

$$s_{max} = 600 \quad \text{mm}$$

Finalmente, el refuerzo utilizado será el siguiente:

Φ [mm]	Separación	
8	300 [mm]	30 [cm]

DISEÑO DE LA ARMADURA PASIVA - METODO DE RESISTENCIA

* Viga Eje 2 (A-C)

En Primer Nivel

Máximo Momento Positivo

X = L/2		
Mo =	18228,09 [kg*m]	178817562,90 [N*mm]
Md =	11835,23 [kg*m]	116103606,30 [N*mm]
Ml =	9945,13 [kg*m]	97561725,30 [N*mm]

$$M_u = 1,2D + 1,2DNE + 1,4L$$

$$M_u = 510004163,52 \text{ [N*mm]}$$

Cálculo del esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

Para elementos con tendones no adheridos se asumirá el menor de los siguientes valores:

$$1. \quad f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$$

$$2. \quad f_{ps} = f_{py}$$

$$3. \quad f_{ps} = f_{se} + 420$$

Valores:

$f_{pu} =$	G 270 =	1861,569	Mpa
$f_{py} =$	0,9 $f_{pu} =$	1675,412	Mpa
$f_{se} =$	1,9 $f_{pu} =$	1507,871	Mpa
$f'_c =$	35	Mpa	
$A_{ps} =$	1579,2	mm ²	
$d =$	860	mm	
$d_p =$	720	mm	
$b_w =$	350	mm	

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,00627$$

Esfuerzo efectivo en la mitad del vano

$$x = 500 \text{ cm}$$

$$y = 0,000002x^3 - 0,0197x^2 + 48,363x + 150263$$

$$Pe = 150263,00 \text{ kgf}$$

$$f_{se} = 9515,13 \text{ kg/cm}^2 = 933,43 \text{ MPa}$$

$$1. \quad f_{ps} = 1059 \text{ MPa}$$

$$2. \quad f_{ps} = 1675 \text{ MPa}$$

$$3. \quad f_{ps} = 1353 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1059 \text{ [MPa]}$$

Reemplazamos en (1) y despejamos a:

$$a = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 160,66 \text{ mm}$$

Reemplazamos en (2) y despejamos M_{np} , resistido por el acero de alta resistencia (tendon):

$$M_{np} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{np} = 1070059220,67 \text{ N*mm}$$

Del acero preesforzado

Verificación de diseño:

$$M_u \leq M_{np}$$

$$510004163,52 \text{ N*mm}$$

≤

$$1070059220,67 \text{ N*mm}$$

No necesita armadura a flexión

Cálculo del refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_{ps}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}}$$

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}} = 397,82 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 420,27 \quad \text{mm}^2$$

Número	Φ [mm]	As adop.[mm ²]	Separación [cm]
4	12	452	7,40

Máximo Momento Negativo

X = L		
Mo =	31411,00 [kg*m]	308141910,00 [N*mm]
Md =	20799,89 [kg*m]	204046920,90 [N*mm]
MI =	17423,56 [kg*m]	170925123,60 [N*mm]

$$M_u = 1,2D + 1,2DNE + 1,4L$$

$$M_u = 888106794,84 \text{ N*mm}$$

Cálculo del esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

Para elementos con tendones no adheridos se asumirá el menor de los siguientes valores:

1. $f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$
2. $f_{ps} = f_{py}$
3. $f_{ps} = f_{se} + 420$

Valores:

$f_{pu} =$	G 270 =	1861,569	Mpa
$f_{py} =$	0,9 $f_{pu} =$	1675,412	Mpa
$f'_c =$	35	Mpa	
$A_{ps} =$	1579,2	mm ²	
$d =$	860	mm	
$d_p =$	720	mm	
$b_w =$	350	mm	

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = 0,00627$$

Esfuerzo efectivo en el apoyo

$$x = 1000 \text{ cm}$$

$$y = 0,000002x^3 - 0,0197x^2 + 48,363x + 150263$$

$$P_e = 150263,00 \text{ kgf}$$

$$f_{se} = 9515,13 \text{ kg/cm}^2 = 933,43 \text{ MPa}$$

$$1. \quad f_{ps} = 1059 \text{ MPa}$$

$$2. \quad f_{ps} = 1675 \text{ MPa}$$

$$3. \quad f_{ps} = 1353 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 1059 \text{ MPa}$$

Reemplazamos en (1) y despejamos a:

$$a = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 160,66 \text{ mm}$$

Reemplazamos en (2) y despejamos M_{np} , resistido por el acero de alta resistencia (tendon):

$$M_{np} = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{np} = 1070059220,67 \text{ N*mm}$$

Del acero preesforzado

Verificación de diseño:

$$M_u \leq M_{np}$$

$$888106794,84 \text{ N*mm}$$

≤

$$1070059220,67 \text{ N*mm}$$

No necesita armadura a flexión

Cálculo del refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_{ps}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}}$$

$$\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_{ps}} = 397,82 \quad \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 420,27 \quad \text{mm}^2$$

Número	Φ [mm]	As adop.[mm2]	Separación [cm]
4	12	452	7,40

❖ Diseño de vigas de 35x40cm de H°A°

Se diseñará la viga con mayores solicitaciones, las vigas del Eje E (1-3), Eje F (1-3) y las vigas donde se apoya las escalera poseerán las mismas dimensiones y armadura.

Viga Eje E (3-4)

En Segundo Nivel

* Diseño a flexión

Momento Positivo

Momento último	Mu =	604209	kg*cm
Resistencia características del hormigón a compresión	f'c =	210	kg/cm2
Resistencia del acero de refuerzo	fy =	4200	kg/cm2
Altura de la viga	h =	40	cm
Ancho de la viga	b =	35	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 3,12 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 4,64 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \quad \text{Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 4,16 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 20,08 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$4,16 \leq 4,64 \leq 20,08$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 4,64 \quad \text{cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø16mm y 1 Ø10mm

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 442457 \quad \text{kg*cm}$$

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 2,26 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 3,36 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{\min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{\max}} = \rho_{\max} * b * d$$

$$A_{s_{\max}} = 20,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \leq A_{s_{\text{nec}}} \leq A_{s_{\max}}$$
$$4,16 \leq 3,36 \leq 20,08$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{\text{nec}}} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø12mm y 3 Ø10mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 4071 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v_u = 4,31 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \\ \phi V_c &= 9494,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$\begin{aligned}v_c &= \frac{V_c}{b * d} \\ v_c &= 7,54 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

1.- Si $V_u < 0,5 * (\phi * V_c)$, no es necesario colocar refuerzo para cortante. A_{vmin}

$$V_u < 0,5 * (\phi * V_c)$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adop} = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{vmin} = 0,3623 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,4375 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 40170,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 5700,11 \text{ Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 5700,11 \text{ Cumple la condición}$$

$$1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 20085,05$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} d/2 = 18 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalmente usar:

$$\emptyset \quad 6 \text{ mm} \quad c/ \quad 15 \text{ cm}$$

❖ Diseño de vigas planas de 40x40cm

Para evitar vigas vistas, se proporcionaron de vigas planas donde lo requiera. Para ellas se realizó el diseño de la más crítica y las demás adquirieron sus mismas características.

Las vigas planas son: Vigas del Eje 1 (A-J), Eje 3 (E-F).

Viga Eje 3 (E-F) en Primer Nivel

* Diseño a flexión

Momento Positivo

Momento último	Mu =	447667	kg*cm
Resistencia características del hormigón a compresión	f'c =	210	kg/cm2
Resistencia del acero de refuerzo	fy =	4200	kg/cm2
Altura de la viga	h =	40	cm
Ancho de la viga	b =	40	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,99 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 3,38 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{smin} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 22,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$4,75 \leq 3,38 \leq 22,95$$

La armadura que se utilizará será:

$$A_{s_{nec}} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

$$5 \text{ } \varnothing 12\text{mm}$$

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 423027 \text{ kg*cm}$$

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,88 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

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

$$A_s = 3,19 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \quad \text{Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 4,75 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 22,95 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$4,75 \leq 3,19 \leq 22,95$$

La armadura que se utilizará será:

$$A_{s_{nec}} = 4,75 \quad \text{cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø10mm y 3 Ø12mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 10664 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v_u = 9,87 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 10851,14 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d}$$

$$v_c = 7,54 \quad \text{kg/cm}^2$$

- Si $0,5 * (\Phi * V_c) \leq V_u \leq \Phi * V_c$, teóricamente no es necesario colocar refuerzo para cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, A_{vmin} de acuerdo a las prescripciones del código

$$0,5 * (\Phi * V_c) \leq V_u \leq \Phi * V_c$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{vmin} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adp} = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{vmin} = 0,4140 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,5000 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 45908,68 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$V_s = 5700,11 \quad \text{Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = 5700,11$$

Cumple la condición

$$1,1 * \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 22954,34$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} d/2 = 18 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalmente usar:

Ø 6 mm c/ 15 cm

❖ Diseño de vigas de 35x70cm

Para reducir el peso propio de estas vigas de hormigón armado se introdujeron dos tubos de PVC de 8", de esta forma logramos otorgar mayor inercia a la viga para soportar los momentos y a su vez tratar con una estructura más liviana.

Para el cálculo de estas vigas, en las cuales se apoyan las cerchas metálicas de la cubierta se utiliza la siguiente combinación de cargas:

$$U = 1.2D + 1.2DNE + 1.6L + 1.6G$$

Todas las vigas que soporta a la cubierta pertenecen a un mismo tipo, por ello a continuación se presenta el diseño de la viga más solicitada.

Viga Eje 2 (H-J)

En Tercer Nivel

* Diseño a flexión

Momento Positivo

Momento último	Mu =	699627	kg*cm
Resistencia características del hormigón a compresión	f'c =	210	kg/cm2
Resistencia del acero de refuerzo	fy =	4200	kg/cm2
Altura de la viga	h =	70	cm
Ancho de la viga	b =	35	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,91 \text{ cm}$$

Se puede considerar a la sección hueca como una viga rectangular para el diseño de la armadura

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 2,85 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø20mm y 3 Ø10mm

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 1146311 \text{ kg*cm}$$

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 3,16 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 36,82 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$7,62 \leq 4,71 \leq 36,82$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 7,62 \quad \text{cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø16mm y 3 Ø12mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 6025 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad \phi = 0,75$$

$$v_u = 3,48 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 17407,04 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d}$$

$$v_c = 7,54 \quad \text{kg/cm}^2$$

1.- Si $V_u < 0,5 * (\phi * V_c)$, no es necesario colocar refuerzo para cortante. Avmin

$$V_u < 0,5 * (\phi * V_c)$$

Si cumple esta condición

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{v \min} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$S_{adop} = 30 \text{ [cm]}$$

$$A_{v \min} = 0,7246 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,8750 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
8	101

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 73645,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 9289,06 \text{ Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 9289,06 \text{ Cumple la condición}$$

$$1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 36822,59$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} d/2 = 33 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalmente usar:

Ø 8 mm c/ 30 cm

5.3.6 Zapatas

Se muestra a continuación el diseño de la zapata más solicitada, la columna C2 pertenece al mismo tipo de zapata.

❖ Zapata Tipo II (C2, C5)

Zapata que soporta columna C5

Dimensionamiento en planta

$$P = 102581 \text{ kg}$$

$$A = a * b = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 34193,67 \text{ cm}^2$$

Se asume una zapata cuadrada

$$a = b = \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{adm}}}$$

$$a = b = 184,92 \text{ cm}$$

Las dimensiones requeridas en planta son:

$$a = 270 \text{ cm}$$

$$b = 270 \text{ cm}$$

$$A = 72900 \text{ cm}^2$$

Excentricidades de carga

$$M_x = 53138,6 \text{ kg*cm}$$

$$M_y = 36986,01 \text{ kg*cm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_x = 0,18 \quad \text{cm} < 45,00 \quad \text{cm} \quad \text{Cumple!}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \leq \frac{L}{6}$$

$$e_y = 0,26 \quad \text{cm} < 45,00 \quad \text{cm} \quad \text{Cumple!}$$

Por lo tanto se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo máximo en el suelo.

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} + \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,80 \quad \text{kg/cm}^2 < 3,00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!}$$

Datos

$$\begin{aligned} P_u &= 270075 \quad \text{kg} \\ B &= 270 \quad \text{cm} \\ L &= 270 \quad \text{cm} \\ a_o &= 35 \quad \text{cm} \\ b_o &= 60 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

El vuelo en dirección x

$$v = \frac{(b - b_o)}{2}$$

$$v = 105 \quad \text{cm}$$

El vuelo en dirección y

$$v = \frac{(a - a_o)}{2}$$

$$v = 117,5 \quad \text{cm}$$

Capacidad de carga última admisible del suelo de cimentación

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

$$q_u = 3,70 \quad \text{kg/cm}^2$$

Verificación a punzonamiento

Debe ser el menor entre las siguientes ecuaciones:

$f'_c =$	21	Mpa
$\beta =$	0,58	Relación entre el lado mayor al lado menor de la columna
$\alpha_s =$	40	Para columnas interiores
$\alpha_s =$	30	Para columnas de borde
$\alpha_s =$	20	Para columnas esquineras

$$a) \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{6}$$

$$b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{12}$$

$$c) \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} * b_o * d$$

Para la determinación del canto útil de la zapata se tomará la menor de las ecuaciones a) y c)

$$a) \quad V_c = 34,479 \text{ bo} * d$$

$$c) \quad V_c = 15,571 \text{ bo} * d$$

Si	$h =$	70	cm
	$d =$	62	cm
	$r =$	5	cm
	$r_{mec} =$	8	cm

El perímetro crítico

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 438 \text{ cm}$$

Verificando la condición

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0,75$$

$$270075 \text{ kg} < 317136,66 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Realizamos la comprobación de las 3 ecuaciones:

a) $V_c = 936308,24 \text{ kg}$

b) $V_c = 1320678,70 \text{ kg}$

c) $V_c = 422848,88 \text{ kg}$

Se comprueba que la ecuación asumida c) sigue siendo la menor

Verificación al cortante en un sentido

Debido a que corresponde a una distribución trapecial de tensiones es necesario determinar la tensión en el punto de análisis; como tenemos una zapata y una columna cuadrada el análisis puede realizarse en cualquier dirección, sea x o y.

En dirección x:

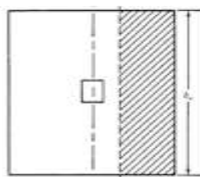
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,79 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,76 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2,78 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_{u1} = q_u * A$$

$$V_{u1} = 32317,05 \text{ kg}$$

$$Vu_{critico} = \frac{Vu_1}{\Phi * d * b_w}$$

$$Vu_{crit} = 2,574 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

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

$$V_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2 > 2,574 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple la condición

En dirección y:

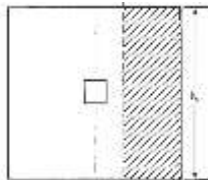
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,79 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,76 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2,78 \text{ kg/cm}^2$$



$$Vu_1 = q_u * A$$

$$Vu_1 = 41762,34 \text{ kg}$$

$$Vu_{critico} = \frac{Vu_1}{\Phi * d * b_w}$$

$$Vu_{crit} = 3,326 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

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

$$V_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2 > 3,326 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple la condición

Verificación al vuelco

Peso propio de la zapata

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3 = 0,0024 \text{ kg/cm}^3$$

$$P_{ppio} = V * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_{ppio} = 12247,2 \text{ kg}$$

$$N_x = 623,16 \text{ kg}$$

$$N_y = 2558,45 \text{ kg}$$

- En el eje x:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * B/2}{(M_y + N_x * h)} \geq 1,5$$

$$359,20 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

- En el eje y:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * L/2}{(M_x + N_y * h)} \geq 1,5$$

$$124,68 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

Cálculo de la armadura por flexión

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0,9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 4229677 \text{ kg*cm/m}$$

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 4,40 \text{ cm}$$

$$N_c = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_c = 78591,20 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_s = 18,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$\rho = 0,0018$$

$$A_{s\min} = \rho * b * d$$

$$A_{s\min} = 11,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} \text{As Necesaria} \\ \text{As M\u00ednima} \end{cases} \quad A_s = 11,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar 10 $\varnothing 12\text{mm}$ c/10cm Por metro de zapata en ambas direcciones

❖ Pedestales

Pedestal P3

Dimensionamiento en planta

$$P = 8434 \text{ kg}$$
$$\sigma_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = a * b = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

$$A = 2811,33 \text{ cm}^2$$

Se asume una zapata cuadrada

$$a = b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_{adm}}}$$

$$a = b = 53,02 \text{ cm}$$

Las dimensiones requeridas en planta son:

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

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

$$A = 3600 \text{ cm}^2$$

Excentricidades de carga

$$M_x = 5713,85 \text{ kg*cm}$$

$$M_y = 116,13 \text{ kg*cm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{P} \leq \frac{B}{6}$$

$$e_x = 0,01 \text{ cm} < 10,00 \text{ cm} \quad \text{Cumple!}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \leq \frac{L}{6}$$

$$e_y = 0,68 \text{ cm} < 10,00 \text{ cm} \quad \text{Cumple!}$$

Por lo tanto se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo máximo en el suelo.

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} - \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,19 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

Datos

$$P_u = 10224 \text{ kg}$$

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

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

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

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

El vuelo en dirección x

$$v = \frac{(b - b_o)}{2}$$

$$v = 12,5 \text{ cm}$$

El vuelo en dirección y

$$v = \frac{(a - a_o)}{2}$$

$$v = 12,5 \text{ cm}$$

Capacidad de carga última admisible del suelo de cimentación

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

qu = 2,84 kg/cm²

Verificación a punzonamiento

Debe ser el menor entre las siguientes ecuaciones:

f _c =	21	Mpa
β =	1,00	Relación entre el lado mayor al lado menor de la columna
α _s =	40	Para columnas interiores
α _s =	30	Para columnas de borde
α _s =	20	Para columnas esquineras

$$a) \quad V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{6}$$

$$b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{12}$$

$$c) \quad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} * b_o * d$$

Para la determinación del canto útil de la zapata se tomará la menor de las ecuaciones a) y c)

$$a) \quad V_c = 23,357 \text{ bo*d}$$

$$c) \quad V_c = 15,571 \text{ bo*d}$$

Si	h =	30	cm
	d =	22	cm
	r =	5	cm
	r _{mec} =	8	cm

El perímetro crítico

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d)$$

$$b_o = 228 \text{ cm}$$

Verificando la condición

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0,75$$

$$10224 \text{ kg} < 58578,49 \text{ kg} \quad \mathbf{CUMPLE}$$

Realizamos la comprobación de las 3 ecuaciones:

a)

$$V_c = 117156,98 \text{ kg}$$

b)

$$V_c = 191150,86 \text{ kg}$$

c)

$$V_c = 78104,65 \text{ kg}$$

Se comprueba que la ecuación asumida c) sigue siendo la menor

Verificación al cortante en un sentido

Debido a que corresponde a una distribución trapecial de tensiones es necesario determinar la tensión en el punto de análisis; como tenemos una zapata y una columna cuadrada el análisis puede realizarse en cualquier dirección, sea x o y.

En dirección x:

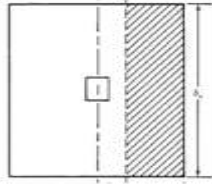
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,35 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,34 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2,347 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_{u1} = q_u * A$$

$$Vu1 = 1759,89 \text{ kg}$$

$$Vu_{critico} = \frac{V_{u1}}{\Phi * d * b_w}$$

$$Vu \text{ crit} = 1,778 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

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

$$Vc = 7,68 \text{ kg/cm}^2 > 1,778 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple la condición

En dirección y:

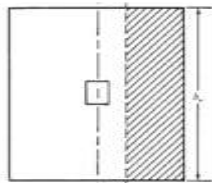
$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{max} = 2,50 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e_y}{L} \right) \leq \sigma_{adm}$$

$$q_{min} = 2,18 \text{ kg/cm}^2 < 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2,552 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_{u1} = q_u * A$$

$$Vu1 = 1894,97 \text{ kg}$$

$$Vu_{critico} = \frac{V_{u1}}{\Phi * d * b_w}$$

$$Vu \text{ crit} = 1,914 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario del hormigón

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = 7,68 \quad \text{kg/cm}^2 \quad > 1,914 \quad \text{kg/cm}^2$$

Cumple la condición

Verificación al vuelco

Peso propio de la zapata

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \quad \text{kg/m}^3 = 0,0024 \quad \text{kg/cm}^3$$

$$P_{ppio} = V * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$P_{ppio} = 259,2 \quad \text{kg}$$

$$N_x = 48,12 \quad \text{kg}$$

$$N_y = 18,72 \quad \text{kg}$$

- En el eje x:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * B/2}{(M_y + N_x * h)} \geq 1,5$$
$$167,21 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

- En el eje y:

$$\frac{(P + P_{ppio}) * L/2}{(M_x - N_y * h)} \geq 1,5$$
$$50,62 > 1,5 \quad \text{CUMPLE!}$$

Cálculo de la armadura por flexión

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 0,14 \quad \text{cm}$$

$$N_c = 0,85 * f'_c * a * b$$

$$N_c = 2455,00 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_s = 0,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima

$$\rho = 0,0018$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} \text{As Necesaria} \\ \text{As M\u00ednima} \end{cases} \quad A_s = 3,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar 10 Ø12mm c/25cm Por metro de zapata en ambas direcciones

Verificación si la zapata es rígida o flexible:

$$\frac{v}{h} = 0,568$$

Es rígida

5.3.6.1 Vigas de arriostre

Las vigas de arriostre entrelazarán todas las columnas, reduciendo la altura de columna y los asientos diferenciales. Todas serán diseñadas con la misma sección y armadura, por ello se presenta a continuación el cálculo de la viga más crítica.

Viga Eje 2 (B-C)

* Diseño a flexión

Momento Positivo

Momento último

$$M_u = 192472 \text{ kg*cm}$$

Resistencia características del hormigón a compresión

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del acero de refuerzo

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

Altura de la viga	h =	40	cm
Ancho de la viga	b =	35	cm
Recubrimiento mínimo	r =	2,5	cm
Recubrimiento mecánico	r mec =	4	cm

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0,96 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 1,43 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 20,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$4,16 \leq 1,43 \leq 20,08$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar:

$$4 \quad \emptyset \quad 12 \text{ mm}$$

Momento Negativo

Momento último

$$M_u = 411789 \text{ kg*cm}$$

Altura útil

$$d = h - r_{mec}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 2,10 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 3,12 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\rho_{min} = 0,0033 \text{ Para vigas}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 4,16 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$A_{s_{max}} = 20,08 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{nec}} \leq A_{s_{max}}$$

$$4,16 \leq 3,12 \leq 20,08$$

La armadura que se utilizará sera:

$$A_{s_{nec}} = 4,16 \quad \text{cm}^2$$

Finalmente usar:

2 Ø10mm y 3 Ø12mm

* Diseño a corte

Cortante último

$$V_u = 4236 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v_u = 4,48 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 9494,75 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d}$$

$$v_c = 7,54 \quad \text{kg/cm}^2$$

- Si $0,5 * (\phi * V_c) \leq V_u \leq \phi * V_c$, teóricamente no es necesario colocar refuerzo para cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, $A_{v_{min}}$ de acuerdo a las prescripciones del código

$$0,5 * (\phi * V_c) \leq V_u \leq \phi * V_c$$

Si cumple esta condicion

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{v \min} = 0,2 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} * \sqrt{f'_c} > 3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}}$$

$$s_{adop} = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{v \min} = 0,3623 \text{ cm}^2$$

$$3,5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} = 0,4375 \text{ cm}^2$$

Asumiremos la siguiente área para el refuerzo

Φ [mm]	A_v [mm ²]
6	57

Cálculo de la resistencia a cortante del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \leq 2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$$

$$2,2 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 40170,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_s = 5700,11 \text{ Cumple la condición}$$

Verificación de la armadura transversal

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s = 5700,11$$

Cumple la condición

$$1,1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 20085,05$$

La separación máxima es igual al menor valor de los valores indicados a continuación:

$$S_{\max} = \begin{cases} d/2 = 18 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Finalmente usar:

Ø 6 mm c/ 15 cm

5.4 Estrategia para la ejecución del proyecto

5.4.1 Especificaciones técnicas

ITEM 12: LOSA POSTENSADA

1.- DESCRIPCION

Los elementos postensados han sido diseñados en conformidad con el Código ACI – 318 - 05 y las recomendaciones de la PTI (Post-Tensioning Institute). Por este motivo, toda instrucción y práctica constructiva deberá enmarcarse dentro de lo especificado por el indicado código.

2.- MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Cable de acero engrasado y envainado

El cable de acero para Postensado será engrasado y envainado y estará en conformidad con la ASTM A416-05. Será cable formado por 7 hilos, 6 de los cuales están torsionados alrededor de uno central. El de diámetro nominal de los torones es 12.70 mm y la resistencia mínima a la tracción de rotura será 1860 [MPa] (Grado 270) y se tratará de un acero de Baja Relajación.

El número de cables y torones dispuestos tanto en vigas como en la losa estarán de acuerdo a lo indicado en los planos.

Si por el manipuleo, pequeñas o grandes porciones del forro del cable, se dañan, el cable deberá ser nuevamente recubierto con la protección plástica, reparando la zona con cinta aislante.

Anclajes

Se utilizarán dos tipos de anclajes según lo especificado en los planos, en conformidad al sistema Protende.

Los anclajes pueden ser activos, pasivos o intermedios, estos deberán ser capaces de desarrollar al menos el 95 % de la tensión de rotura mínima exigida para los tendones sin que se llegue a la rotura ni a deslizamiento de cuña, el conjunto tendón-anclaje será capaz de resistir ensayos estáticos y de fatiga.

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCION

Una vez comenzada la instalación del moldaje, se inicia la instalación de la armadura tradicional y los cables de postensado en forma simultánea. La faena de hormigonado es igual a una losa tradicional, donde un sistema bomba puede ser utilizado.

El procedimiento de tensado se ejecuta una vez que el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente, período que se cumple en promedio al tercer día de vertido el hormigón. Luego de tensada la losa, ésta es capaz de soportar las cargas para lo que fue diseñada, por lo que se puede retirar la totalidad del sistema moldaje. Finalmente se corta el resto del cable que sobresale de la losa una vez tensada, y se sella la cavidad mediante un mortero.

La ejecución de instalación del postensado consta por lo general de las siguientes operaciones:

- a) Acopio de materiales y operaciones previas

Una vez que los materiales se han recibido y almacenado en obra, se llevan a cabo una serie de operaciones previas, como son, entre otras, corte de los cables a la longitud adecuada; agrupamiento de cables en tipos identificados por colores, para así facilitar la colocación de éstos; colocación de anclajes pasivos, si los hay, en uno de los extremos y preclavado de la cuñas en los mismos, preparación e identificación de las sillas de apoyo de la armadura activa según altura o el número de tendones a soportar.

- b) Colocación de cimbras (alzaprimas) y encofrados (moldajes).

- Encofrado o moldajes, se puede utilizar cualquier tipo de encofrado, siempre que sea lo suficientemente rígido, pues sus deformaciones pueden alterar la cota de los tendones. Los encofrados más usuales son los de madera y machihembrados.

- Cimbrado o Alzaprimado, la densidad de los puntos de sustentación será parecida al hormigón armado. Al colocar los puntales deberán preverse las necesidades de circulación por la planta, para facilitar el paso.

c) Instalación de mallas o armadura pasiva inferior.

Se colocará primero la armadura pasiva inferior, a continuación se colocan las sillas de soporte de la armadura activa y de los de armadura pasiva superior.

Se dispondrá la armadura de refuerzo. Luego se coloca la armadura activa y finalmente la armadura pasiva superior.

d) Colocación de anclajes activos.

- Acopio y manipulación: Los cables deben acopiarse en obra sobre superficies regulares, separados del suelo para protegerlos de la humedad, resguardados de focos de calor intenso, de ambientes agresivos y de zonas de paso y manipulación de otros elementos de obra. En el proceso de manipulación del cable, a veces se producen desgarros en vainas que envuelven el acero. Una vez inspeccionado que no se ha dañado la sección resistente del cable puede repararse con cinta adhesiva.

Los cables que tengan en uno de sus extremos un anclaje pasivo, lo traerán acoplado al mismo. Conviene que se efectúe en taller el preclavado de cuñas, con gato. Ocasionalmente este se puede ejecutar en obra, ayudado de una maza y un tubo del diámetro del cable, para clavar las cuñas de manera simultánea.

Para poder efectuar el tensado es necesario efectuar el recorte de las vainas con cuchillas dentadas en el extremo del cable, en una longitud mínima que depende del tipo de gato utilizado para tensar. Generalmente es suficiente dejar sobresaliendo unos 0.5m de la vaina.

- Colocación de los anclajes: los anclajes deben ir rígidamente sujetos a la tabla del encofrado lateral. Lo que se consigue mediante un sistema de atornillado que lo

proporciona el suministrador. Esto es importante para que no se desplace el anclaje y varíe el ángulo de incidencia de la fuerza de tensado.

Los encofrados de borde deben estar perforados a las cotas y separaciones adecuadas para mantener la distancia entre anclajes definidas por el estado de tensiones. Las zonas de anclajes coinciden muchas veces con alineaciones de pilares. Dada la gran densidad de armadura pasiva de estas zonas es posible que haya que desplazar un anclaje respecto de su posición teórica para que el tendón no sea interceptado por alguna barra de espera. Será necesario entonces, añadir algún agujero más a los rebalses, si estos se han perforado in situ.

El cordón deberá salir ortogonal a la placa de anclaje, pues de lo contrario se crearían puntos de presión localizada que podrían generar la rotura de éste o del hormigón.

e) Colocación de separadores o soportes (sillas) de acero para los tendones.

Antes de colocar la armadura pasiva, debe realizarse un replanteo sobre el encofrado de la posición de las sillas, alineando con lienza o con tizador, para situarlos encima. En esta línea debe indicarse con su valor o con un código la altura de la silla que deberá ir sobre ella. De esta manera se facilitan revisiones posteriores.

Los tendones van apoyados sobre unas sillas o elementos que permiten conseguir la cota deseada de los cables. Estas deben situarse necesariamente en los puntos singulares de la curva del cable (máxima cota, mínima, punto de inflexión). Además, como máximo, su separación será de 1m, para conseguir adaptar el tensado en obra al del proyecto.

En planta se admiten errores de colocación de las sillas de 1cm. La tolerancia en el trazado del cable debe ser al menos de $h/40$ ó 5mm, ya que de lo contrario puede implicar un efecto activo del tensado no deseable.

Las sillas deben ser rígidas. Estarán conformados por barras de acero corrugado de 8 a 12mm de diámetro. La colocación de los caballetes debe hacerse después de colocar la armadura pasiva inferior.

f) Colocación de los tendones.

Los cables serán cortados con suficiente longitud para que puedan ser tesados. Una longitud mínima de 30 cm medidos por fuera del encofrado se requiere por cada cable en los extremos de tesado.

Los cables se amarran a las sillas mediante alambres para evitar su desplazamiento en las restantes fases del proceso constructivo. La separación entre cables o entre armaduras pasivas debe ser superior a 5cm para permitir el paso de vibradores, recomendándose 10cm.

El procedimiento de colocación del cable es como sigue:

- a.- Desenrollar los cables comenzando por el extremo fijo.
- b.- En los extremos de tensión cortar y pelar el recubrimiento de cable hasta la parte posterior del anclaje, la longitud del cable desde la parte exterior del encofrado del borde y el extremo del cable debe ser mínimo 30 cm.
- c.- Amarrar los extremos fijos.
- d.- En los extremos de tensión pasar el cable a través de los anclajes.
- e.- La colocación de las barras estructurales debe coordinarse con la colocación de cables y en caso de conflicto el cable tiene prioridad.
- g) Colocación de armadura pasiva superior y en anclajes.

La armadura pasiva superior estará sustentada por soportes suficientemente rígidos. Los soportes de esta armadura deberán ser independientes de los de la armadura activa. Al colocar esta armadura deberá tenerse especial cuidado en no perjudicar los trabajos ya realizados en la armadura activa.

Ni la armadura pasiva superior ni su sistema de sustentación deben nunca apoyarse sobre los cables. El peso transmitido podría en algunos casos pisar el cable e introducir un rozamiento adicional e incluso desgarrar la protección de polietileno.

- h) Vertido y compactación del hormigón.

El hormigón debe ser fluido para que pueda extenderse y compactarse con facilidad y ha de alcanzar alta resistencia inicial. Lo más común es hormigonar con bomba. Es importante

disponer de juntas de Hormigonado para dividir el forjado en segmentos de tamaño adecuado para que sea posible hormigonarlos en un día. Se debe prever de antemano la posición de estas juntas y tenerlas bien encofradas.

Deberá evitarse que durante la colocación del hormigón se muevan o se desalineen los tendones y armadura pasivas. El vibrado en las zonas de anclajes debe ser especialmente cuidadoso, para evitar la formación de nidos o insuficiente resistencia. En estos puntos tal tipo de defectos puede ser origen de hundimiento del anclaje por rotura del hormigón, si se observa la aparición de nidos de piedra en la zona de anclaje, estas deberán ser reparadas antes del tensado de los cables.

Se debe examinar y limpiar el interior de las piezas de anclajes de todo resto de hormigón que se haya introducido lo más rápido posible después de hormigonar antes de que se produzca el fraguado y por lo tanto comience a endurecer.

Para la compactación se pueden utilizar reglas vibrantes, vibradores de aguja, o ambos. La regla vibradora, tiene la ventaja de se reduce el pisado de las armaduras por parte de los operarios, aunque la presencia de armadura de espera de pilares dificulta su uso.

i) Curado del hormigón.

Hay que tener en cuenta de que se trata de elementos superficiales en los que la evaporación y el intercambio hidráulico entre hormigón y medio ambiente será muy alto. En consecuencia, el curado debe ser cuidado.

Se recomienda regar a partir del instante en que el hormigón empieza a fraguar (3 ó 4 horas después de Hormigonado) y mantener el riego interrumpidamente durante el día siguiente, conservando la humedad al menos durante 7 días y siempre dependiendo de las condiciones climatológicas locales (temperatura, humedad, viento, etc.).

j) Tensado. Clavado de cuñas.

La operación de tesado debe ser supervisada por personal especializado en este tipo de labor, asegurándose de que todo el trabajo y operación deben ceñirse estrictamente a las instrucciones. El tesado no debe comenzar hasta no tener las resistencias cilíndricas del

hormigón fraguado a las condiciones de obra, estas muestras deben tener como mínimo una resistencia de 35 [MPa].

Antes de la puesta de tensión se procede a desencofrar las zonas de anclaje, sacar el molde de poliestireno o el tapón plástico, colocar las cuñas en los anclajes activos y pintar los cables. Esto último permitirá medir el alargamiento sufrido por los cables durante el tensado. Hay que cuidar que el trazo de la marca no sea demasiado grueso para no dar lugar a imprecisiones excesivas.

El tensado de los tendones debe hacerse en un orden preestablecido. Es conveniente tensar procurando repartir en el conjunto del forjado las cargas ascensionales proporcionadas por el postensado, equilibrando así las cargas del peso propio. Tensar de forma muy asimétrica en relación a las cargas de peso propio puede dar lugar a tensiones no deseadas.

Si el tendón tiene anclajes a ambos lados y tensa sólo uno de ellos, conviene hacerlo alternativamente para repartir las pérdidas.

Control del tensado:

1° La presión del manómetro de la bomba debe traducirse en fuerza del tendón, lo cual generalmente viene proporcionado por una tabla de conversión automática.

2° Se debe medir el alargamiento del tendón y contrastarlo con el calculado teóricamente. Se acepta una diferencia de más menos 7% entre el alargamiento calculado y el alargamiento medido.

Las operaciones de tensado deben quedar reflejadas en una tabla de tensado en la se indique: el orden del tensado, la fuerza a introducir y el alargamiento obtenido en cada tendón.

Medidas de seguridad para el tensado, el personal deberá cumplir en todo momento, con las medidas de seguridad indicadas en las charlas diarias, entregadas por el Capataz, Supervisor y/o Jefe de terreno. En base, a las indicaciones entregadas por el encargado de las actividades críticas como la de tensado, se establecerán los riesgos involucrados en la

operación. Como conocimiento de la actividad de tensado se deberá respetar los siguientes patrones mínimos de seguridad:

- En la actividad de tensado no se podrá acercar ninguna persona que no sea personal capacitado.
- Al momento del tensado no se podrá encontrar ninguna persona en la zona de la trayectoria del cable, en la zona trasera del gato hidráulico.

k) Clareado de puntales. Reapriete de la cimbra (alzaprimas).

Las cimbras o puntales deben permanecer en obra hasta que se complete la operación de tensado. Los encofrados laterales de losas y vigas podrán retirarse antes de la puesta en tensión. Las cimbras pueden retirarse en su totalidad inmediatamente después del tensado, a menos que el forjado vaya a recibir cargas adicionales procedentes de la construcción de plantas superiores. En tal caso puede proceder a un clareado (retirado el 50% de los puntales). El descimbrado del resto de los puntales puede hacerse cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia para resistir las cargas de construcción. Esto ocurrirá a los 10 días.

l) Corte de los excesos de la armadura activa.

La parte sobresaliente de los tendones (requeridos para el tensado), una vez anclados, se cortarán con sierra radial a tope de la culata del anclaje. Se colocará grasa y se roscará una tapa. Nunca se efectuará el corte con soldadura.

m) Hormigonado de los anclajes para protección.

Los cajones de anclaje se hormigonarán para que queden protegidos los anclajes.

Después que la operación de tesado se complete, se verifiquen las elongaciones y se revisen por el ingeniero estructural, los cables se cortarán guardando un recubrimiento por dentro de las losas de 2 cm y 2.5 cm en vigas como mínimo.

Cubrir la parte metálica expuesta del anclaje y el cable con un material para prevenir la corrosión como pintura asfáltica u otro. Tan pronto esto se realice el contratista deberá sellar todos los orificios.

Se sugiere una combinación de material adhesivo que no se comprima o un material expansivo sin retracción.

4. MEDICION

Los cables para las estructuras postensadas se medirán según los Kilogramos de cable debidamente instalado, contemplando en el cómputo, la longitud de cable necesario para el tesado.

Para el cálculo, se medirá la longitud de los cables en metros (m) y se multiplicará dicha longitud por el peso por unidad de longitud 0.875 Kg/m.

5. FORMA DE PAGO

Los pagos se harán en las liquidaciones parciales y de acuerdo al avance de la obra, debidamente computado.

El precio unitario del ítem aceptado, contempla todos los trabajos de manipuleo, instalación, tesado y terminado de tendones según se describió en la presente especificación. Así mismo, se contempla en el Precio Unitario, el empleo de Sillas de Perfilado, Equipos de Tesado, Mano de Obra, Ingeniero Especialista, Beneficios Sociales y todo cuanto se requiera para la correcta ejecución de las tareas de instalación de cables y el tesado correspondiente.

En la ejecución de este ítem no se incluye el acero de refuerzo requerido para instalación y zonas de anclaje, el acero de refuerzo empleado, se medirá y pagará según se especifica en el ítem

LOSA POSTENSADA _____ **M2**

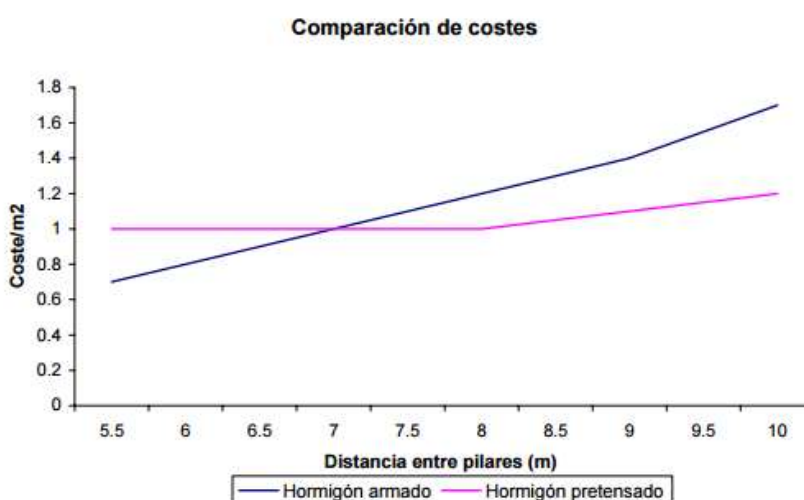
5.5 Estudio comparativo técnico, económico y social

Diseño

El postensado permite realizar estructuras de luces mayores, colgar la estructura desde un núcleo central o construir en voladizo desde ese mismo núcleo. Por lo tanto, los “obstáculos” de la construcción tradicional como son los pilares y vigas se reducen.

Incremento de luces

El empleo del postesado aumenta la capacidad resistente de la losa lo que permite aumentar las luces y reducir el número de elementos verticales en la estructura. En consecuencia se produce un ahorro de algunos materiales y una notable mejora arquitectónica por la posibilidad de disponer mayor superficie útil y más facilidad para distribuirla ya que se obtendrán grandes e in-interrumpidos espacios que podrán ser adaptados posteriormente según las necesidades. Se puede observar en el gráfico el efecto económico del pretensado a medida que se incrementa la luz en comparación a estructuras de hormigón armado.



Construcción

La simplificación del proceso constructivo se produce en varios aspectos. La consecuencia principal es la optimización de las tareas, sistematización, que no solamente permite el ahorro directo de tiempo por la reducción de materiales a disponer, sino la garantía de una construcción con ciclos repetidos, de tal forma que, a partir del aprendizaje por repetición se posibilite la optimización del camino.

Los encofrados son más ligeros, más estandarizados, se colocan y desmontan con más sencillez.

Aplicar el pretensado a los forjados permite retirar el encofrado más rápidamente (entre 3 y 7 días dependiendo del curado).

Comodidad y Servicio

Las estructuras postensadas son más agradables porque la estructura portante (pilares y muros) obliga, muy a menudo, en la construcción tradicional, a recurrir a soluciones de maquillaje para borrar las distribuciones de pilares impuestas por la cimentación.

Durabilidad

Se pueden destacar dos componentes de la durabilidad en la edificación:

- La durabilidad estructural que trata de los daños sufridos por los materiales que la constituyen debido al uso y a las agresiones exteriores. En este sentido, las estructuras pretensadas trabajan esencialmente en estado comprimido y son menos sensibles a la fisuración.
- La durabilidad funcional. Al ser más diáfanos los espacios se pueden remodelar más fácilmente permitiendo a la estructura una mejor adaptación a lo largo de su vida útil.

No se debe olvidar que muchos edificios, si tienen un objetivo lúdico o de servicio deben estar siempre de moda. Una característica de la arquitectura moderna es que evoluciona rápidamente.

Análisis de insumos

- **Comparación de armadura**

	Losa postensada	Losa alivianada
Zapatas (kg)	1248,8	1045,54
Vigas de arriostre (kg)	1257,32	1849,27
Columnas (kg)	2660,83	3840,82
Vigas (kg)	5147,82	4861,69
Losa (kg)	Con nervios: 9020,85 Sin nervios: 1645.32	1648,36
Total (kg)	Con nervios: 19335.62 Sin nervios: 11960.09	13245.68

En la tabla mostrada obtenemos dos valores de la armadura total de la losa postensada, uno con nervios y otro sin nervios, este último fue presentado para realizar la comparación con la losa alivianada ya que en ella se tomó en cuenta a la vigueta prefabricada por metro lineal sin realizar el cómputo del acero de refuerzo, ya que viene estandarizado e industrializado según el fabricante.

En la mayor parte de los elementos estructurales se logra satisfacer las solicitaciones con el uso de armadura mínima.

Por lo tanto se comprueba que la losa postensada requiere menor cantidad de acero de refuerzo, sin embargo requiere además el uso de cables de pretensado, vainas metálicas, anclajes, entre otros lo que generará un incremento en el costo total.

- **Comparación de volúmenes de hormigón**

	Losa postensada	Losa alivianada
Zapatas (m3)	31,22	22,17
Vigas de arriostre (m3)	18,91	26,49
Columnas (m3)	26,95	33,13
Vigas (m3)	115,14	83,12
Losa (m3)	97.26	70.88
Total (m3)	289.48	235.79

El incremento del volumen final del diseño con losa postensada es de aproximadamente 18.55% con relación al diseño con losa alivianada.

El incremento de hormigón se observan en las zapatas, vigas y losa, las cuales presentan dimensiones mayores a las diseñadas por el método tradicional; pero este incremento se contrarresta un poco con la disminución de elementos horizontales y verticales de la estructura.

En el diseño con losa postensada se requirió salvar luces entre 9 a 10 metros por lo cual se generaron mayores esfuerzos aumentando las secciones en los elementos estructurales además de cumplir con los requisitos de predimensionamiento impuestos por la Normativa.

- **Comparación de mano de obra**

	Losa postensada	Losa alivianada
Zapatas (Bs)	27.587,82	19.590,71
Vigas de arriostre (Bs)	18.866,11	26.428,52
Columnas (Bs)	41.249,046	51.123,93
Vigas (Bs)	143.856,79	112.543,92
Losa	145.840,21	99.846,74

(Bs)		
Total	377.399,98	309.533,82
(Bs)		

Por tanto podemos especificar que el costo de mano de obra se eleva en un 17.98% en relación al diseño con losa alivianada. Esto se debe al requerimiento de especialistas para la disposición, control y manejo de equipo para el tensado del acero de pretensado.

Análisis de costos totales

Tipo de estructura	Costo Total (Bs)
Losa postensada	1.568.686,47
Losa alivianada	1.105.792,74

Del análisis realizado podemos concluir que el costo total del diseño con losa postensada es aproximadamente mayor en un 29.51% respecto al diseño con losa alivianada.

A continuación se presenta una tabla más detallada de precio por metro cuadrado de la estructura.

	Losa postensada	Losa alivianada
Zapatas (m2)	98,605	70,882

Vigas de arriostre (m2)	71,884	100,147
Columnas (m2)	151,993	191,461
Vigas (m2)	771,957	387,270
Losa (m2)	606,898	357,163
Total (m2)	1701,337	1106,923

A través de la tabla mostrada podemos detectar a simple vista que las vigas y la losa postensada inciden de forma considerable en el aumento del costo total del proyecto.

Comparación de los tiempos de ejecución



A partir del análisis comparativo podemos decir que la diafanidad y la disposición de mayores espacios en el interior de los edificios aporta un valor añadido que suele compensar sobradamente el sobrecosto de una construcción con losas postensadas, por lo que su aplicación proporciona idóneas condiciones para su realización y aprovechamiento para aquellas estructuras de gran magnitud.

CONCLUSIONES

El estudio de suelos del terreno donde se emplazará la estructura obtuvo una capacidad portante de 3.00 kg/cm^2 . Este valor se considera de muy bueno a óptimo para realizar la fundación de la estructura.

El tipo de cercha elegido para el diseño tiene una mejor distribución de cargas al reducirse el espaciamiento entre montantes. Lo que nos permite reducir las dimensiones de los perfiles para optimizar costos. Las pendientes asumidas cumplen con las mínimas requeridas por norma y fueron determinadas según el plano de cubiertas otorgado por la Sub Gobernación del Puente.

Se debe considerar que las uniones serán soldadas en fábrica, para facilitar su transporte cada cercha estará dividida en dos y serán unidas en obra; para su montaje se empleará una grúa.

Se lograron obtener los esfuerzos y el diseño del hormigón armado de la estructura con losa alivianada a partir del programa CypeCad para posteriormente verificar que los resultados generados por el programa son muy próximo a los calculados de forma manual.

Se lograron obtener los esfuerzos de la estructura con losa postensada a través del programa SAP2000, para proceder con el diseño de los elementos a partir de los resultados generados.

Las deflexiones de las vigas de ambos diseños estructurales son menores a las mínimas exigidas por Norma.

La razón por la cual no se optó por el hormigón pretensado para las losas se debe a que son elementos generalmente prefabricados, los cuales requieren un control más estricto en planta; a diferencia del hormigón postensado que generalmente se utiliza in situ además de poder alcanzar una trayectoria más eficaz para los cables, asemejándose al diagrama de momentos de cada elemento.

El sistema no adherente fue elegido para los elementos de hormigón postensado porque generan menores pérdidas por fricción, agilizan los tiempos de construcción y resultan más económicos al usar grasa lubricante en lugar de lechada de cemento.

Se cumplió con el objetivo general del proyecto, concluyendo con los diseños de las alternativas planteadas para su presentación y posterior análisis por parte de la Sub Gobernación del Puente.

Se logró un diseño más moderno utilizando losas y vigas postensadas en lugar de los elementos que se usan normalmente en nuestro medio, para el alcance de luces entre 9 y 10 metros.

Se da a conocer a través de este trabajo las ventajas que adquieren las estructuras al poder cubrir luces de mayor longitud, ya que en ellas se pueden realizar futuras remodelaciones, tener mejor aprovechamiento de los ambientes además de presentar mejor aspecto estético a la vista de los usuarios.

A través del análisis comparativo técnico-económico podemos ver claramente que se incrementa el costo total del diseño con losa postensada en un 29.51 sin embargo este sobrecosto vale la pena para estructuras de gran magnitud e importancia donde se requieren ambientes amplios para la recepción de gran número de visitantes como cines, teatros, restaurantes, centros comerciales, gimnasios, estacionamientos, etc.

En el trabajo podemos observar como en los diseños tradicionales como el planteado originalmente para el albergue, tenemos problemas en la aparición de columnas en lugares no deseados como en el gimnasio y en el restaurante lo que genera problemas para la comodidad tanto física y como visual para los usuarios. Sin embargo, al concluir el diseño del aporte académico se logró obtener una estructura más limpia, donde se redujeron los números de elementos verticales y horizontales.

La construcción del Albergue tendrá un costo de 1.105.792,74 Bs. y una duración de 227 días si se realiza la opción del diseño convencional.

La construcción del Albergue tendrá un costo de 1.568.686,47 Bs. y una duración de 189 días si se realiza la opción del diseño del aporte académico.

Por último, se logró demostrar que las losas postensadas son una buena opción cuando se requieren estructuras amplias y flexibles, siendo cada vez más necesarias a causa del desarrollo y crecimiento de la ciudad.

RECOMENDACIONES

Según las 17 Normas Bolivianas denominadas “Accesibilidad de las Personas con Discapacidad al Medio Físico” aprobadas por el Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda mediante Resolución Ministerial N° 077 de fecha 28 de marzo de 2014; se recomienda la implementación de rampas para permitir la movilización y acceso de personas con discapacidad al Albergue.

Se recomienda tomar todas las medidas de seguridad y las exigencias de la Norma que se requieran para la correcta unión por soldadura de la cercha metálica en obra.

Se recomienda el uso de materiales de buena calidad para la construcción de la estructura, tener especial cuidado para alcanzar la resistencia del hormigón para los elementos postensados.

Se recomienda optar por las losas postensadas para el diseño del Albergue para otorgarle la posibilidad de reacomodar los ambiente e incluso ampliarlos a medida de los requerimientos de los usuarios.

