

CAPÍTULO I ANTECEDENTES.

1.1. EL PROBLEMA.

Tarija y sus entornos en los últimos años ha tenido un crecimiento acelerado de su población, esto conllevó paralelamente el incremento de la población estudiantil, del que no está exento el barrio San Jorge I y sus alrededores.

La unidad Educativa San Jorge I fue fundada el año 1992 a la fecha se dio un incremento considerable de la población estudiantil lo que generó que las aulas año a año estén cada vez más llenas lo cual resulta antipedagógico, dando lugar a un hacinamiento escolar, y en un futuro a no tratarse el problema con responsabilidad, el abandono del estudiantado.

1.1.1. Planteamiento.

La necesidad de laboratorios y el incremento de la población estudiantil en la zona dado lugar al hacinamiento escolar superando los 35 alumnos por aula, siendo esto antipedagógico, puesto que se establece según la resolución 010/2011 del Ministerio de Educación que en las poblaciones concentradas el número recomendado de estudiantes por curso en el nivel inicial es de 20 alumnos, como mínimo y 35 como máximo, para el nivel primario y secundario, el mínimo de alumnos por aula es de 30 y 40 como máximo y en las unidades educativas nocturnas el mínimo de estudiantes es de 10 por cada curso.

Las principales causas para el hacinamiento escolar son:

- Incremento de la población estudiantil.
- Carencia de infraestructura de aulas.
- Carencia de infraestructura de laboratorios.
- En el tiempo en que fue construido la unidad educativa para primaria no existía una cantidad considerable de alumnos.

De mantenerse la situación actual los pronósticos que se prevén son:

- Deserción escolar.

- Bajo rendimiento académica en los jóvenes estudiantes de la Zona.
- Fracazos universitarios
- Dedicación a otras actividades de los jóvenes de la zona.

Por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Ampliación del Colegio.
- Reducción de la cantidad de alumno
- Convenio con centros educativos cercanos para la derivación de los alumnos que sobrepase el límite de estudiantes por aula.

1.1.2. Formulación.

Se ve por conveniente: la Ampliación de los predios de la Unidad Educativa San Jorge I dado el incremento y la necesidad de tener aula tic y laboratorios.

1.1.3. Sistematización.

De la alternativa definida “**AMPLIACION UNIDAD EDUCATIVA SAN JORGE I**”, se definió que estará contemplado través de los siguientes elementos estructurales:

Cimientos.- Zapatas de Hormigón Armado.

Estructura aporticada.- Ésta contempla vigas y columnas

Losas.- -Una losa alivianada con la disposición de viguetas pretensadas.

Estructura de sustentación de la cubierta.- Se tiene previsto utilizar cercha metálica

Cubierta.- Se prevé utilizar cubierta de calamina galvanizada de acuerdo al proyecto arquitectónico.

1.2. OBJETIVOS.

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General.

Realizar el diseño estructural de “AMPLIACION UNIDAD EDUCATIVA SAN JORGE I Municipio de Cercado Distrito-10”, para verificar que los elementos estructurales cumplan los lineamientos de diseño de la Norma ACI-2008 (American Concrete Institute) para la estructura aporticada y a estructura metálica el diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método diseño en base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD), garantizando así la estabilidad y resistencia requerida.

1.2.2. Específicos.

Entre los objetivos específicos se establecen claramente los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del suelo del terreno de fundación de la estructura.
- Diseñar y Dimensionar las cerchas metálicas que sustentan la cubierta
- Realizar el cálculo estructural del proyecto conforme a los parámetros y criterios de la norma ACI-2008 en cuanto se refiere al H°A° y la estructura metálica en base al método de diseño Factores de Carga y Resistencia (LRFD).
- Realizar cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general del proyecto para determinar el costo y el plazo de ejecución de la estructura.
- Elaborar los planos constructivos.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Las razones por las cuales se justifica el PROYECTO DE INGENIERÍA CIVIL II (CIV 502) son las siguientes:

1.3.1. Académica.

Aplicar los conocimientos adquiridos para el diseño estructural de los elementos estructurales de “Ampliación Unidad Educativa San Jorge I”.

1.3.2. Técnica.

Validar el paquete estructural de SAP2000 y ETABS 9.7, además de proporcionar un análisis manual de los elementos estructurales del proyecto.

1.3.3. Social -Institucional.

Contribuir al Municipio Cercado Distrito 10 Barrio San Jorge contar con el diseño estructural de “Ampliación Unidad Educativa San Jorge I”, para mejorar el rendimiento de los estudiantes.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO.

Teniendo ya clara la idea de qué es lo que se pretende realizar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas.

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Colegio San Jorge”, realizando a su tiempo el análisis de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación y examinar su configuración topográfica, ambos brindados por la institución interesada, y en base a esto se elaboró el planteamiento estructural y posterior verificación de sus elementos pertenecientes.

El proyecto está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y de la red eléctrica).

En consecuencia se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado conteniendo: Planos estructurales, especificaciones técnicas, memoria de cálculos, costo y tiempo estimado para la ejecución física del proyecto.

1.4.1 Resultados alcanzados.

- El diseño arquitectónico, levantamiento topográfico y estudio de suelos fueron proporcionados por la Honorable Alcaldía Municipal de la ciudad de Tarija.

La nueva unidad Educativa consta de dos plantas (pisos típicos) cada uno de los cuales tiene 781,8 m², el primer piso está constituido por siete aulas, aula tic y baños, el segundo piso está constituido por siete aulas, un laboratorio y baños.

La topografía del lugar donde se emplazará el proyecto es prácticamente plana esto

por ubicarse al borde de la cancha de fútbol. En la inspección al lugar se pudo constatar que efectivamente el terreno es prácticamente plano y el corte que se pudiera realizar no afectará en sobremanera al costo del proyecto.

El estudio de suelos fue desarrollado con el SPT (ensayo normal de Penetración Estándar) a partir del cual se obtuvo la resistencia admisible del terreno de $1,5 \text{ Kg/cm}^2$ a una profundidad de 2,0 m.

- La estructura de sustentación de la cubierta está conformada por cerchas metálicas, las mismas poseen tres apoyos uno fijo y dos móviles. El cálculo se lo realizó con el programa computacional Sap2000 y se verificó los elementos de la cercha bajo diferentes tipos de solicitaciones: tracción, compresión, flexión, flexo-tracción además se realizó el diseño de placas y uniones empernadas.
- La estructura de hormigón armado fue calculada por el programa computacional ETABS. Con el programa se procedió al diseño computarizado de la estructura aporticada bajo la norma ACI (American Concrete Institute). Para la verificación se la realizó para las solicitaciones máximas a partir de las combinaciones de carga establecidas para vigas y pilares de hormigón armado.
- Se determinó un espesor mínimo de la losa aliviana de 17 cm, para lo cual se verificó la resistencia de la viga pretensada para las cargas establecidas en la estructura.
- Dado a las características del suelo con una capacidad portante de $1,5 \text{ kg/cm}^2$ y que la estructura no es de gran envergadura se optó por una fundación con zapatas aisladas. El diseño se lo realizó manualmente a partir de las reacciones obtenidas del programa computacional ETABS.

1.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

El área del proyecto se encuentra ubicado en la provincia Cercado ciudad de Tarija del departamento de Tarija, en el barrio San Jorge I correspondiente al Distrito 10, entre las calles Julio la Faye Sanjinez, Avenida Jorge Paz Galarza y Avenida el Periodista.

Referenciada por las siguientes coordenadas geográficas UTM:

Latitud Sur 7615600-7615800

Longitud Este 324200-324400

Altitud promedio de 1862 m.s.n.m.

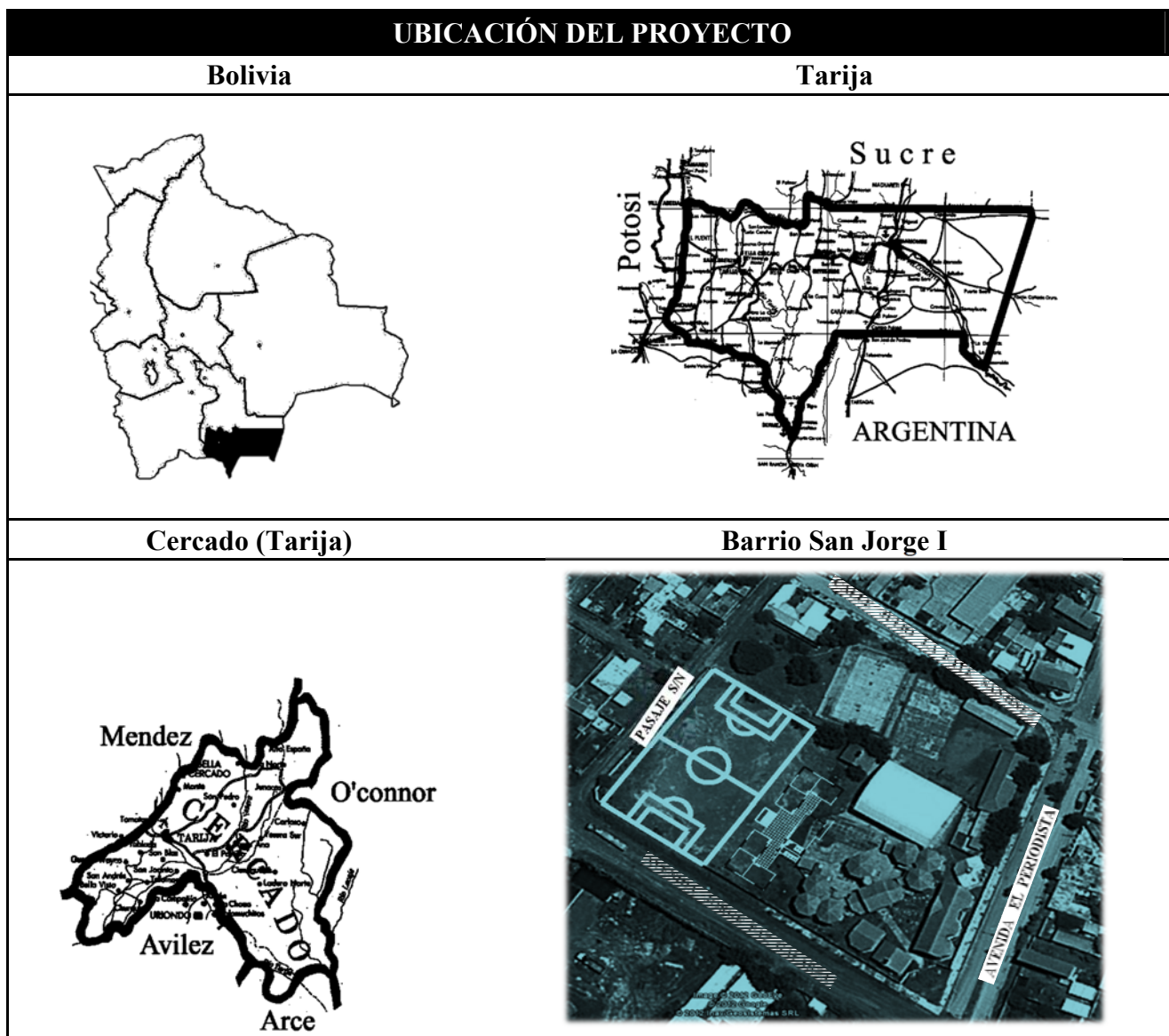


Figura 1: Ubicación del Proyecto

1.6. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES.

El distrito 10 cuenta con los servicios básicos como instalación eléctrica administrados por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), agua potable y alcantarillado sanitario administrados por COSAALT (cooperativa de servicios de agua y alcantarillado de Tarija) pero en menor acceso que otros distritos, cada uno de estos servicios son mencionados como referenciales para saber si se cuenta con los servicios básicos durante la ejecución de la obra.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.

De acuerdo al convenio firmado la realización del estudio de suelos y levantamiento topográfico es responsabilidad de la Honorable Alcaldía Municipal de la ciudad de Tarija, a tal efecto la misma nos hizo entrega de un estudio de suelos correspondiente a la ampliación de la Unidad Educativa San Jorge I ubicado en el Barrio San Jorge I del Distrito, se nos autorizó utilizar los resultados obtenidos de dicho estudio para el cálculo de la fundación del Colegio.

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo las normas de construcción ACI (American Concrete Institute) para el hormigón armado y LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta metálica.

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

El levantamiento topográfico es una etapa importante del proyecto al igual que cada una de las etapas, esta actividad en particular tiene el propósito de establecer la referencia exacta del proyecto en la superficie terrestre, esto a posterior nos servirá para hacer el replanteo del proyecto que consiste en marcar la disposición de los elementos constructivos que se nos indica en los planos.

La generación de planos planimétricos y altimétricos (de ser necesario) nos servirán para la ubicación de los materiales a fin de estimar el costo excavación para las fundaciones.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS

Cuando se proyecta un edificio, uno de los estudios más relevantes es el que se refiere al estudio del suelo de fundación. Este estudio considera el tipo de suelo, su granulometría, contenido de humedad y plasticidad.

El encargado de entregar el informe es la Honorable Alcaldía Municipal de Tarija, el estudio determina:

Capacidad de soporte, σ_{adm} (kg/cm²).

2.2.1. Ensayo de penetración estándar (STP)

El Ensayo de Penetración Standard es actualmente el más común de los ensayos in-situ, el que se desarrolló en el proyecto.

El Ensayo de Penetración Standard debido a su amplio uso, el método ha sido estandarizado con la norma ASTM D1586 desde 1958 y con periódicas revisiones.

El método de Penetración Estándar comprende dos etapas: **El Sondeo y El Muestreo**

Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca el cono de punta diamantada 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 64 kilos (140 libras) y cae de una altura de 76 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el cono de punta diamantada cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") del cono de punta diamantada; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In-Situ. Las tablas I y II reflejan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Standar.

Tabla 1: Compacidad Relativa de la arena

Numero de Golpes	Compacidad Relativa
0 – 4	Muy Suelta
5 – 10	Suelta
11 – 20	Firme
21 – 30	Muy Firme
31 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres seminario taller de mecánica de suelos y exploración geotécnica

Tabla 2 : Resistencia de los Suelos Cohesivos

Numero de Golpes	Compacidad Relativa	Resistencia a la Compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 0.25
2 – 4	Blanda	0.25 – 0.50
4 – 8	Media	0.50 – 1.00
8 – 15	Firme	1.00 – 2.00
15 – 30	Muy Firme	2.00 – 4.00
> 50	Dura	4.00

Fuente: Centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres seminario taller de mecánica de suelos y exploración geotécnica

2.3. CARGAS ACTUANTES SOBRE ESTRUCTURAS

Una vez concebida una estructura, el paso previo a su resolución es el establecer bajo que cargas se supone que se va a encontrar sometida a lo largo de su vida.

Por lo tanto, para diseñar una estructura, es necesario especificar primero las cargas que actúan sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga, que por su naturaleza, variación en el espacio o permanencia en el tiempo pueden ser clasificadas en distintos grupos.

2.3.1. Clasificación de las acciones por su naturaleza

Las acciones se pueden clasificar según su naturaleza en los siguientes grupos:

- Acciones directas. Son aquellas que se aplican directamente sobre la estructura. En este grupo se incluyen el peso propio de la estructura, las restantes cargas permanentes, las sobrecargas de uso, etc.
- Acciones indirectas. Son aquellas deformaciones o aceleraciones impuestas capaces de dar lugar, de un modo indirecto, a fuerzas. En este grupo se incluyen los efectos debidos a la temperatura, asientos de la cimentación, acciones reológicas, acciones sísmicas, etc.

2.3.2. Clasificación de las acciones por su variación en el espacio

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el espacio en los siguientes grupos:

- Acciones fijas. Son aquellas que se aplican siempre en la misma posición.

Dentro de este grupo se incluyen básicamente las acciones debidas al peso propio de los elementos estructurales y funcionales.

- Acciones libres. Son aquellas cuya posición puede ser variable en la estructura. Dentro de este grupo se incluyen fundamentalmente las sobrecargas de uso.

2.3.3. Clasificación de las acciones por su variación en el tiempo

Las acciones se pueden clasificar según su variación en el tiempo Esta clasificación queda recogida en el cuadro siguiente:

Tabla 3: Clases de cargas

Clases de cargas		
Temporalidad	Directas	Indirectas
Permanentes	Con cargas De pretensado	Reológicas estabilizadoras
Variables	Sobrecarga de uso Sobrecargas de ejecución Sobrecarga de nieve Empujes Sobrecargas de viento	Térmicas Reológicas no estabilizadoras
Accidentales	Sísmicas Dinámicas de impacto	Incendio
Fortuitas	Catastróficas	Catastróficas

Fuente: Elaboración propia

Desde el punto de diseño estructural los tipos de carga que se pueden considerarse como principales desde el punto de vista del diseño estructural.

2.3.3.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes están constituidas por el peso de los diversos elementos estructurales y por los pesos de los cuerpos que están permanentemente unidos a la estructura. Para un edificio cualquiera las cargas permanentes estarán formadas por los pesos de las columnas, vigas, losas, techo, muros fijos, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros dispositivos diversos.

Para hallar el peso de los elementos de la estructura se puede recurrir a catálogos de fabricantes o prontuarios.

2.3.3.2. Sobrecargas de uso

Estas cargas pueden variar en magnitud y localización, y son debidas al peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre la estructura debido al uso de la misma, o incluso durante su ejecución (sobrecargas de ejecución).

Para calcular el valor de estas acciones se deben calcular las cargas debidas de cada una de ellas, si bien, en cualquier caso, nunca podrán ser inferiores a las indicadas por las normas de edificación.

En ocasiones, puede resultar complicado predecir con exactitud el valor de todas y cada una de estas acciones, por lo que suele recurrirse al estudio de la historia de estructuras existentes de similares características y funcionalidad, con el fin de obtener una estimación lo más aproximada posible de la realidad.

A continuación se presenta el valor de la sobrecarga recomendada sobre diferentes estructuras:

Tabla 4: Valores de la sobrecarga

Tipo de edificación	Descripción del uso	Sobrecarga de uso (kg/m2)
Viviendas (casas y departamentos)	Áreas de uso general	200
	Balcones	200
	Terrazas	150
	Escaleras	250
	Buhardillas no habitables	100
Oficinas y Laboratorios	Áreas privadas con equipos ligeros	250
	Áreas privadas con equipos pesados	400
	Áreas públicas y escaleras	300
	Áreas de archivos comunes	400
	Áreas de archivos pesados	1000
Comercios	Locales comerciales pequeños y tiendas	300
	Galerías comerciales	400
	Balcones y terrazas	300
	Escaleras y accesos	400
Hospitales y clínicas	Áreas para internados	200
	Áreas para quirófanos, laboratorios, etc.	300
	Balcones y terrazas	300
	Escaleras y accesos	300
Hoteles	Áreas para piezas	200
	Áreas para cocinas, lavanderías	400
		500

	Áreas para salones, comedores y lugares de reunión	300
	Balcones y terrazas	400
	Escaleras y accesos	
Edificios docentes	Aulas	300
	Comedores	300
	Pasillos	300
	Balcones y terrazas	300
	Escaleras y accesos	400
Bibliotecas	Áreas de lectura	300
	Áreas de archivo	500
Centros de reunión, templos, cines, teatros, estadiums, circos coliseos, gimnasios, etc.	Áreas con asientos fijos	300
	Áreas con asientos móviles	500
	Tribunas y graderías	500
	Balcones y terrazas	400
	Escaleras y accesos	500
	Pasillos	500
Edificios penales	Áreas de celda	200
	Comedores	300
	Pasillos	300
	Balcones y terrazas	300
	Escaleras y accesos	300
Bodegas y fábricas	Áreas para mercaderías y máquinas livianas	500
	Áreas para mercaderías y máquinas pesadas	1000
	Áreas para frigoríficos	1200
	Pasillos, escaleras y accesos	400
Estacionamientos	Vehículos ligeros	300
	Vehículos pesados	800
Techos	Carga de limpieza y mantenimiento	50

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico, 2006

2.3.3.3. Sobrecarga de viento

Las acciones que provoca el viento vienen determinadas como fuerzas por unidad de superficie, que dependen de la zona eólica, de la altura sobre el terreno, de la situación topográfica, de la construcción y de la forma, posición y orientación de los elementos con respecto al viento.

Cuando las estructuras impiden el flujo de viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento.

La fuerza que actúa sobre los elementos será dicha presión dinámica, afectada por un coeficiente eólico, el cual depende de la forma y superficie del elemento, y posición con

respecto al viento. Dicha fuerza se considerará perpendicular a las superficies de los elementos que componen la estructura.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Los factores responsables para la idealización estructural son tres, los cuales son topografía, estudio del suelo de fundación y la arquitectura del proyecto, en base a estos factores se puede realizar un análisis minucioso de las estructuras que contempla el proyecto:

2.4.1. Sustentación de cubierta

Está ligada a la geometría donde estará dispuesta y sobre todo a la arquitectura que ésta dispusiese.

La arquitectura define tres cubiertas metálicas cada una de ellas dispone de dos aguas dos cubiertas son simétricas, las mismas se indican en la figura 2 a continuación.

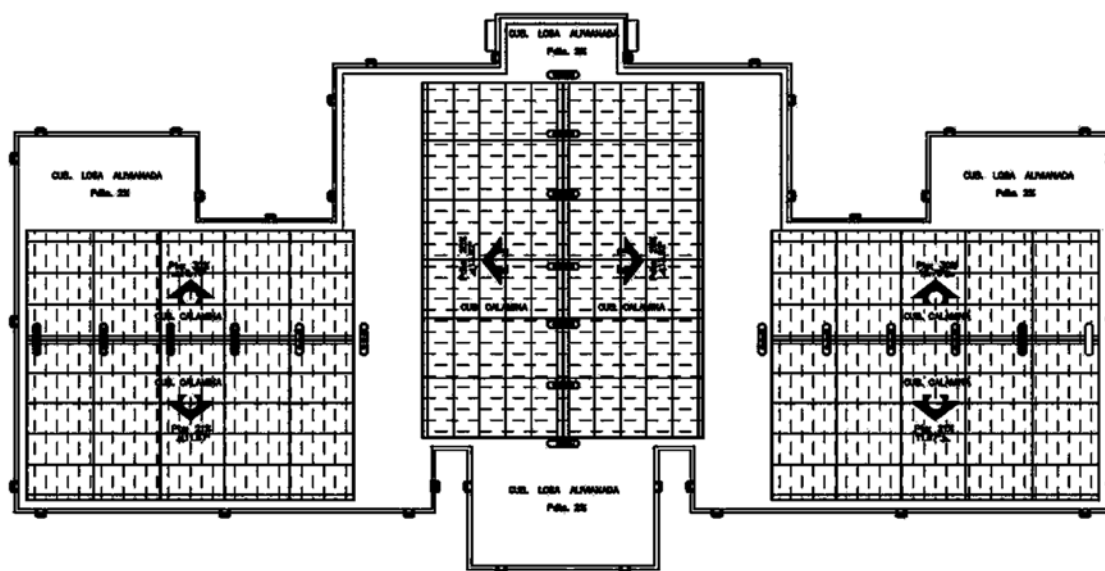


Figura 2: Vista en planta de la cubierta.

Establecida la geometría se define la disposición de armadura a implementar en la estructura y como se la considerará para el cálculo estructural:

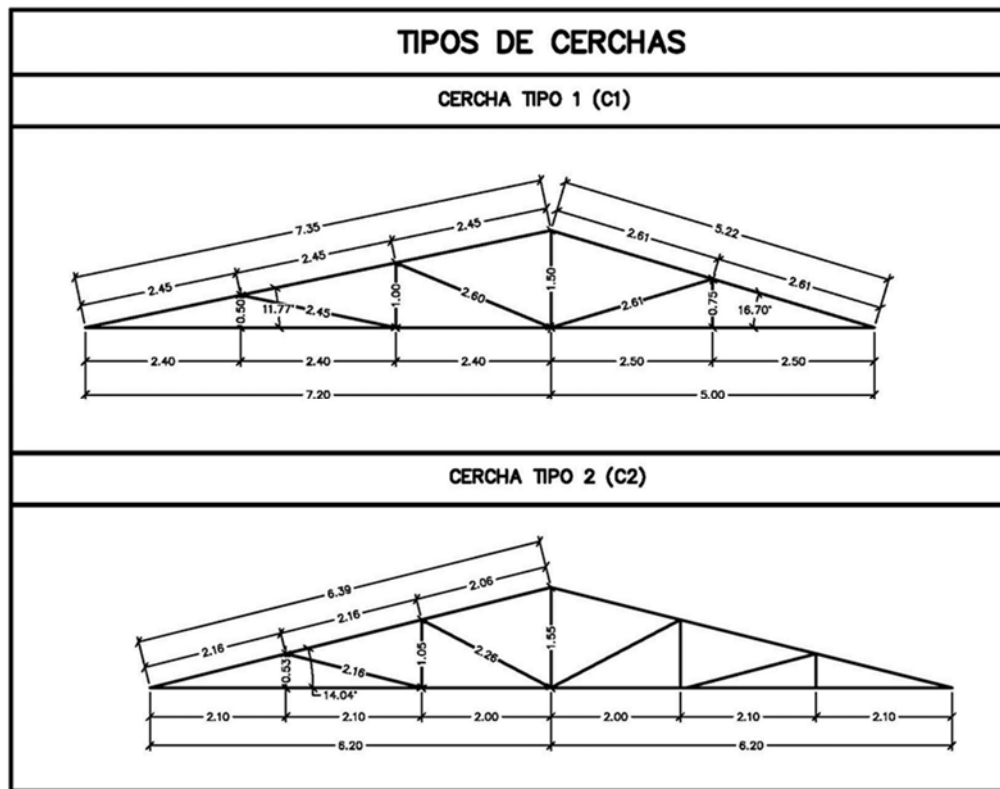


Figura 3: Armaduras tipo

2.4.2. Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación depende de la arquitectura del proyecto, en el proyecto en particular se estableció que será una estructura aporticada de dos niveles

2.4.3. Fundaciones

La fundación se tiene establecido estará conformada de zapatas rectangular, cabe notar que no se dispondrá de zapata medianeras ni esquineras, puesto que el lugar de emplazamiento no está afectada por construcciones existentes.

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

2.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

Se denomina cubierta al cierra de una edificación por su parte superior, destinada a proteger su interior de los agentes climatológicos (lluvia, viento, nieve, calor y frío), proporcionando al mismo tiempo un aislamiento térmico acústico al conjunto.

La inclinación de un techo se determina por consideraciones estéticas o bien puede ser que la inclinación este limitada por el tipo de material por consideraciones económicas.

La Tabla 5 presenta varias inclinaciones para los parámetros del techo y sus equivalencias en grados y en pendientes.

Tabla 5: Inclinación de Techos

Inclinación	1/8	1/6	1/5	1/4	1/3.46	1/3	½
Grados	14°3'	18°26'	21°48'	26°34'	30°0'	33°40'	45°0'
pendiente	3:12	4:12	4.8:12	6:12	6,92:12	8:12	12:12

Fuente: Diseño de Armaduras para techo Leonilo Santiago Hernández
universidad Autónoma Chapingo

Cuando la pendiente es menor de 2:12, se dice que el techo es plano. Como techos inclinados se conocen todos aquellos que exceden esta relación. Se considera generalmente que una pendiente 6:12 es probablemente la más económica para claros usuales.

2.5.1.1. Partes de una armadura

Una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma.

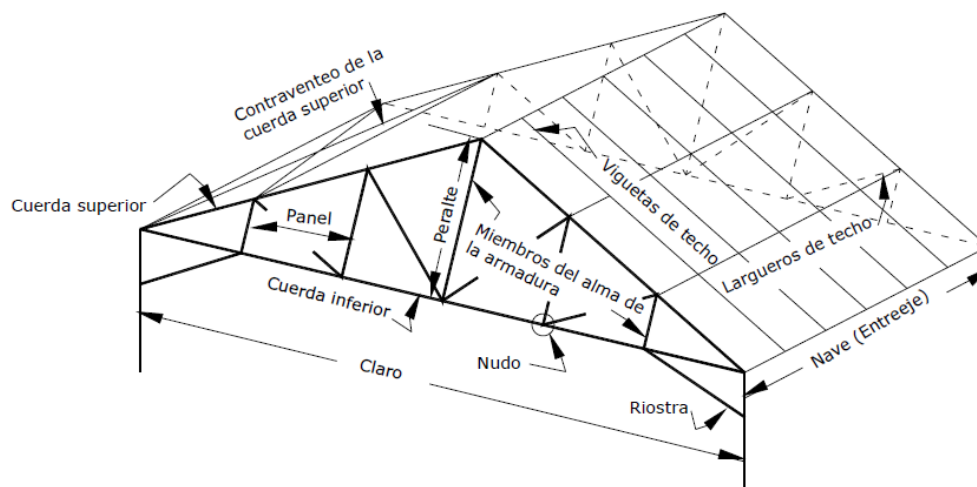
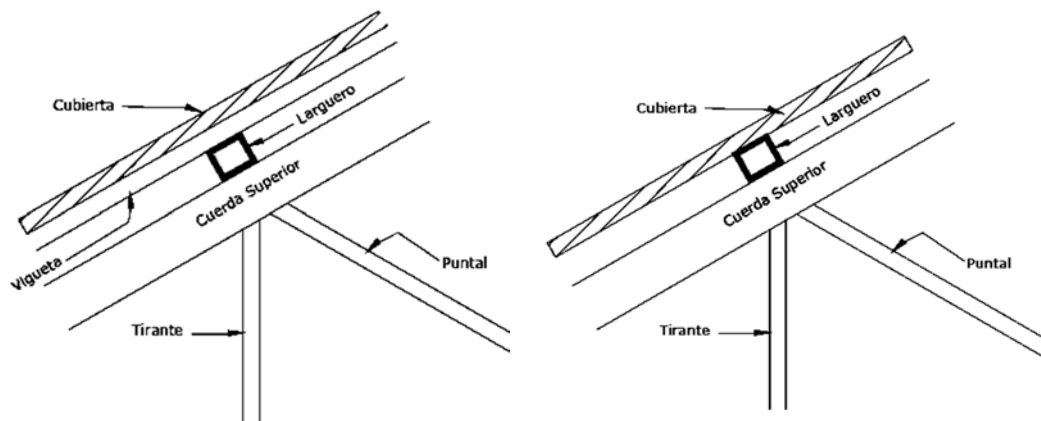


Figura 4: Partes de una Armadura (Armadura tipo Howe).

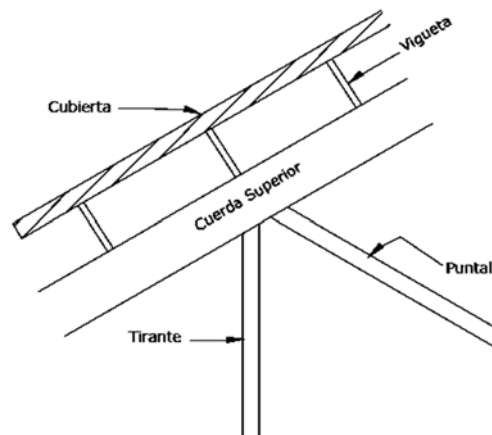
- **Cuerda superior.** La cuerda superior consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbrera.
- **Cuerda inferior.** La cuerda inferior de una armadura está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro.

- **Miembros del alma.** Son los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior, y dependiendo de sus posiciones se llaman *verticales o diagonales*.
- **Nudos.** Son los puntos en donde se unen los miembros del alma con la cuerda superior e inferior.
- **Nave ó Entreeje.** Es la porción de un techo comprendida entre dos armaduras. Puesto que los largueros de techo se extienden de armadura a armadura.
- **Panel.** Es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior.
- **Larguero de techo.** Es la viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior.



a) Techo formado por larguero, viguetas y la cubierta

b) Techo formado por largueros y cubierta



c) Techo formado por Vigüeta y cubierta

Figura 5: Tipos de Largueros de Techo

- **Inciso a)** uno de los tipos más comunes de estructuraciones la carga del techo se transfiere de la cubierta a las viguetas de techo; de estas a los largueros de techo y de los largueros de techo a los nudos de las armaduras.
- **Inciso b)** consiste en prolongar la cubierta de larguero a larguero omitiendo las viguetas de techo. Para este tipo de estructuración, el ahorro por la omisión de las viguetas se compensa por el espesor requerido por las placas de la cubierta.
- **Inciso c)** consiste en correr las viguetas de armadura a armadura omitiendo así los largueros de techo. Aquí las cargas se transmiten de la cubierta a las viguetas de techos y de estas a la cuerda superior de la armadura. Esto da por resultado que la cuerda superior quede sometida a esfuerzos de flexión, además de la compresión directa debida a las fuerzas transmitidas por los otros miembros de la armadura.

2.5.1.2. Separación de armaduras

Un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él el costo de la fabricación

Para las armaduras comúnmente usadas, la separación de ellas oscila entre los 4,2 y 6,7 metros (14 ft y 22 ft). Las armaduras con claros mayores de 9 metros (30 ft) se espacian aproximadamente a 3,6 metros (12 ft) de centro a centro y para claros mayores de 18,3 metros (60 ft) el espaciamiento es sobre 5 metros (17 ft). La máxima separación para armaduras comúnmente usadas es sobre 7 metros (23 ft).

2.5.1.3. Clasificación de las Secciones Según el AISC-LRFD

Las secciones estructurales se clasifican en función de las relaciones ancho/espesor máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexocompresión estos son:

- **Secciones tipo 1 o compactas ($\lambda \leq \lambda_p$).**
Pueden alcanzar el momento plástico, tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas.
- **Secciones tipo 2 o no compactas ($\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$).**

Pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica. La falla de estas secciones ocurre por pandeo inelástico de uno de sus elementos.

- **Secciones tipo 3 o esbeltas ($\lambda_r \leq \lambda$).**

Tienen como estado límite de resistencia el pandeo local elástico de alguno de los elementos planos que las componen. Estas secciones no son capaces de desarrollar el momento plástico de la sección y no tienen capacidad de rotación inelástica post pandeo.

λ = Razón ancho – espesor.

λ_p = Parámetro limitante de esbeltez para elemento compacto

λ_r = Parámetro limitante de esbeltez para un elemento no compacto.

En resumen las secciones en las que al menos un elemento excede los límites correspondientes a los tipos 1 son tipo 2.

Las secciones en las que al menos un elemento excede los límites correspondientes a las tipo 2 son tipo 3.

2.5.1.4. Criterios de diseño

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el Método LRFD (**Diseño por Factores de Carga y Resistencia**) que se basa en los conceptos de estados límite.

Existen dos tipos de estado límite:

- **El estado límite de resistencia** se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga y de volteo.
- **El estado límite de servicio** se refiere al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como flechas excesivas, deslizamientos y vibraciones.

La estructura no solo debe ser capaz de resistir las cargas de diseño sino también las de servicio en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

Las cargas de servicio multiplicadas por factor de seguridad deberán ser menores o iguales a la resistencia nominal multiplicada por factor de resistencia, en pocas palabras:

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

Dónde:

Q_i: cargas de trabajo o servicio

λ_i: factores de carga o “de seguridad”

R_n: resistencia teórica o nominal

φ: factor de resistencia

2.5.1.4.1. Factores de Carga

Los factores de carga tratan en parte subsanar las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura

U representa la carga última, D son las cargas muertas, L son las cargas vivas, L_r son las cargas vivas en techos, S son las cargas de nieve, R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento, W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

El AISC-LRFD tiene las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 6: Combinaciones de Carga

a) U = 1,4D
b) U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L _r o S o R)
<i>Si se consideran las fuerzas de viento o sismo:</i>
c) U = 1,2D + 1,6(L _r o S o R) + (0,5L o 0,5W)
d) U = 1,2D + 1,0W + 0,5L + 0,5(L _r o S o R)
e) U = 1,2D + 1,5E + (0,5L o 0,2S)

Fuentes: ASCE 7-10 American Society of Civil Engineers

2.5.1.4.2. Factores de Resistencia

Los factores de resistencia de igual forma que los factores de carga tratan en parte de subsanar que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra.

El AISC-LRFD establece los siguientes factores de resistencia:

Tabla 7: Factores de Resistencia Característicos - Situaciones

SITUACIONES	FACTORES DE RESISTENCIA ϕ
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1,00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0,90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0,85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0,80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0,75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)	0,65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0,60

Fuente: American Institute of Steel Construction AISC.

2.5.1.4.3. Elementos en flexión

Un miembro en flexión está sometido a cargas perpendiculares a su eje, las que pueden incluir momentos puntuales aplicados en el tramo o los extremos del elemento. Estas cargas generan momentos flectores y corte en el miembro.

Las vigas se pueden clasificar de acuerdo a dos parámetros, dependiendo de los cuales se comportan de manera diferente en flexión.

La primera clasificación es de acuerdo al tipo de arriostramiento lateral pudiendo ser:

- Vigas con soporte lateral adecuado: están arriostradas a intervalos suficientes para asegurar que la viga no falle por inestabilidad global.
- Vigas sin soporte lateral: no poseen suficientes arriostramientos laterales para evitar la falla por inestabilidad global.

La otra clasificación está relacionada con las propiedades de la sección transversal del elemento pudiendo ser:

- Vigas de sección compacta: las relaciones ancho espesor de sus elementos son suficientemente pequeñas para prevenir que la capacidad esté dada por inestabilidad local.

Los estados límite o modos de falla a considerar son plastificación de la sección y volcamiento

- Vigas de sección no compacta: la capacidad de la viga está dada por la inestabilidad local de uno de sus elementos en el rango elástico de tensiones

Además de los estados límite de plastificación y volcamiento es necesario considerar el estado límite de pandeo local de los elementos que componen la sección.

Modos de falla.

Existen tres modos principales de falla de los miembros en flexión. Estos son:

Plastificación

Los aceros dúctiles se pueden idealizar antes de la zona de endurecimiento por deformación, como un material elástico que al llegar a la fluencia se comporta plásticamente. Para que el material se comporte de esta manera en un miembro estructural en flexión, es necesario que no ocurran fenómenos de inestabilidad, fractura o fatiga.

Volcamiento

También conocido como pandeo lateral-torsional de la viga, es posible ver que la capacidad al volcamiento de una viga va a depender del tipo y espaciamiento de los arriostramientos de las alas de la sección, pudiendo ser continuo o puntual.

El pandeo puede ser elástico o inelástico.

El modo de falla de la viga en flexión, sin considerar el pandeo local, va a estar principalmente definido por la distancia entre arriostramientos o longitud no arriostrada L_b . Existen dos valores límite que se deben considerar:

L_p .- Es la longitud no arriostrada máxima para conseguir que la viga alcance el momento

plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto.

Lr.- Es la longitud no arriostrada a partir de la cual la viga fallará por volcamiento elástico.

Pandeo local

Tercer modo de falla que puede afectar a vigas en flexión es el de pandeo local de alguno de sus elementos. Dependiendo de la esbeltez de los elementos que componen la sección transversal, es posible que aquellos elementos que están en compresión fallen por inestabilidad local, ocasionando la falla del miembro completo.

Tal como en el caso de pandeo global, el pandeo local puede ser elástico o inelástico.

Criterio de diseño: método LRFD.

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

Donde

ϕ_b : *factor de reducción de resistencia*

M_n : *resistencia nominal de flexión*

M_u : *carga mayorada en el miembro*

De acuerdo a que si la sección es compacta o esbelta se considerara el menor valor correspondiente a M_n de los distintos modos de falla.

2.5.1.4.4. Elementos en tensión.

Un elemento en tensión ideal se define como un elemento que debido a sus características geométricas genera sólo esfuerzos axiales.

Los factores que pudieran afectar la eficiencia de los miembros a tensión son la excentricidad, las necesarias tolerancias de fabricación de los elementos, los esfuerzos residuales y los agujeros en placas y perfiles estructurales.

Modos de falla.

- **Fluencia del área total o bruta.**

Falla por deformación excesiva

- **Fractura del área neta.**

Debilitamiento de la sección debido a perforaciones para conexión apernada

- **Ruptura por cortante y tensión combinados (bloque de cortante).**

Combinación de fluencia o fractura en tensión y fluencia o fractura en corte asociado a la presencia de perforaciones en la zona de conexión.

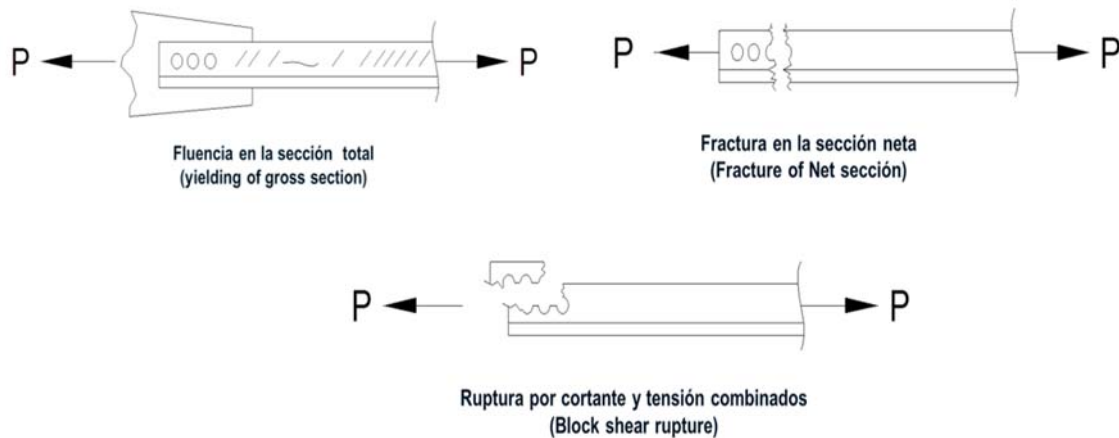


Figura 6: Modos de falla en Tensión

Criterio de rigidez

Este límite no es necesario para asegurar la integridad estructural del elemento una vez instalado, sólo limita la posibilidad de vibraciones y deformaciones.

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

Donde

L: la longitud del miembro en tensión

r : mínimo radio de giro de la sección transversal del miembro

Criterio de diseño: método LRFD.

$$\phi_t T_n \geq T_u$$

Donde

ϕ_t : factor de reducción de resistencia

T_n : resistencia nominal de tensión

T_u : carga mayorada en el miembro

La especificación LRFD estipula que la resistencia de un miembro en tensión, ϕT_n , será el valor más pequeño de los valores obtenidos considerando los dos primeros modos de falla.

2.5.1.4.5. Elementos en compresión

Un miembro en compresión es una idealización. En estructuras reales nunca una columna trabaja exclusivamente en compresión, ya sea debido a imperfecciones de fabricación, desalineación de la carga axial con el eje centroidal del miembro, condiciones de la estructura, etc. Sin embargo constituye la base para diseñar miembros sometidos a compresión en estructuras reales.

Dependiendo de la magnitud de las cargas y disponibilidad de secciones y requisitos de operación, puede ser más ventajoso usar perfiles laminados, secciones soldadas o miembros armados. La distribución de las cargas determinará si es mejor un miembro de sección variable o constante, mientras que requisitos de operación (paso de ductos), peso o de arquitectura pueden favorecer el uso de secciones con alma de celosía en lugar de llena.

En las láminas siguientes se presenta secciones típicas de miembros en compresión.

Modos de falla

- **Sección no esbelta.**

Los miembros estructurales de sección no esbelta cargados axialmente a compresión pueden fallar teóricamente de tres maneras diferentes

- Pandeo por flexión
 - Pandeo torsional
 - Pandeo flexo-torsional
- **Sección con elementos de pared delgada.**
 - Potencial inestabilidad o pandeo local
 - Reducción de la resistencia en compresión

Esto podría ocurrir, por ejemplo, cuando los límites de la razón ancho/espesor establecidos en el método LRFD presentados en “Especificación ANSI/AISC 360-05” la tabla B4.1a son excedidos

Criterio de diseño: método LRFD.

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

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

Dónde:

P_u = carga de diseño mayorada

P_n = resistencia nominal

ϕ_c = factor de reducción de resistencia (0.9)

F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo

A_g = área total del miembro

La resistencia de compresión nominal, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

Límites de esbeltez y longitud efectiva.

Para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

Dónde:

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

r = radio de giro, cm (mm)

K = factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con la Sección C2

2.5.1.4.6. Diseño de conexiones

Las uniones de los miembros de una armadura se realizan a través de placas de unión. Estas uniones o conexiones pueden ser de dos tipos: apernadas o soldadas.

- **Tipos de conexiones:**
 - Apernadas o atornilladas: concéntricas y excéntricas
 - Soldadas: concéntricas y balanceadas

2.5.1.4.7. Límite de deformaciones

En general los códigos de diseño no explicitan deformaciones máximas para armaduras

- Criterio y experiencia del diseñador
- A modo de referencia

$$\Delta_{\max} \leq \frac{l}{360}$$

Donde

$\Delta_{\max}$ = deformación máxima

l = claro de la armadura

2.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

2.5.2.1. Fundamentos del diseño

- **En diseño por esfuerzos admisible**, la capacidad resistente dividida para un factor de seguridad no debe ser sobrepasada por las solicitaciones.
- **En diseño por capacidad resistente**, la capacidad resistente no debe ser sobrepasada por las solicitaciones mayoradas.

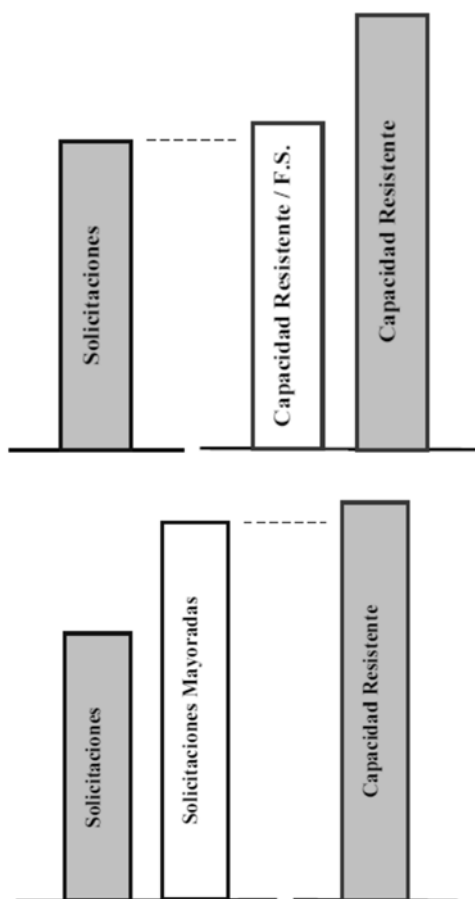


Figura 7: Fundamentos de diseño

2.5.2.2. Recubrimiento del acero:

Con el objeto de que el acero pueda desarrollar los esfuerzos de adherencia con el hormigón que le rodea, y que además se encuentre adecuadamente protegido del medio ambiente, en la ACI-08 especifica los siguientes recubrimientos mínimos de hormigón para el acero

Tabla 8: Recubrimientos Mínimos

TIPO RECUBRIMIENTO	
	Recubrimiento Mínimo, mm
(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	70
(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie	
- Varillas de 18 mm y mayores	50
- Varillas de 16 mm y menores	40
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
o Losas, muros, viguetas:	
- Varillas mayores a 36 mm	40
- Varillas de 36 mm y menores	20
o Vigas, columnas:	
- Refuerzo principal, anillos, estribos, espirales	40
o Cascarones y placas plegadas:	
- Varillas de 18 mm y mayores	20
- Varillas y alambre de 16 mm y menores	15

Fuente: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05)

2.5.2.3. Método de diseño

La metodología a emplear es el Diseño por Resistencia. Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\phi R_n \geq \alpha C_i$$

Dónde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad

R_n : Resistencia nominal

α : Factor de carga o de amplificación

C_i : Efecto de las cargas de servicio

2.5.2.3.1. Los factores de reducción de la capacidad resistente

Adicionalmente a la mayoración de las cargas, el ACI [ACI 9.3] establecen factores de reducción de la capacidad resistente (ϕ) de las estructuras, factores que dependen del tipo de sollicitación que esté siendo considerada en el diseño estructural. Los valores de capacidad nominal se deben multiplicar por los siguientes factores reductores para obtener la capacidad resistente real de los elementos estructurales (también llamada capacidad última):

Tabla 9: Factor de reducción de capacidad para distintos tipos de solicitaciones

Tipo de Solicitación	Factor de Reducción de Capacidad (ϕ)
Flexión sin carga axial	0,90
Tensión axial y tensión axial con flexión:	0,90
Compresión axial y compresión axial con flexión:	
• Elementos con refuerzo en espiral	0,75
• Otros elementos reforzados	0,70
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el hormigón	0,60

Fuente: ACI-08 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario

La magnitud de la reducción de capacidad se fundamenta en 2 aspectos:

- En primer lugar, los elementos estructurales no son construidos en obra con el mismo nivel de prolijidad que aquel que se logra en laboratorio, por lo que su capacidad real es algo menor; es decir que bajo este primer criterio se debería reducir por igual la capacidad resistente bajo cualquier tipo de solicitación. En este caso el factor de reducción de capacidad debería ser único y los códigos han establecido una reducción conservadora del orden del 10% ($\phi \approx 0,90$).
- En segundo lugar, existen solicitaciones en la estructura que son más críticas que otras por los tipos de falla que generan: la falla por flexión es dúctil por estar controlada por la gran capacidad de alargamiento del acero de tracción, mientras que las fallas por cortante, por carga axial y por aplastamiento son fallas frágiles, por estar controladas por la rotura del hormigón a tracción la primera y compresión las dos últimas.

Se requiere que cuando la estructura falle lo haga de una manera dúctil y progresiva (dando avisos externos de lo que está ocurriendo internamente), por lo que a partir de $\phi = 0,90$ se manejan factores de reducción de capacidad diferenciados. Mientras mayor sea la reducción de capacidad resistente (ϕ es más pequeño) la estructura requiere ser reforzada en mayor medida para ese tipo de solicitación, con la finalidad de recuperar la capacidad perdida por especificación de los códigos.

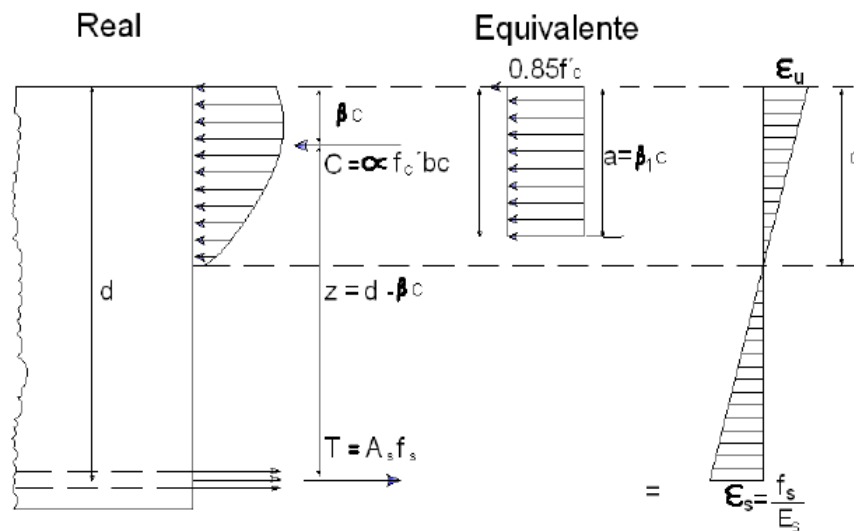
2.5.2.3.2. Diseño por flexión

En vigas de hormigón armado sometido a flexión, en una sección transversal específica, una

parte estará sometida a esfuerzos y deformaciones de compresión, mientras que otra parte de la viga estará sometida a solicitaciones de tracción.

Los códigos de diseño establecen que cuando un elemento trabaja a flexión, el hormigón en la zona de compresión no debe sobrepasar de una deformación máxima unitaria (ϵ) de 0.003, sin embargo en zonas de tracción se supone que el hormigón se ha fisurado totalmente y que no colabora en la capacidad resistente, por lo que solamente el acero trabaja a tracción.

Por tanto se puede estimar el momento resistente a flexión como:



$$T = A_s f_y = 0,85 f'_c a b = C_c$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad \dots \quad \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = \phi M_n \quad \dots \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad ; \quad \phi = 0,90$$

Haciendo operaciones se llega a:

$$A_s F_y = 0,85 f'_c b d \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Se puede generar una constante de simplificación:

$$k = 0.85 f'_c b d$$

Reemplazando en la expresión previa se tiene:

$$A_s F_y = k \left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * k * d}} \right]$$

Si bien matemáticamente existen 2 soluciones, físicamente sólo existe la que tiene signo negativo en el radical (valor menor).

$$A_s = \frac{k}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85 * k * d}} \right]$$

El tipo de falla depende de la cuantía de acero colocado en la sección, dicha cuantía se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Dónde:

ρ = Cuantía de acero

A_s = Área de acero

b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo de la sección

Cuantía balanceada: Es la cuantía de armado que provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión (0,003), y que el acero de tracción empiece a fluir.

$$\rho = \beta_1 * 0,85 * \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{E_s \varepsilon_s}{E_s \varepsilon_s + E_c \varepsilon_c} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{para } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía máxima: Corresponde al 62,5% de la balanceada, este criterio asegura que el acero entre en fluencia antes de que el hormigón ingrese en la zona de decrecimiento de capacidad resistente a la compresión:

$$\rho_{max} = 0.625\rho_b \quad ; \quad A_{s_{max}} = 0.625\rho_b bd$$

Cuantía mínima: En aquellas vigas en que las dimensiones geométricas superan a la capacidad resistente requerida sin rotura por tracción del hormigón, se deberá proveer un armado mínimo que sea capaz de absorber:

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{bd} \quad ; \quad A_{smin} = \frac{0,8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{14}{f_y} bd$$

El siguiente gráfico describe los modos de falla del hormigón armado a flexión.

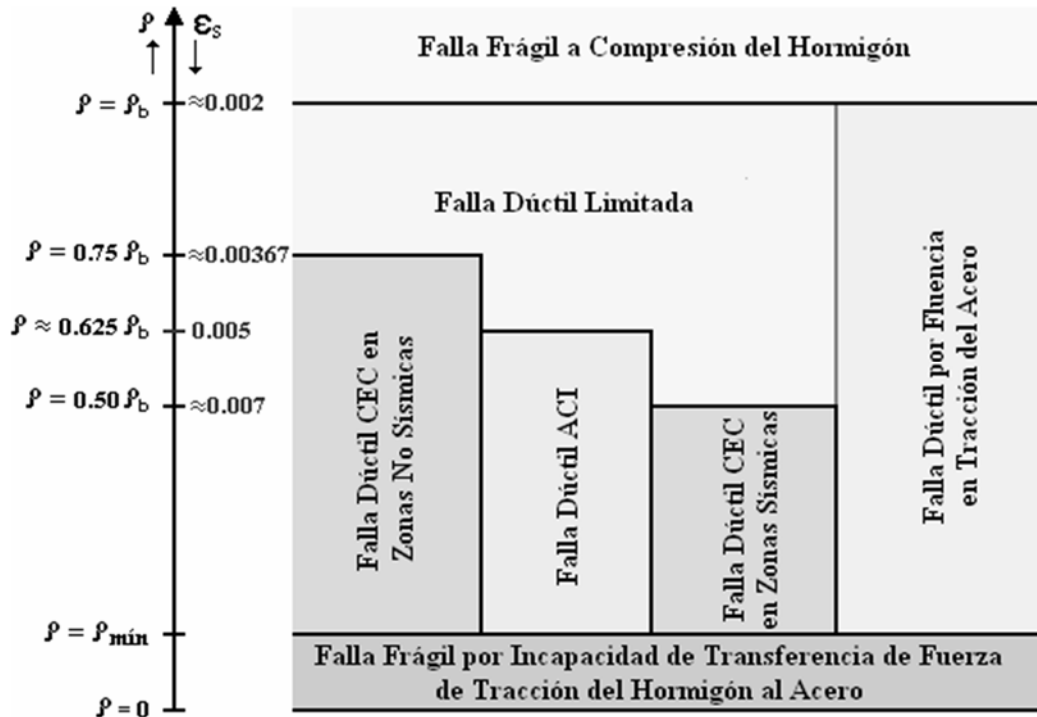


Figura 8: modos de falla del hormigón armado a flexión

2.5.2.3.3. Diseño por corte

Las fuerzas cortantes transversales externas V , que actúan sobre los elementos estructurales, deben ser resistidas por esfuerzos cortantes internos τ , igualmente transversales, pero que por equilibrio también generan cortantes horizontales.

En el hormigón armado, el ACI optó por manejar un esfuerzo cortante referencial o característico promedio v , lo que facilita la inclusión de los diferentes parámetros que influyen en la resistencia al cortante.

$$v = \frac{V}{(b_w * d)}$$

El diagrama muestra cuatro secciones transversales de elementos estructurales: rectangular, T, T invertido y I. Cada sección tiene una anchura efectiva b_w y una altura efectiva d . Las fuerzas cortantes V actúan sobre las secciones, y el área efectiva de la sección transversal es $b_w * d$.

Donde:

v: *esfuerzo cortante referencial promedio*

V: *fuerza cortante*

b_w: *ancho del alma resistente al cortante*

d: *distancia desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema*

El esfuerzo mínimo resistente a corte del hormigón simple se calcula mediante la siguiente expresión básica, que por su forma de expresión guarda una relación directa con la resistencia a la tracción del hormigón:

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

f'_c: *resistencia característica del hormigón a compresión en Kg/cm²*

v_c: *esfuerzo máximo resistente a cortante del hormigón en Kg/cm²*

Para un análisis más refinado, cuando exista, además de las fuerzas cortantes, la acción de fuerzas axiales de compresión, el código ACI recomienda utilizar la siguiente expresión para definir la resistencia al cortante [ACI 11.3.2]:

$$v_c = 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

Donde:

N_u: *carga axial última de compresión que ocurre simultáneamente con V_u, en Kg.*

A_g: *Sección transversal de hormigón en cm².*

La fisuración por cortante en la zona crítica de los apoyos se produce aproximadamente a 45° del eje longitudinal.

La condición básica que se debe cumplir para que la capacidad resistente sea adecuada con relación a las solicitaciones es que:

$$\phi V_n \geq V_u \quad ; \quad V_n = V_c + V_s \quad ; \quad \phi = 0,75$$

Donde:

V_n: *capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado*

V_c: *capacidad resistente a corte del hormigón simple*

V_s: *capacidad resistente a corte del acero de refuerzo*

V_u: *solicitación última de cortante*

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el hormigón debe ser resistida por la armadura transversal.

La ecuación que describe a la magnitud de la fuerza absorbida por el acero transversal es:

$$V_s = (d/s) \cdot A_v \cdot F_y$$

Donde:

V_s: Fuerza cortante absorbida por los estribos

d: altura efectiva de la viga

s: espaciamiento longitudinal de los estribos que cortan la fisura

A_v: Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura (2 veces la sección transversal de la varilla)

F_y: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Capacidad Máxima del Acero de Cortante:

La fuerza cortante absorbida por el acero no debe superar a cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el hormigón simple; fuerzas cortantes superiores a la especificada destruyen la integridad del hormigón.

$$v_s \leq 2,12 f'_c$$

Armado Mínimo de Cortante:

Debe proporcionarse un armado transversal mínimo de cortante en toda la viga de acuerdo a la expresión $A_v, \text{mín} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{F_y}$, pero el refuerzo transversal en ningún caso podrá ser menor que $A_v, \text{mín} = \frac{3,5 \cdot b_w \cdot s}{F_y}$

Espaciamiento Mínimo de los Estribos:

El espaciamiento mínimo de los estribos en las vigas de hormigón armado no debe superar los siguientes valores [ACI 11.4.5.1]:

$$s \leq d/2 \quad ; \quad s \leq 60\text{cm}$$

Donde:

s: Espaciamiento de los estribos

d: Altura efectiva de la viga

El primer criterio permite que, en cualquier lugar del elemento estructural, al menos 2 estribos crucen a cada fisura diagonal.

Espaciamiento de los Estribos de Confinamiento:

En el espaciamiento de los estribos de confinamiento ubicados en el sector de apoyo no puede

superar las siguientes expresiones [ACI 21.3.4.2]:

$$s \leq d/4 ; s \leq 8\phi L ; s \leq 24\phi T ; s \leq 30\text{cm} ;$$

Donde:

ϕL : Menor diámetro de las varillas longitudinales

ϕT : Diámetro de los estribos transversales

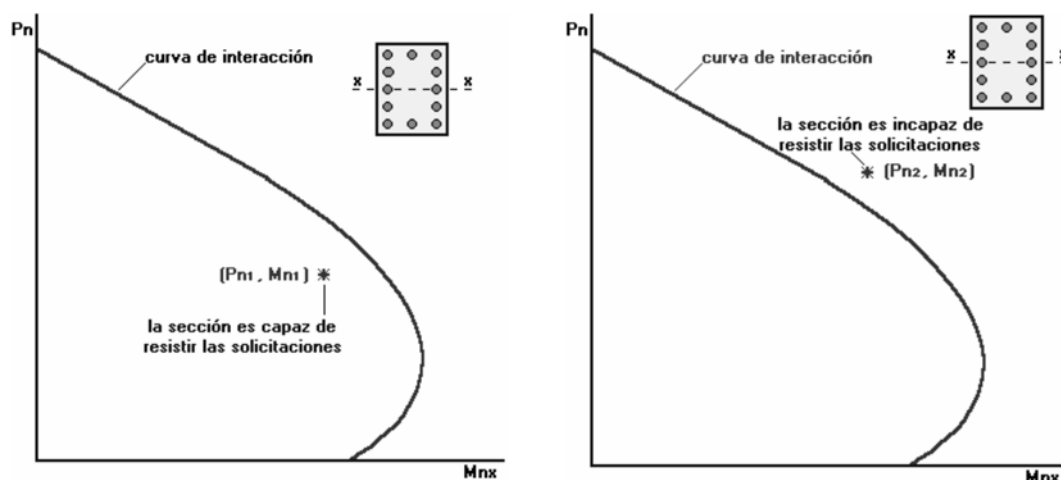
El primer criterio permite que en las zonas críticas a cortante de la viga, al menos 4 estribos crucen a cada fisura diagonal.

La distancia desde el apoyo hasta la cual deben colocarse los estribos con este espaciamiento mínimo es de 2 veces la altura del elemento (2h), medidos desde la cara interna del apoyo [ACI 21.3.4.2].

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo ni a más de la mitad del espaciamiento entre estribos (s).

2.5.2.3.4. Flexocompresión en los elementos de hormigón armado

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes.



Pueden ser resistidos por la sección

No pueden ser resistidos por la sección.

Figura 9: Curvas de Diagrama de Interacción

Para la elaboración de las curvas de interacción nominales, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento:

- Se definen diferentes posiciones del eje neutro
- Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias, tomando como base una deformación máxima en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$
- En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero.
- Se calculan los momentos flectores y cargas axiales que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes [ACI 10.3.1].

Existen dos aspectos adicionales que deben ser considerados para transformar las curvas de interacción nominales en curvas de interacción para diseño de columnas:

- a) El factor de reducción de capacidad ϕ para compresión pura en columnas rectangulares es 0,70 y para flexión pura es 0,90 [ACI2000 9.3]. De cualquier modo, las sollicitaciones de rotura se calcularán con las siguientes expresiones:

$$P_u = \phi \cdot P_n$$

$$M_u = \phi \cdot M_n$$

- b) El ACI especifica que en columnas con estribos se debe reducir en un 20% la carga axial última máxima para cubrir el efecto de los momentos flectores causados por pequeñas excentricidades de la carga, cuya existencia no puede ser controlada por el diseñador.

La excentricidad puede ser calculada con las siguientes expresiones:

$$e = M_u / P_u$$

$$e_x = M_{uy} / P_u$$

$$e_y = M_{ux} / P_u$$

Efecto del pandeo en el diseño a flexocompresión.

Las columnas esbeltas tienen una capacidad resistente a flexocompresión menor que las columnas cortas, lo que debe ser tomado en consideración durante el diseño.

El Código ACI establece que, para cuantificar la reducción de capacidad por pandeo en

columnas, se deben mayorar los momentos flectores de diseño.

Los mencionados códigos establecen tres alternativas fundamentales para enfrentar el problema de pandeo en columnas:

- a) Las columnas pueden diseñarse empleando análisis estructural de segundo orden, que implica el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio sobre la estructura deformada, por lo que requiere la resolución de ecuaciones diferenciales [ACI 10.10.1].
- b) Las columnas arriostradas contra desplazamiento transversal, o cuyas cargas no provocan desplazamientos transversales importantes (usualmente la carga permanente y la carga viva), pueden diseñarse empleando un método aproximado basado en análisis estructural de primer orden y en la ecuación de Euler [ACI 10.10.2]. Las columnas no arriostradas contra desplazamiento transversal pueden diseñarse empleando un segundo método aproximado, también basado en análisis estructural de primer orden y la ecuación de Euler [ACI 10.10.7].

Diagramas de interacción adimensionales para el diseño de columnas:

Existe una gran variedad de curvas de interacción adimensionales que evitan la preparación de curvas de interacción específicas para cada columna, cuya utilización facilita enormemente el diseño a flexocompresión. El propio ACI ha publicado curvas que contienen algunos de los criterios detallados en el numeral anterior, dejando los restantes criterios para la aplicación por parte del diseñador.

La presentación típica de estos diagramas es la de una familia de curvas para determinados valores de: esfuerzo de rotura del hormigón (f'_c), esfuerzo de fluencia del acero (F_y), relación entre la dimensión del núcleo de hormigón y la dimensión exterior de la columna (g), y distribución de la armadura en la sección de hormigón.

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES
(gráfico # 49)

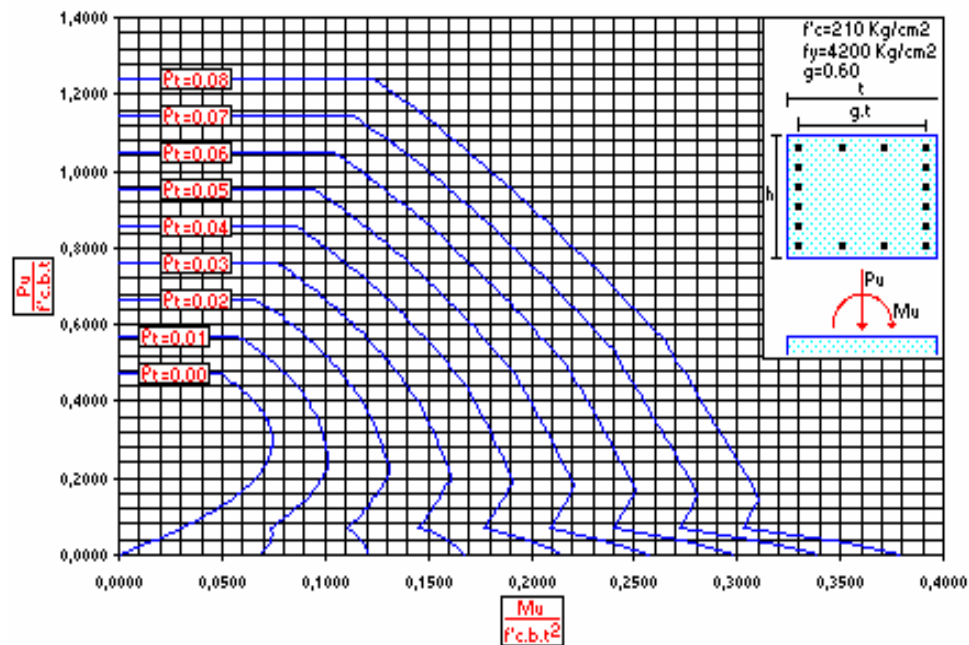


Figura 10: Diagramas de interacción adimensionales para flexión unidireccional en columnas rectangulares.

En el Capítulo III se procede a la verificación estructural además se presenta el diagrama a usar “**Diagramas de Interacción para Columnas Rectangulares con Armadura Simétrica Respecto a los Ejes Principales**”, sometidas a flexión en una dirección principal, en las que, además de los criterios expuestos, en los diagramas expuestos está incluido la excentricidad mínima, y el cambio del valor del factor de reducción de capacidad. Estos factores usualmente no son incluidos explícitamente en otras curvas de interacción disponibles, por lo que para el uso de otras curvas de interacción siempre es recomendable revisar la metodología propia de uso de sus diagramas.

2.5.3. Diseño de losa.

2.5.3.1. Tipos de losas.

Las losas son elementos estructurales planos cuyo espesor es pequeño comparado con sus otras dimensiones, y que formando parte de los entrepisos, tienen como función estructural el soporte directo de las cargas que actúan sobre ellos, y la transmisión de las mismas hacia otros elementos estructurales como vigas, columnas y tabiques.

El tipo de carga más común que deben soportar las losas son las cargas verticales,

provenientes de su peso propio y elementos que forman parte de los entrepisos designadas como cargas permanentes y sobrecargas de uso como el peso de muebles, personas, etc. designadas como cargas de uso o accidentales.

Las losas pueden clasificarse en general en dos categorías, de acuerdo al tipo de apoyo:

- i) Losas apoyadas en vigas a).
- ii) Losas sin vigas (entrepisos sin vigas) b) y c).

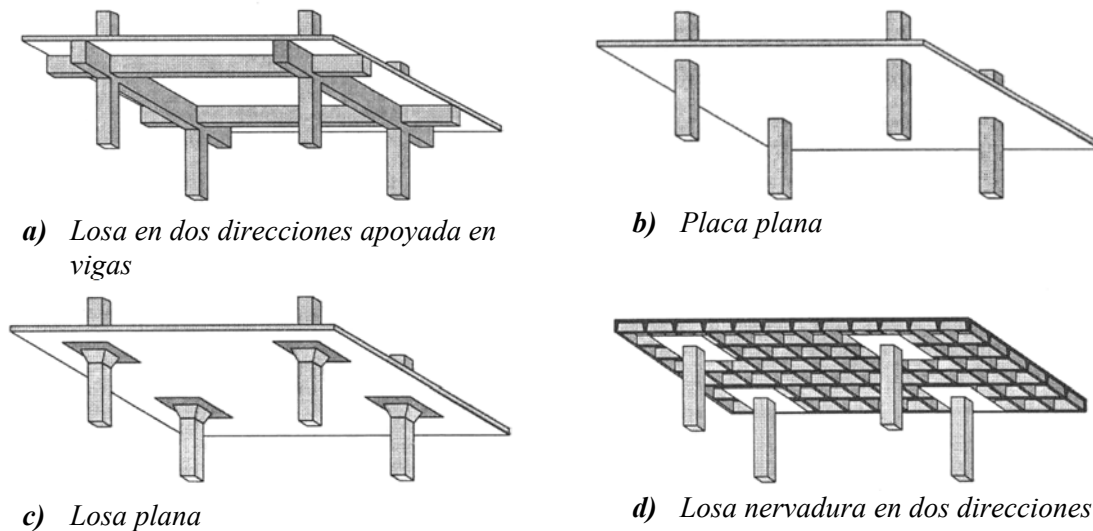


Figura 11: Clasificación de losa de acuerdo al tipo de apoyo

En el caso de losas sin vigas las cargas que ellas soportan son transmitidas a columnas o tabiques, y se distinguen también dos casos, según que la columna posea o no capitel.

Si L_y/L_x es mayor a 2 se la puede considerar como losa unidireccional, requiriendo armadura solo en una dirección correspondiente a la menor luz.

De acuerdo a los materiales y procedimientos con que son construidas las losas, éstas se clasifican en:

- i) losas tipos macizas o sólidas.
- ii) losas nervuradas.
- iii) losas tipos alivianadas con elementos prefabricados.

2.5.3.2. Comportamiento de las losas:

2.5.3.2.1. Losas Unidireccionales:

Las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

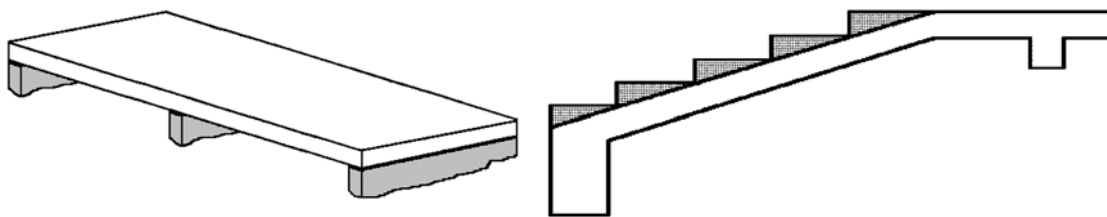


Figura 12: Losa unidireccional apoyada sobre muros y sobre vigas

Cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros), y la relación L_y/L_x es mayor o igual a 2, la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta, y se la suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal, particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momentos flectores negativos importantes (tracción en las fibras superiores). Los momentos positivos en la dirección larga son generalmente pequeños, pero también deben ser tomados en consideración.

2.5.3.2.2. Losas Bidireccionales:

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de Losas Bidireccionales.

La ecuación general que describe el comportamiento de las losas bidireccionales macizas, de espesor constante, es conocida como la Ecuación de Lagrange o Ecuación de Placas, que se presenta a continuación:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$

Dónde:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

w : ordenada de la elástica de deformación de la placa en un punto de coordenadas (x, y)

D : rigidez a la flexión de la placa, análoga al producto $E \cdot I$ en vigas

E : módulo de elasticidad del hormigón h : espesor de la placa

μ : coeficiente de Poisson del hormigón (valor está comprendido entre 0.15 y 0.20)

La ecuación de Lagrange utiliza como fundamento la Ley de Deformación Plana de Kirchhoff que establece que una placa plana delgada, sometida a cargas perpendiculares a su plano principal, se deformará de modo que todos los puntos materiales que pertenecen a una recta normal a la superficie sin deformarse permanecerán dentro de la correspondiente recta normal a la superficie deformada (la versión análoga para vigas diría que las secciones transversales planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación).

Las solicitaciones unitarias internas que se desarrollan en las placas quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$m_x = -D \left[\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]$$

$$m_y = -D \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$m_{xy} = -D(1-\mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$v_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$v_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

Dónde:

m_x : momento flector alrededor del eje x, por unidad de ancho de losa

m_y : momento flector alrededor del eje y, por unidad de ancho de losa

m_{xy} : momento torsor, por unidad de ancho de losa

v_x : esfuerzo cortante en la dirección x, por unidad de ancho de losa

v_y : esfuerzo cortante en la dirección y, por unidad de ancho de losa

2.5.4. Fundaciones

2.5.4.1. Generalidades

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

El problema fundamental a resolver con las fundaciones es que por un lado el asentamiento

total de la estructura esté limitado a una cantidad pequeña y tolerable y por otro a que se traten de minimizar o eliminar los asentamientos diferenciales entre las distintas partes de la estructura. Por ello entonces es necesario transmitir la carga a un estrato de suelo con cierta rigidez y resistencia y por otro distribuir la carga sobre un área que sea suficientemente grande como para minimizar las presiones de contacto y reducir así las deformaciones.

2.5.4.2. Cimentaciones superficiales y profundas. Individuales y combinadas.

Una primera clasificación divide las cimentaciones en dos grupos:

- **Superficiales:** cuando el nivel de cimentación es inferior a cuatro veces la dimensión menor del cimiento.
- **Profundas:** cuando el nivel es superior a diez veces la dimensión menor.

Entre ambos grupos evidentemente hay gran cantidad de casos intermedios.

Dentro de las cimentaciones superficiales nos encontramos a su vez los diferentes tipos que aparecen en las figura 13.

Dentro de las cimentaciones profundas el caso más común es el de pilotes cuyos diferentes tipos y organización se representan en las figura 14.

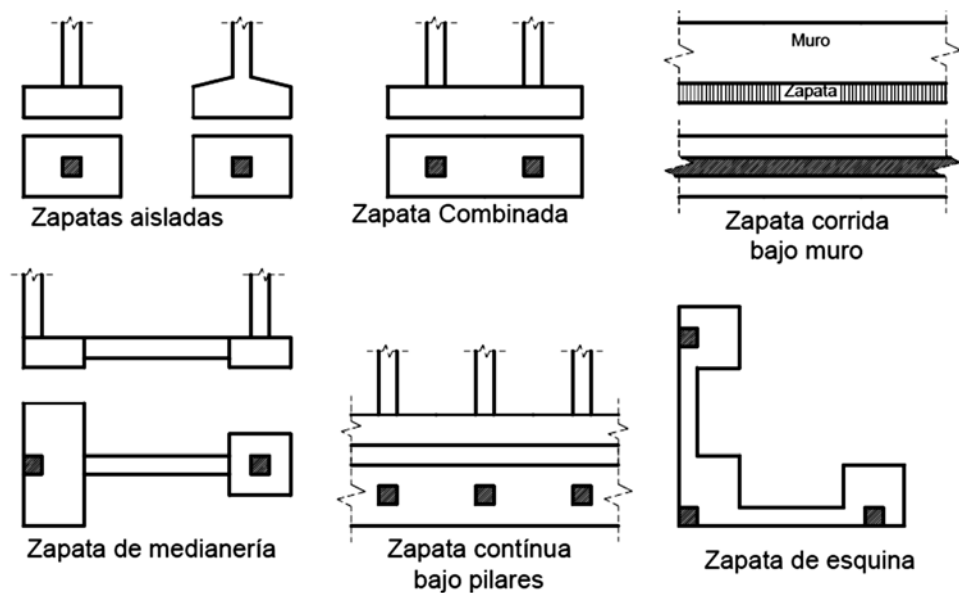


Figura 13: Principales tipos de zapatas

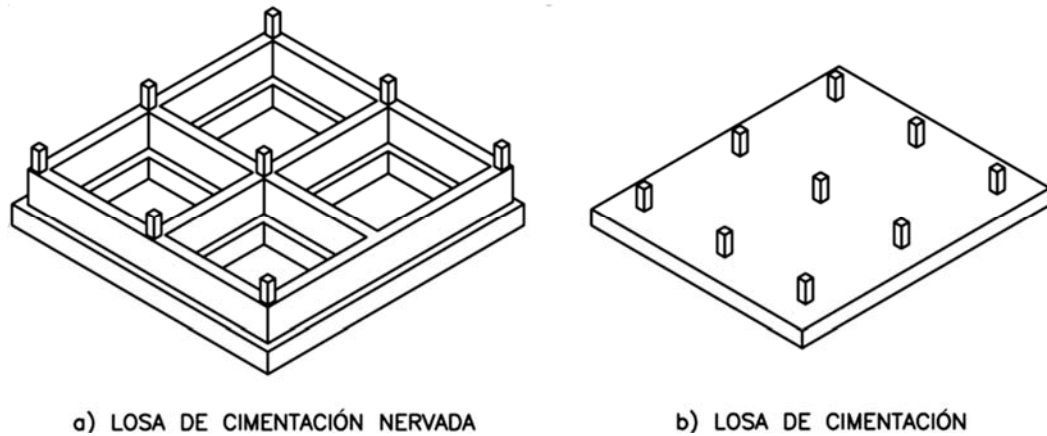


Figura 14: Losas de cimentación

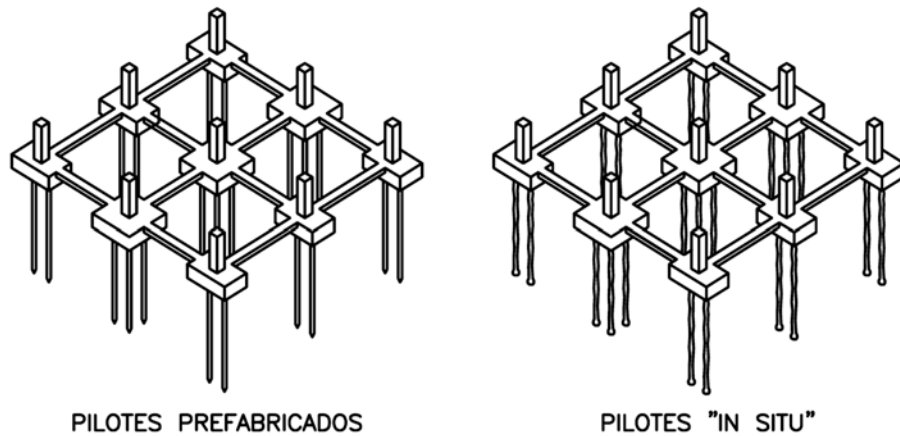


Figura 15: Cimentaciones profundas. Vista espacial

2.5.4.3. Criterios de diseño zapatas aisladas

Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga mayoradas.

El recubrimiento mínimo para el hierro, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es de 7,5 cm

Se deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes tipo viga en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica a una distancia d desde la cara de las columnas o elementos verticales.

La capacidad resistente del hormigón a cortante tipo viga se calcula con la siguiente expresión [ACI 11.3.1.1]:

$$v_c = 0,53\sqrt{f'c}$$

Donde tanto $f'c$ como v_c se expresan en Kg/cm^2 .

Las zapatas deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento en dos direcciones simultáneamente, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia $d/2$ alrededor del elemento vertical de carga (columna, muro, etc.).

La resistencia al cortante por punzonamiento que puede desarrollar el hormigón se calcula con el menor valor de las siguientes expresiones [ACI 11.11.2.1], también utilizadas en losas:

$$v_c = 1,06\sqrt{f'c} \quad ; \quad v_c = 0,53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \quad ; \quad v_c = 0,27\sqrt{f'c} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right)$$

Dónde:

β : relación del lado largo al lado corto de la columna

α_s : parámetro que vale 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquineras

d : altura efectiva de la losa (distancia desde el centro de gravedad del acero de tracción hasta la cara comprimida extrema).

b_o : perímetro de la sección crítica de cortante de la losa o zapata

Tanto $f'c$ como v_c se expresan en Kg/cm^2 .

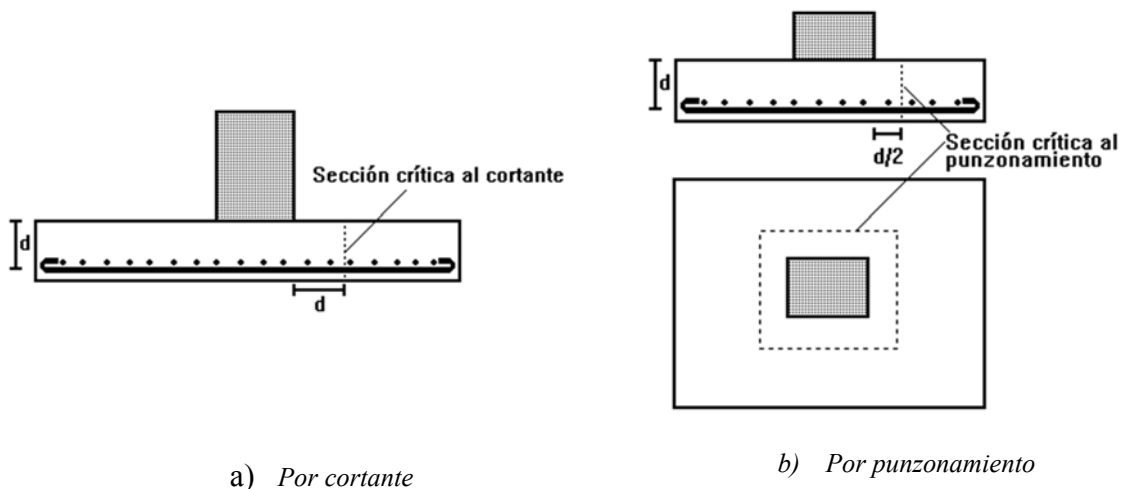


Figura 16: Sección crítica al cortante

La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.

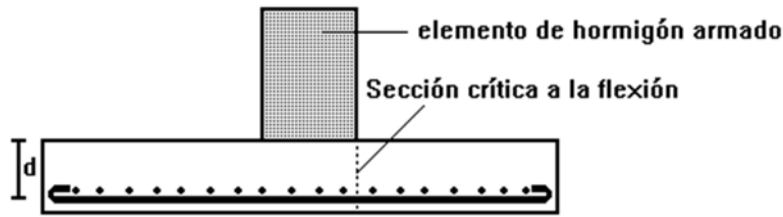


Figura 17: Sección crítica a la flexión

En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones, el acero de refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

Dimensionamiento de la superficie de contacto entre la zapata y el suelo de soporte:

Los estados de carga últimos ($1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$) se utilizan para dimensionar la superficie de contacto entre el plinto y el suelo de soporte.

$$A = \frac{Pu}{\sigma_{adm}}$$

Las excentricidades de carga se calcula por:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{Pu} \quad ; \quad e_y = \frac{M_{ux}}{Pu}$$

Se debe verificar que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < b / 6 \quad ; \quad e_y < L / 6$$

Si se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico, y debido a que la carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente expresión para calcular el esfuerzo máximo en el suelo, la misma que es una variante en presentación de las ecuaciones tradicionales de la Resistencia de Materiales para carga axial más flexión en dos direcciones ortogonales:

$$q_{\max} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

Los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

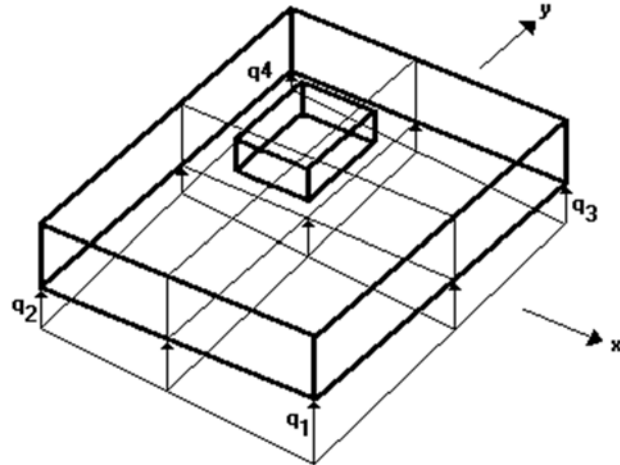


Figura 18: Esfuerzos en la zapata

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna tanto en la dirección x como en y

La sección de acero requerida, en la dirección x , para resistir el momento último en 100 cm de ancho es:

$$A_s = \frac{0,85f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85\phi f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

La cuantía mínima de armado a flexión y la armadura mínima será de:

$$\rho_{\min} = 0,0018 \quad ; \quad A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

2.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.6.1. Especificaciones técnicas

Son las que definen la calidad de obra que el contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las

instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes

2.6.2. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) costo de materiales.
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad el 5%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		Proyecto :			
		Actividad :			
		Cantidad :			
		Unidad :			
		Moneda :			
I. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1					
2					
N					
TOTAL MATERIALES					

2. MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
SUBTOTAL MANO DE OBRA				
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)				
TOTAL MANO DE OBRA				
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO PRODUCTIVO	COSTO TOTAL
1				
2				
N				
* HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)				
TOTAL EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
				COSTO TOTAL
* GASTOS GENERALES = % DE 1 + 2 + 3				
TOTAL GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
5. UTILIDAD				
				COSTO TOTAL
* UTILIDAD = % DE 1 + 2 + 3 + 4				
TOTAL UTILIDAD				
6. IMPUESTOS				
				COSTO TOTAL
* IMPUESTOS IT = % DE 1 + 2 + 3 + 4 + 5				
TOTAL IMPUESTOS				
TOTAL PRECIO UNITARIO (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6)				
TOTAL PRECIO UNITARIO ADOPTADO (Con dos (2) decimales)				

2.6.3. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

A modo de referencia, la planilla de cálculo métrico podrá tener la siguiente forma:

COMPUTO MÉTRICO

Nº	Actividad	Unidad	Dimensiones			Partes iguales	total
			Largo	Ancho	Alto		
1.							
2.							
n.							

2.6.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una construcción al ser terminada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.5. Planeamiento y cronograma de obra

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve como un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica. La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO Y ESTUDIO DE SUELOS

De acuerdo al convenio el levantamiento topográfico y el estudio de suelos fueron realizados por la honorable alcaldía municipal.

El levantamiento topográfico que en su mayoría topográficamente es plano esto por ubicarse al borde de la cancha de fútbol. No se realizó una verificación del mismo con equipo topográfico ya que en las visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es plano y el plano otorgado es de fuente confiable. (Ver anexos)

El estudio de suelos fue desarrollado con el SPT (ensayo normal de Penetración Estándar) dicho análisis comprende granulometría, límites de Atterberg para la obtención de la capacidad portante del suelo. El tipo de suelo obtenido corresponde a un suelo arcilloso del tipo A-6(3) y un suelo con piedra, grava y arena del tipo A-2-6(0) según la clasificación A.A.S.H.T.O. y un SC y SP en ambos casos se presente un suelo con partículas gruesas y finas, arena y arcilla. El estudio arrojó como resultado una resistencia portante del terreno de 1,5 Kg/cm² a una profundidad de 2,0 m. (Ver anexos)

3.2. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO

La nueva unidad Educativa consta de dos plantas (pisos típicos) cada uno de los cuales tiene 781.8m².

Se consideró una estructura conformada principalmente por Vigas, Columnas y una cubierta de chapa galvanizada la que está sustentada por cerchas metálica.

El primer piso está constituido por siete aulas, sala múltiple (aula tic) y baños. El segundo piso está constituido por siete aulas, un laboratorio y baños.

Todas las aulas tiene una superficie de 60,9 m², la sala múltiple y el laboratorio tienen un área de 86,4 m² el baño tanto para mujer como para varón tienen un área de 20,66 m² y el depósito ubicado en la segunda planta tiene un área de 15,4 m².

Las grada ocupan una superficie de 28,20 m² y el área de la cubierta es de 360,5 m².

El ingreso al bloque del edificio se la puede realizar tanto del Norte como del Sur.

3.3. ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas permanentes fueron calculadas de acuerdo a estructuración, la sobrecarga de uso se las adoptó de acuerdo a las recomendadas por la norma NBDS – 2006 (NORMA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO) correspondiente al TÍTULO B. CARGAS y en cuanto a la carga de viento dado que la NBDS – 2006 no hace ninguna referencia en cuanto a su cálculo se las determinó de acuerdo NBE-AE/88 (Norma Básica de la Edificación - Acciones en la edificación).

3.3.1. Cargas actuantes en la cubierta

Cargas Muertas

- a) **Peso de la correa.-** Corresponde a las características del material.
- b) **Peso propio de la cubierta.-** Cubierta de la calamina = 4,9 kg/m²

Cargas Vivas

- a) **Presión de Viento.-** Para una velocidad de 100 km/h es de $w = 48,23 \text{ Kg/m}^2$
- b) **Sobrecarga de uso.-** Peso por Sobrecarga = 60 Kg/m²
- c) **Carga de nieve y granizo.-** Aproximadamente $G = 50 \text{ Kg/m}^2$

3.3.2. Cargas que actúan en la estructura

Cargas en vigas de azotea

Carga de muro perimetral (15 cm) $q_{MU} = 260 \text{ kg/m}$

Cargas sobre vigas

Carga de muro

Muros perimetrales Azotea $q_{MU} = 260 \text{ kg/m}$

Muros perimetrales $q_{MU} = 800 \text{ kg/m}$

Muros divisorios $q_{MU} = 600 \text{ kg/m}$

Cargas sobre losas

Sobrecarga de uso

Edificios docentes	Kg/m ²
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras	400
Azoteas sin acceso	150

Carga de sobre piso.- $q_{SP} = 50 \text{ kg/m}^2$

Cargas en pórticos

Carga de viento = $48,23 \text{ kg/m}^2$

3.4. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL

- Datos de la estructura de cubierta.**

Norma Utilizada	AISC - LRFD
Material para la estructura de sustentación	Perfiles de Acero ASTM 36
Material de cubierta.	Calamina Galvanizada
Resistencia de Fluencia de los perfiles.	2530 Kg/cm^2
Sobre carga de uso	60 Kg/m^2
Velocidad del viento	100 Km/h

- Datos de estructura de hormigón armado:**

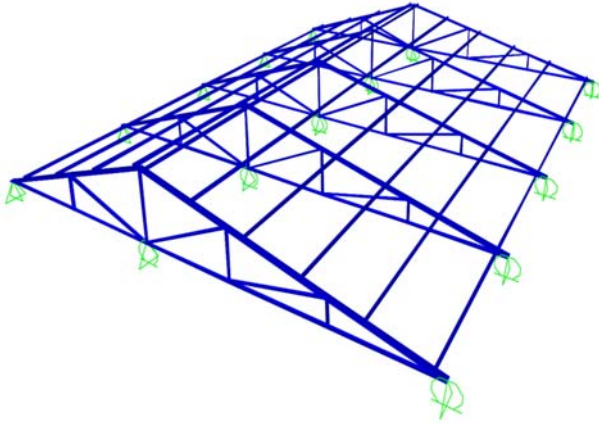
Norma a Utilizar	Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI
Resistencia Característica del H ^º A ^º	210 Kg/cm^2
Resistencia de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200 Kg/cm^2

3.5. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

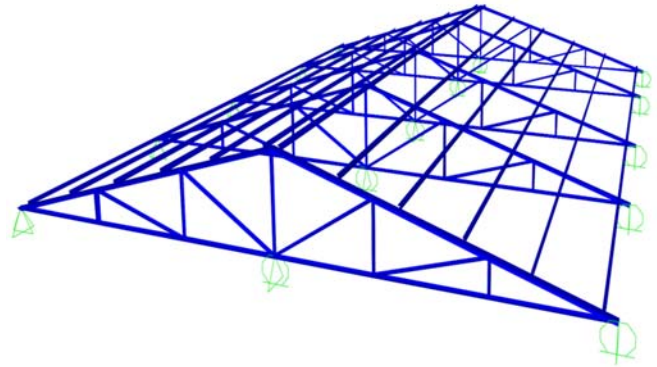
3.5.1. Estructura de sustentación de cubierta

Las cerchas metálicas se idealizaron, las mismas poseen tres apoyos uno fijo y dos móviles en el sentido horizontal. A continuación se procede a la verificación de los elementos de la cercha bajo diferentes tipos de solicitaciones: tracción, compresión, flexión, flexo-tracción y además el diseño de placas y las uniones (empernadas).

3.5.1.1. Detalle de la estructura de sustentación de la cubierta metálica



Cercha tipo 1

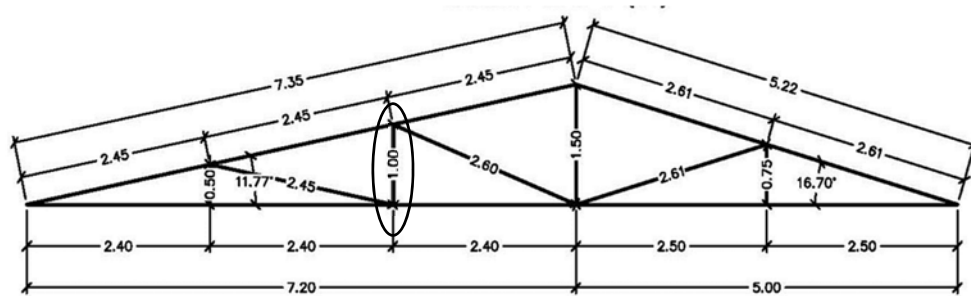


Cercha tipo 2

3.5.1.2. Diseño de la cubierta metálica.

VERIFICACIÓN A TRACCIÓN

CERCHA 2-C1



Características del Material

$F_y = 2531,051 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo a la fluencia

$F_u = 4077,804 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo último

$E = 2038901,916 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad

De las hipótesis de combinaciones de carga se obtiene el valor del esfuerzo más desfavorable.

$$PU = 1071,201 \text{ kg}$$

Como gobierna la tracción se predimensiona en base a este esfuerzo:

$$\left. \begin{aligned} A_g &= \frac{T_n}{0,90 \cdot F_y} = 0,471 \text{ cm}^2 \\ A_e &= \frac{T_n}{0,75 \cdot F_u} = 0,351 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} > 0,471 \text{ cm}^2 \quad r_{\min} = \frac{K \cdot L}{300} = 0,333 \text{ cm}$$

Características de la sección

Longitud de elemento $L = 1,00 \text{ m}$

Elegimos la sección $2L 44,5 \times 3,2$

Datos de la sección

Las unidades están en [cm] según la propiedad

Section Name <u>2L44.5E3.2</u>			
Properties			
Cross-section (axial) area	5.2352	Section modulus about 3 axis	3.2394
Torsional constant	0.1736	Section modulus about 2 axis	4.4128
Moment of Inertia about 3 axis	10.2579	Plastic modulus about 3 axis	5.8719
Moment of Inertia about 2 axis	19.637	Plastic modulus about 2 axis	7.7658
Shear area in 2 direction	2.848	Radius of Gyration about 3 axis	1.3998
Shear area in 3 direction	2.592	Radius of Gyration about 2 axis	1.9367

$e = 3,2 \text{ mm}$

$h = 44,5 \text{ mm}$

$t = 3,2 \text{ mm}$

$\bar{x} = 1,19 \text{ cm}$

$y = 1,19 \text{ cm}$

e : espesor del perfil

h : altura de contacto entre perfil y placa

t : espesor de la placa en conexión del perfil

$\bar{x}, \bar{y}$ =: distancia entre la unión y el centroide del perfil

Datos adicionales

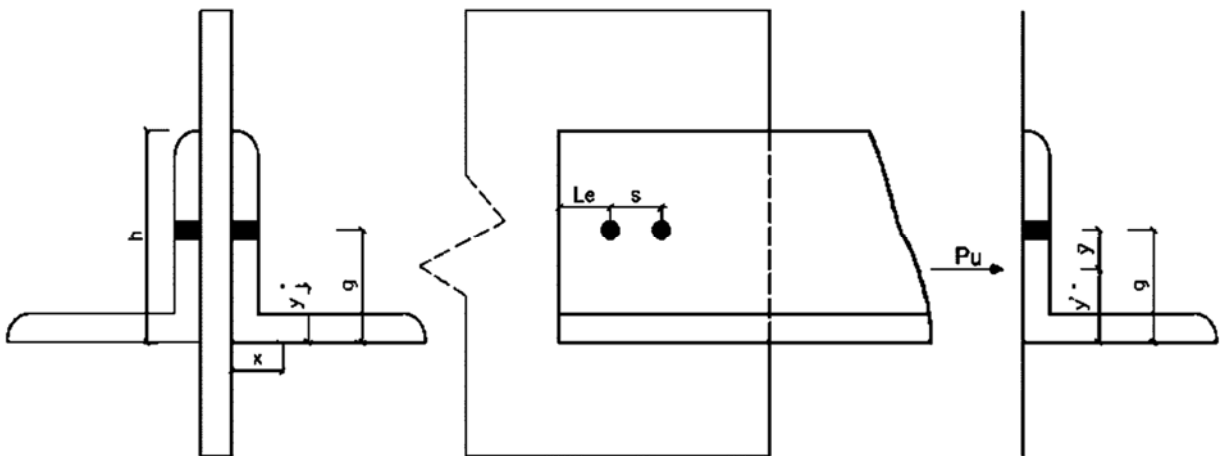
$g = 20 \text{ mm}$ distancia entre la perforación y el borde del patín

$Le = 30 \text{ mm}$ Separación de los tornillos extremos

$s = 4 \text{ cm}$ Espaciamiento entre agujeros

Cálculos previos

Diámetro del perno $D = 1/2 \text{ pug} = 1,27 \text{ cm}$



ELF (I) ESTADO LÍMITE POR FLUENCIA

$$\phi T_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g$$

$$\phi T_n = 0,90 \cdot 2531,051 \cdot 5,235$$

$$\phi T_n = 11925,50 \text{ kg}$$

ELF (II) ESTADO LÍMITE POR FRACTURA

Cálculo de A_n para tornillos

perforación en línea

$$A_n = A_g - A_{perf.}$$

$$A_{perf} = D \cdot e = 1,27 \cdot 0,32 = 0,406 \text{ cm}^2$$

$$A_{nmin} = A_{sec} - 2 \cdot A_{perf} = 5,235 - 2 \cdot 0,406 = 4,422 \text{ cm}^2$$

perforación intercalada

$$A_n = A_g - n \cdot D \cdot t + \frac{s^2}{4g_i \cdot t}$$

El valor de U será el menor de:

$$U = \left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right) \quad ; \quad U = 0,9$$

$$L_c = (n-1)s = (2-1) \cdot 4 = 4 \text{ cm}$$

Siendo a su vez $\bar{x}$ el mayor de los valores

1) $\bar{x} = 1,19 \text{ cm}$

2) $g - y'$

$$y' = \frac{A \cdot \bar{y} - y_e \cdot e \left(h - \frac{y_e}{2}\right)}{A'} \rightarrow y_e = h - g = 4,45 - 2,00 = 2,45 \text{ cm}$$

Área de la parte no conectada A'

$$A' = A - y_e \cdot e = 5,235/2 - 2,45 \cdot 0,32 = 1,834 \text{ cm}^2$$

$$y' = \frac{5,235/2 \cdot 1,19 - 2,45 \cdot 0,32 \left(4,45 - \frac{2,45}{2}\right)}{1,834} = 0,320$$

$$\text{Por lo que es : } g - y' = 2,00 - 0,320 = 1,680 \text{ cm}$$

De forma que se toma $\bar{x} = 1,680$

$$\text{Finalmente se tiene } U = \left(1 - \frac{1,680}{4}\right) = 0,580$$

Área Efectiva

$$A_e = U \cdot A_n = 0,580 \cdot 3,827 \rightarrow A_e = 2,565 \text{ cm}^2$$

Finalmente ELF (ii) fractura

$$\phi T_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 4077,804 \cdot 2,565 \rightarrow \phi T_n = 7844,267 \text{ kg}$$

ELS ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Límite de la relación de esbeltez: $L / r_{min} \leq 300$

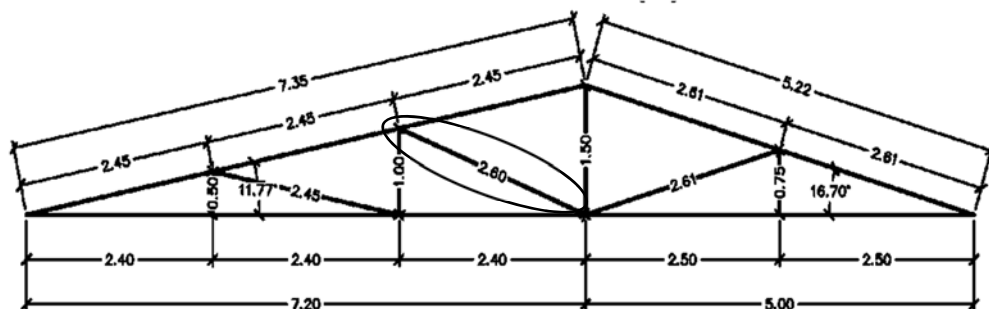
$$71.4 < 300 \text{ OK}$$

Resultados

Valor	Pu (TON)		
ELF (I)	11,92 TON	Estado Límite por fluencia	> 1,071
ELF (II)	7,84 TON	Estado Límite por fractura	

VERIFICACIÓN A COMPRESIÓN

CERCHA 4-C1



Características del Material

$F_y = 2531,05 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo a la fluencia

$$Fu = 4077,80 \text{ kg/cm}^2 \text{ esfuerzo último}$$

$$E = 2038901,92 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de elasticidad}$$

$$G = 784193,04 \text{ kg/cm}^2 \text{ módulo de corte}$$

De las hipótesis de combinaciones de carga se obtiene el valor del esfuerzo más desfavorable.

$$PU = -5580,49 \text{ (kg)}$$

Predimensionamiento a compresión.

El valor del esfuerzo en compresión se asume (ϕF_{cr}), si la columna será relativamente robusta se asume un valor cercano 0,85 de F_y , y si es más cercana a esbelta debe asumirse un valor de 0,55 de F_y .

Para nuestro caso asumimos un valor de 0,55 de F_y

$$\varphi F_{cr} = 1392,0780 \text{ kg/cm}^2 \quad A_g = \frac{P_u}{\varphi F_{cr}} = 4,009 \text{ cm}^2$$

Longitud de elemento $L = 2,6 \text{ m}$

Elegimos la sección 2L 50,8 x 6,4

Datos de la sección

Las unidades están en cm según la propiedad

Section Name		2L50.8E6.4	
Properties			
Cross-section (axial) area	11.6736	Section modulus about 3 axis	8.0479
Torsional constant	1.5116	Section modulus about 2 axis	11.6235
Moment of Inertia about 3 axis	28.3561	Plastic modulus about 3 axis	14.5311
Moment of Inertia about 2 axis	59.0474	Plastic modulus about 2 axis	20.5056
Shear area in 2 direction	6.5024	Radius of Gyration about 3 axis	1.5586
Shear area in 3 direction	5.9904	Radius of Gyration about 2 axis	2.249

$$e = 6,4 \text{ mm}$$

$$b = 50,8 \text{ mm}$$

$$t = 6,4 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = 1,27 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = 1,27 \text{ cm}$$

Esbeltez de la sección

Como la sección está articulada en ambos extremos se considera $K = 1$

Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

Razón esbeltez

$$K=1 \quad L = 260 \text{ cm} \quad KL = 260 \quad \frac{K \cdot L}{r_x} = \frac{260}{1,559} = 166,77 < 200 \quad \text{OK}$$

Pandeo local

$$\lambda_p = NA \quad \lambda = \frac{b}{t} = \frac{50,8}{6,4} = 7,938 \quad \lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 12,77$$

Sección no compacto $\rightarrow$ NO hay pandeo local

Determinación del tipo de pandeo

$$KL / r = 166,77 > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 133,68 \quad \text{Pandeo Elástico}$$

Para pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 2038901,92}{(260)^2} = 723,505 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot F_e = 0,877 \cdot 723,505 = 634,514 \text{ kg/cm}^2$$

Determinar ϕP_n

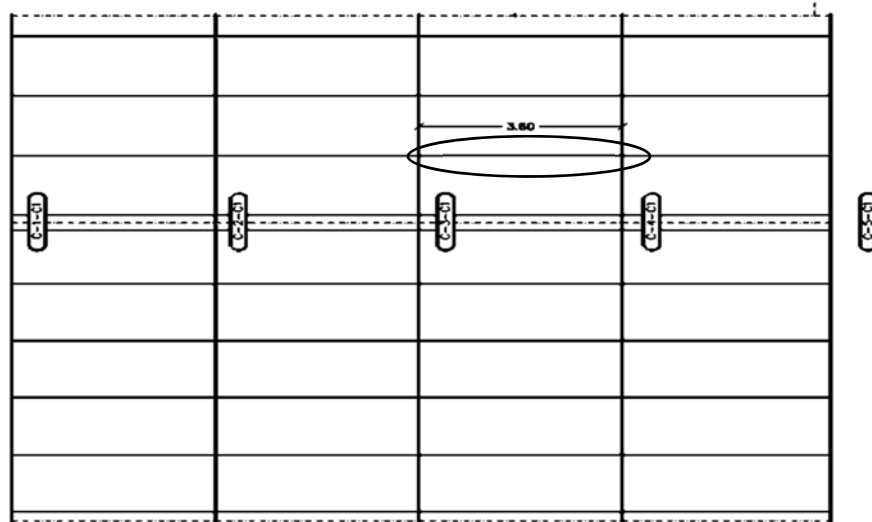
$$\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g > P_u$$

$$\phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \cdot 634,514 \cdot 11,674 = 6666,356 \text{ kg}$$

$$6,666 > 5,580 \text{ OK}$$

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN

TRAMO DE CORREA 8-C1



Características del Material

$F_y = 2531,05 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo a la fluencia

$F_u = 4077,804 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo último

$E = 2038901,92 \text{ kg/cm}^2$ módulo de elasticidad

$G = 784193,0446 \text{ kg/cm}^2$ módulo de corte

De las hipótesis de combinaciones de carga se obtiene el valor del esfuerzo más desfavorable.

$$Mu_{33} = 379,672 \text{ kg-m} \quad V_{22} = 526,488 \text{ kg}$$

Predimensionamiento a Flexión

$$Mu < \phi Mn \quad ; \quad Z_x = \frac{Mux}{\phi F_y} = 16,931 \text{ cm}^3$$

Longitud de elemento $L = 3,6 \text{ m}$

Elegimos la sección $C = 80 \times 55$

Datos de la sección

Las unidades están en cm. según la propiedad

Section Name C80x45			
Properties			
Cross-section (axial) area	11.04	Section modulus about 3 axis	26.7008
Torsional constant	1.7976	Section modulus about 2 axis	7.4406
Moment of Inertia about 3 axis	106.8032	Plastic modulus about 3 axis	32.064
Moment of Inertia about 2 axis	21.788	Plastic modulus about 2 axis	13.284
Shear area in 2 direction	4.8	Radius of Gyration about 3 axis	3.1103
Shear area in 3 direction	7.2	Radius of Gyration about 2 axis	1.4048

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$b = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = 1,45 \text{ cm}$$

h = altura del perfil

b = base del perfil

t_f = espesor de la base del perfil

t_w = espesor de la altura del perfil

$\bar{x}$ = distancia al centro de gravedad

Esbeltez de la sección

Para el ala

$$\lambda_w = \frac{b}{t_f} = \frac{55}{8} = 6,875 \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 10,785$$

$$\lambda_r = 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 28,382$$

Como $\lambda_w < \lambda_p$ la ala es de sección compacta

Para el alma

$$\lambda_w = \frac{b}{t_w} = \frac{80}{6} = 13,333 \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 106,717$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5,7 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 161,779$$

Como $\lambda_w < \lambda_p$ la ala es de sección compacta

En ambas direcciones la sección es compacta.

Cálculo del Momento Nominal

Flexión en torno al eje mayor

Fluencia de Sección

$$M_n = M_p = M_x = 2531,05 * 32,064 = 81155,62 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u \leq 0,9 * 81155,62 / 100$$

$$379,672 \leq 730,40 \text{ kg-m}$$

Pandeo Lateral-Torsional $L_b = 3,6 \text{ m}$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 * 3,11 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 155,368 \text{ cm}$$

$$C_w = \frac{t_f b^3 h^2}{12} \left(\frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w} \right) = \frac{8 * 52^3 * 72^2}{12} \left(\frac{3 * 52 * 8 + 2 * 72 * 6}{6 * 52 * 8 + 72 * 6} \right) * \frac{1}{10^6} = 350,515 \text{ cm}^6$$

$C_w =$ constante de alabeo

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 3,273$$

r_{ts} = puede ser interpretado como el radio de giro del área formada por el ala comprimida más un sexto de la altura del alma

$$c = \begin{cases} 1 & \text{perfil I} \\ \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} & \text{canal} \rightarrow \frac{72}{2} \sqrt{\frac{21,788}{350,515}} \Rightarrow c = 0,898 \end{cases}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y S_x h_o}{E J \cdot c} \right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 * \sqrt{3,273} \frac{2038901,92}{0,7 * 2531,05} \sqrt{\frac{1,798 * 0,898}{26,701 * 72 / 10}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7 * 2531,05 * 26,701 * 72 / 10}{2038901,92 * 1,798 * 0,898} \right)^2}} = 530,822 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b \leq L_r$$

Del programa obtenemos los momentos en el tramo de la correa N.m

$$R_m = 1$$

$$M_{max} = 124,1$$

$$MA = 42,94$$

$$MB = 124,1$$

$$MC = 16,71$$

$$Cb = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3MA + 4MB + 3MC} R_m \leq 3,0$$

$$Cb = \frac{12,5 * 124,1}{2,5 * 124,1 + 3 * 42,94 + 4 * 124,1 + 3 * 16,71} = 1,574$$

$$Cb \leq 3,00 \text{ OK}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,574 * \left[81155,62 - (81155,62 - 0,7 * 2531,05 * 26,701) \left(\frac{3,6 - 1,55}{5,31 - 1,55} \right) \right]$$

$$M_n \leq M_p$$

$$98606,441 \leq 81155,62$$

$$Mu \leq \phi M_n \rightarrow \phi M_n = 0,9 * 81155,62 / 100 = 730,401 \text{ kg-m}$$

$$PU = 5114,331 \text{ kg} \quad Mu_{33} = 648,512 \text{ kg-m} \quad Mu_{22} = 8,360 \text{ kg-m}$$

Como gobierna la tracción se predimensionaminto en base a este esfuerzo:

$$\left. \begin{aligned} Ag &= \frac{Tn}{0,90 \cdot F_y} = 2,246 \text{ cm}^2 \\ Ae &= \frac{Tn}{0,75 \cdot Fu} = 1,673 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} > 2,246 \text{ cm}^2 \quad r_{\min} = \frac{K \cdot L}{300} = 0,867 \text{ cm}$$

Longitud de elemento $L = 2,6 \text{ m}$

Elegimos la sección $2L 88,9 \times 7,9$

Datos de la sección

Las unidades están en cm. según la propiedad

$$e = 7,9 \text{ mm}$$

$$h = 88,9 \text{ mm}$$

$$t = 7,9 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = 2,51 \text{ cm}$$

$$\bar{y} = 2,51 \text{ cm}$$

Section Name 2L88.9E7.9			
Properties:			
Cross-section (axial) area	26,2122	Section modulus about 3 axis	31,6336
Torsional constant	5,2622	Section modulus about 2 axis	42,6045
Moment of Inertia about 3 axis	200,0745	Plastic modulus about 3 axis	57,1249
Moment of Inertia about 2 axis	378,7541	Plastic modulus about 2 axis	72,4834
Shear area in 2 direction	14,0462	Radius of Gyration about 3 axis	2,7628
Shear area in 3 direction	13,4142	Radius of Gyration about 2 axis	3,8013

Estado limite por fluencia

$$\phi Tn = 0,90 \cdot F_y \cdot Ag \rightarrow \phi Tn = 59709,518 \text{ kg}$$

$$Tu < \phi Tn$$

$$5114,874 < 59709,518 \text{ kg}$$

Esbeltez de la sección

Para el ala y el alma

$$\lambda_w = \frac{b}{t} = \frac{88,9}{7,9} = 11,253 \quad \lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 10,785$$

$$\lambda_r = 0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \lambda_r = 0,91 * \sqrt{\frac{2038901,92}{2531,05}} = 28,382$$

Como $\lambda_p < \lambda_w < \lambda_r$ la ala es de sección no compacta

En ambas direcciones la sección es no compacta.

Cálculo del Momento Nominal

Flexión en torno a al eje mayor

Fluencia de Sección

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 2531,05 \cdot 31,634 = 80067,27 \text{ Kg.cm}$$

$$\rightarrow \phi Mn = 0,9 \cdot 80067,27 / 100 = 720,605 \text{ km-m}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$648,512 \leq 720,605 \text{ kg-m}$$

Flexión en torno a al eje menor

Fluencia de Sección

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y = 2531,05 \cdot 42,605 = 107835,43 \text{ Kg.cm}$$

$$\rightarrow \phi Mn = 0,9 \cdot 107835,43 / 100 = 970,52 \text{ km-m}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$8,36 \leq 970,52 \text{ kg-m}$$

La sección deberá cumplir:

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1,0$$

f_a = tensión axial requerida en el punto considerado

F_a = tensión axial disponible en el punto considerado

f_{bw} , f_{bz} = tensión de flexión requerida en el punto considerado

F_{bw} , F_{bz} = tensión de flexión disponible en el punto considerado

w = subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor

z = subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor

$$\left| \frac{5114,874}{59709,518} + \frac{648,512}{720,605} + \frac{8,360}{970,52} \right| \leq 1,0$$

$$0,086 + 0,900 + 0,009 \leq 1,0$$

$$0,994 \leq 1,0 \text{ OK}$$

DISEÑO DE LA PLACA DE APOYO

Cuando las barras metálicas se apoyan en la columna es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la columna con cuatro pernos.

Área de la placa base

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base casi cubre todo el área de la columna esta resistencia es igual a ϕ (0,60 por aplastamiento del concreto) multiplicada por la resistencia nominal del concreto $0,85 \cdot f_c \cdot A$

$$Pu = 7660,99 \text{ kg}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0,6$$

$$A = \frac{Pu}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c} = \frac{7660,99}{0,6 \cdot 0,85 \cdot 210} = 71,531 \text{ cm}^2$$

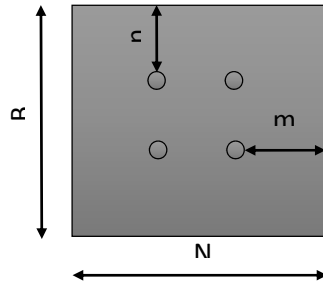
La sección que se adoptará es de:

$$B = 20 \quad A = 600 \text{ cm}^2$$

$$N = 25$$

Espesor de la placa

Se toma en cuenta como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones n y m igualando al momento plástico de la placa de acero de la siguiente manera:



$$\frac{P}{N \cdot B} \cdot n \cdot \frac{n}{2} = \frac{P \cdot n^2}{2 \cdot N \cdot B}$$

$$\frac{P}{N \cdot B} \cdot m \cdot \frac{m}{2} = \frac{P \cdot m^2}{2 \cdot N \cdot B}$$

$$\phi MP = \phi \cdot C \cdot \frac{t}{2} = f_y \cdot \frac{t}{2} \cdot \frac{t}{2} = f_y \cdot \frac{t^2}{4}$$

Todos calculados para un ancho de un metro de placa.

Donde t es el espesor y $\phi = 0,90$ igualando esta expresión con el momento máximo el valor de espesor puede ser:

$$m = 5,0 \text{ cm} \quad ; \quad n = 7,1 \text{ cm} \quad ; \quad f_y = 2530$$

$$\phi f_y \cdot \frac{t^2}{4} = \frac{P m^2}{2 \cdot A \cdot B} \quad \phi f_y \cdot \frac{t^2}{4} = \frac{P n^2}{2 \cdot A \cdot B}$$

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2P}{0,9 \cdot f_y \cdot B \cdot N}} = 5,0 * \sqrt{\frac{2 * 7662,83}{0,9 * 2530 * 20 * 25}} = 0,58 \text{ cm}$$

$$t = n \cdot \sqrt{\frac{2P}{0,9 \cdot f_y \cdot A \cdot B}} = 7,1 * \sqrt{\frac{2 * 7662,83}{0,9 * 2530 * 20 * 25}} = 0,82 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espesor de la placa de anclaje es:

$$t = 0,82 \text{ constructivamente } t = 1 \text{ cm} \approx 3/8 \text{ in}$$

Pernos de anclaje

$$T_u = 7660,99 \text{ Kg} = 16,89 \text{ kps Fuerza axial sobre la placa}$$

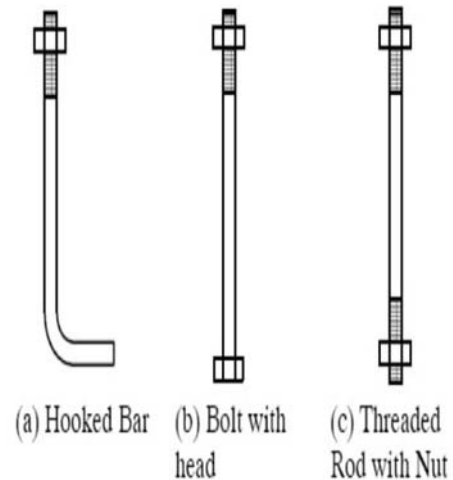
$$\phi t = 0,75$$

$$f'c = 2 \text{ ksi Resistencia característica del H}^\circ$$

$$F_u = 58 \text{ ksi Esfuerzo ultimo de ruptura}$$

Para el diseño de perno en anclajes se debe considerar algunas consideraciones tales como las distancias mínimas a que se deben embeber o anclar los pernos propuestos por el autores Shipp y Haninger según la siguiente tabla:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length
A307, A36	12 d
A325, A449	17 d



Donde d es el diámetro nominal del perno

Cálculo del área del perno de anclaje con la siguiente fórmula

$$T_u = 16,89 \text{ kps}$$

$$\phi t = 0,75$$

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_g = \frac{T_u}{0,75 * \phi_t * F_u} = \frac{16,89}{0,75 * 0,75 * 58}$$

$$A_g = 0,518 \text{ in}^2$$

$$A_{gd} = 0,129 \text{ in}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0,129}{3,14}} = 0,406 \text{ in}$$

$$d = 1/2 \text{ in} ; A_{gd} = 0,196 \text{ in}^2$$

Cálculo del área de la superficie requerida

$$T_u = 16892,483 \text{ lb}$$

$$\phi t = 0,75$$

$$f'c = 2000 \text{ psi}$$

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4\phi_t \sqrt{f'_c}} = \frac{16892,483}{4 * 0,75 * \sqrt{2000}} \rightarrow A_{psf} = 125,94 \text{ in}^2$$

Cálculo de la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3,14}} = \sqrt{\frac{125,94}{3,14}} = 6,332 \text{ in}$$

Longitud minima

$$d = 1/2 \text{ in}$$

$$A36 \quad 12d = 6,00 \text{ in}$$

Finalmente se tiene que la longitud de anclaje es:

$$L = 6,332 \text{ in} = 16,084 \text{ cm}$$

Constructivamente asumimos $L = 20 \text{ cm}$

Como el doblado es 90° se tiene una patilla de:

$$\text{patilla} = 2 * \phi = 1,00 \text{ in constructivamente asumimos una patilla de } 5 \text{ cm}$$

Diseño del espaciamiento horizontal por temperatura y carga de peso propio.

La estructuras metálicas a la intemperie y expuestas a la radiación solar directa se debe adoptar un gradiente de temperatura de $\pm 50^\circ\text{C}$

$$\text{Cercha tipo 1 } L_o = 12,2 \text{ m} \quad ; \quad \text{Cercha tipo 2 } L_o = 12,4 \text{ m}$$

Desplazamiento Cercha tipo 1:

$$\Delta L = \alpha * L_o * \Delta T = 0,000012 * 12,2 * 50 = 0,00732 \text{ m} = 7,32 \text{ mm}$$

Desplazamiento Cercha tipo 2:

$$\Delta L = \alpha * L_o * \Delta T = 0,000012 * 12,4 * 50 = 0,00744 \text{ m} = 7,44 \text{ mm}$$

De acuerdo a los cálculos se determina utilizar un ΔH que contemple los efectos de la dilatación como de la retracción por temperatura, por lo tanto:

$$\Delta H = 2 * \Delta L_{max} = 2 * 7,44 = 14,88 \text{ mm}$$

Diámetro de los agujeros:

$$\phi_{agujero} = \phi + 3 = 16 \text{ mm}$$

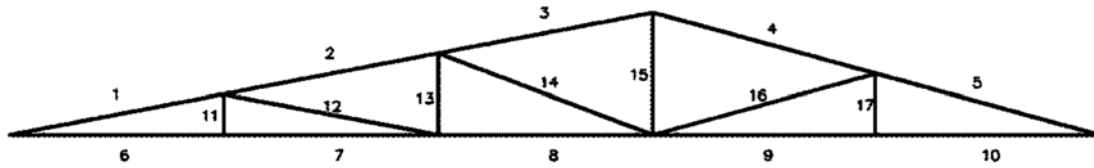
$$L = \phi_{agujero} + \Delta H = 16 + 14,88 = 30,88 \text{ mm}$$

$$L_{min} = 2 \cdot d = 2 * 12,7 = 25,4 \text{ mm}$$

Constructivamente se asume un $L = 2,5 \cdot d = 32 \text{ mm}$

UNIONES

Elemento más crítico elemento 16



Longitud de la Barra (L) = 2,61 m

Elemento sometido a Compresión = 5585,97 Kg

$F_y = 2531,048 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi) Esfuerzo de fluencia

$F_u = 4077,800 \text{ kg/cm}^2$ (58 ksi) Esfuerzo ultimo de ruptura

$E = 2038901,916 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad

Se emplearán pernos de con diámetro de $1/2 \text{ in} = 1,27 \text{ cm}$

Área nominal del tornillo (A_b)

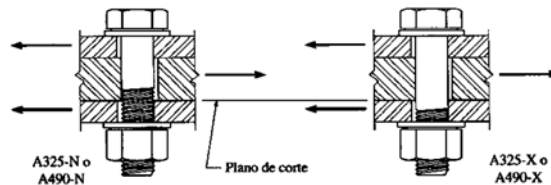
$$A_b = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{3,14}{4} 1,27^2 = 1,267 \text{ cm}^2$$

Resistencia por cortante o cizallamiento para el perno es:

$$\phi R_n = \phi F_v N_s A_b$$

$\phi = 0,75$ Factor de resistencia

F_v : valor promediado para el esfuerzo cortante último del material del perno



$F_v = 0,5 * F_{ub}$ para pernos tipo X

$F_v = 0,4 * F_{ub}$ para pernos tipo N

F_{ub} : esfuerzo de tensión ultimo mínimo para un perno

Para pernos A325 de 1/2 a 1 pulgada de diámetro $\rightarrow Fub = 120 \text{ ksi} = 8436 \text{ kg/cm}^2$

N_s : número de planos en corte (2)

Para pernos tipo N:

$$F_v = 0,4 * 120 = 48 \text{ ksi} = 3374,4 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente la resiten al corte o cizallamiento del perno será:

$$\phi R_n = \phi F_v N_s A_b = 0,75 * 3374,4 * 2 * 1,267 = \mathbf{6411,876 \text{ kg}}$$

No se permite el deslizamiento por lo que esta conexión es crítica al deslizamiento.

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s$$

$\phi = 1$ Para agujeros estándar

$\mu = 0,33$ Coeficiente de deslizamiento medio

$N_b = 1$ Número de tornillos en la conexión

$N_s = 2$ Número de planos en deslizamientos

$T_m = 5443,109 \text{ kg}$ (12 ksi) Para un perno de 1/2 pulg

$$\phi R_{str} = 1,13 \phi \mu T_m N_b N_s = 1,13 * 0,33 * 5443,109 * 1 * 2 = 4059,47 \text{ kg}$$

Gobernando la de deslizamiento crítico para el diseño por lo que se calcula el número de tornillos a partir de ésta:

$$\text{Número de tornillos} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Carga por tornillo}}$$

Carga total del tornillo = Tensión = 5585,97 Kg

Carga por tornillo = 4059,47 kg/tornillo

$$\text{Número de tornillos} = \frac{5585,97}{4059,47} = 1,38 \text{ Tornillos}$$

Se usarán = 2,00 Tornillos

Distancia Mínima al borde

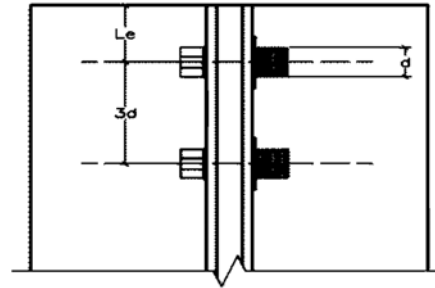
La distancia mínima al borde va de acuerdo al diámetro del perno.

Para el perno a emplear correspondiente a

$\frac{1}{2} d$, la norma precisa usar un borde mínimo de 22 mm.

Constructivamente se decide utilizar un borde libre

$$L_e = 2,5 \text{ cm}$$



Espaciamiento

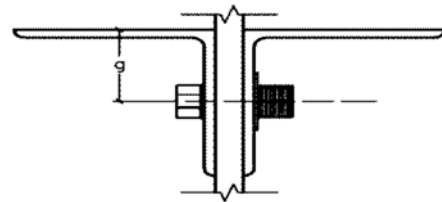
El espaciamiento que se recomienda es de 3 veces el diámetro

$$s = 3d = 3 \cdot 1,27 = 3,81 \text{ cm constructivamente } s = 4 \text{ cm}$$

Ubicación de los gramiles en la sección

La ubicación del gramil según recomendaciones de LRFD va de acuerdo a la dimensión del ala

<i>ala (in)</i>	<i>ala (cm)</i>	<i>g (cm)</i>
1 3/4	4,45	2,00
2	5,08	2,85
2 1/2	6,35	3,50
3	7,62	4,50
3 1/2	8,89	5,00



Calculo de la resistencia por aplastamiento

Espesor de la plancha $t = 0,6 \text{ cm}$

Diámetro de agujero (h):

$$h = d + \frac{1}{16} = 1,27 + \frac{1}{16} \rightarrow h = 1,429 \text{ cm}$$

Para pernos internos:

$$L_c = s - h = 4 - 1,429 = 2,571 \text{ cm}$$

Como $L_c > 2d$ lo que indica que el desgarramiento de la placa no controlara la resistencia al

aplanamiento de los pernos interiores. Por lo que la resistencia de diseño al aplastamiento del tornillo es:

$$\phi R_n = \phi(2.4dtF_u) = 0,75 * (2,4 * 1,27 * 0,6 * 4077,80) \rightarrow \phi R_n = 5593,110803 \text{ kg/tornillo}$$

Para pernos extremos:

Distancia del borde del agujero al borde de la parte conectada (L_c):

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 2,5 - \frac{1,429}{2} \rightarrow L_c = 1,79 \text{ cm}$$

$$2d = 2,54 \text{ cm}$$

Como $L_c < 2d$ lo que indica que la resistencia al aplastamiento de los pernos del extremo están limitados por el desgarramiento por cortante de la placa. Por lo que la resistencia de diseño al aplastamiento de la placa es:

$$\phi R_n = \phi(1.2L_c t F_u) = 0,75(1,2 * 1,27 * 0,6 * 4077,80) \rightarrow \phi R_n = 3931,97 \text{ kg/tornillo}$$

La resistencia de diseño al aplastamiento de los conectores será de:

$$\phi R_n = 3931,967905 + 5593,11 = 9525,078708 \text{ kg}$$

Verificación:

$$\phi R_n > P_u$$

$$9525,0798 > 5585,97 \text{ OK}$$

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

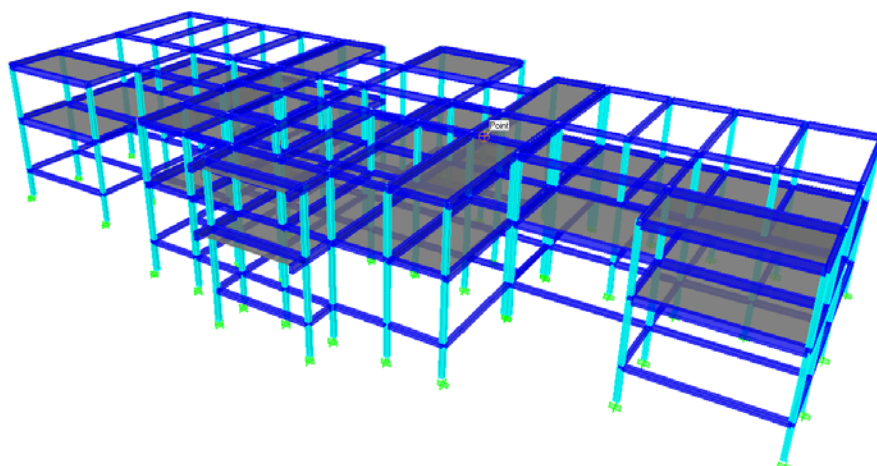
Se procedió a cargar los pórticos en el programa ETABS (*Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones*) que es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos, con especiales características para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos de diseño y los códigos internacionales de diseño le permitirán ser versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura con aisladores en la base.

Con el programa se procedió al diseño computarizado de la estructura aporticada bajo la

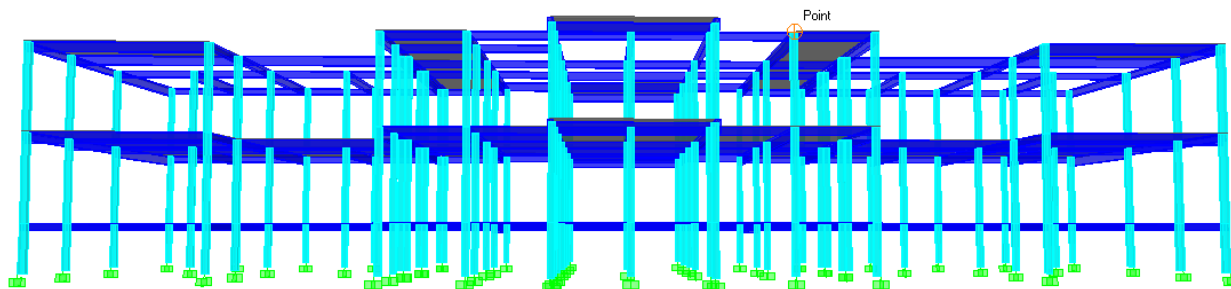
norma ACI (American Concrete Institute). Para la verificación se obtuvo las solicitaciones máximas a partir de las combinaciones de carga establecidas para vigas y pilares de hormigón armado.

3.5.2.1. Detalle estructural de la edificación de H°A°

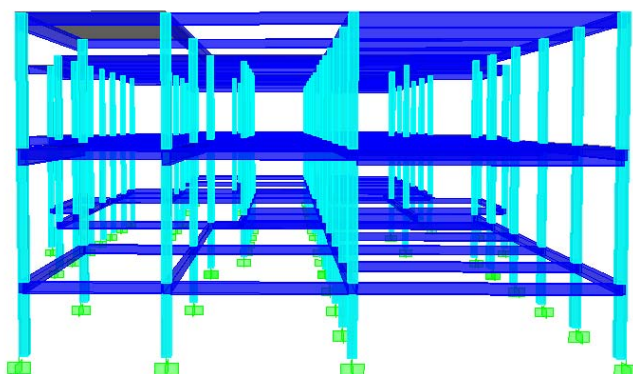
Vista isométrica



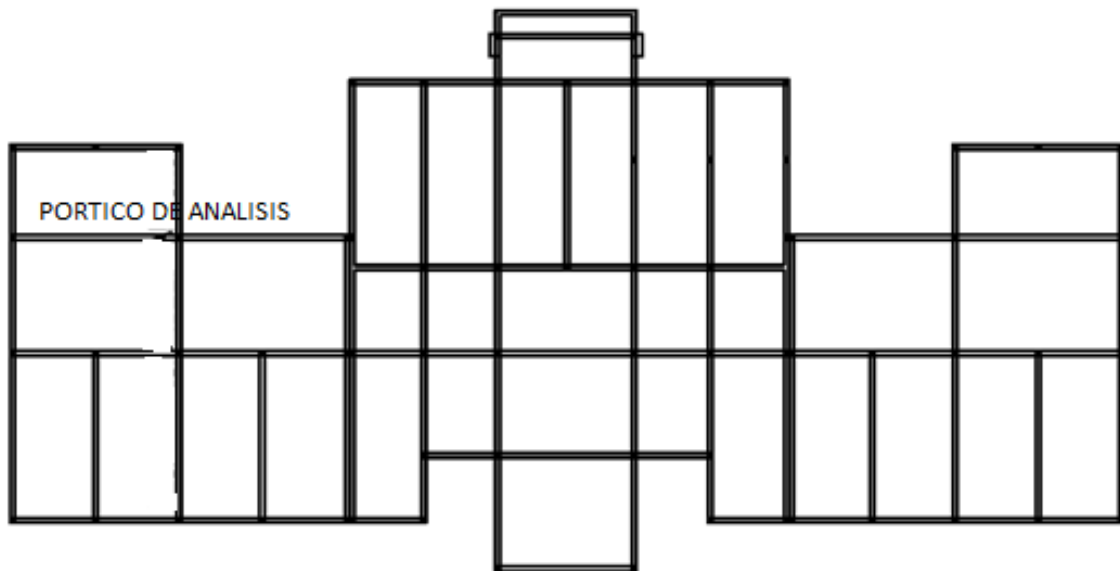
Vista Frontal



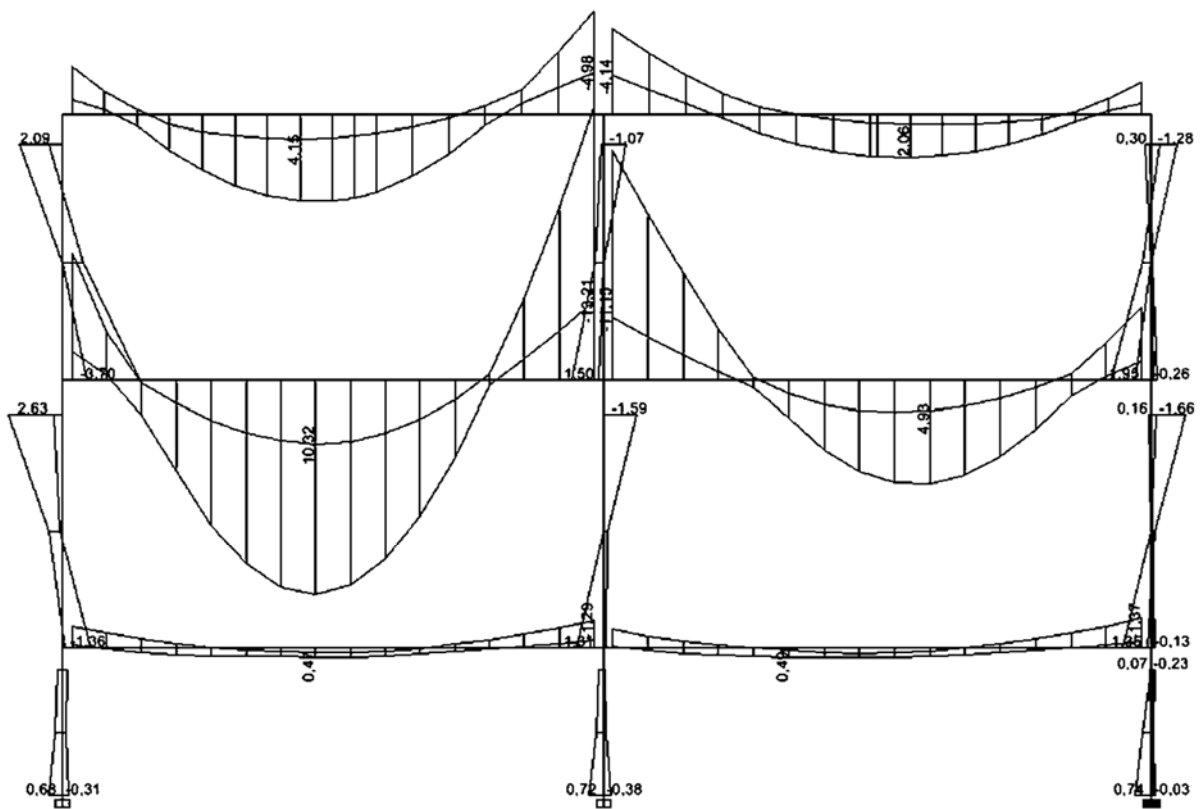
Vista Perfil



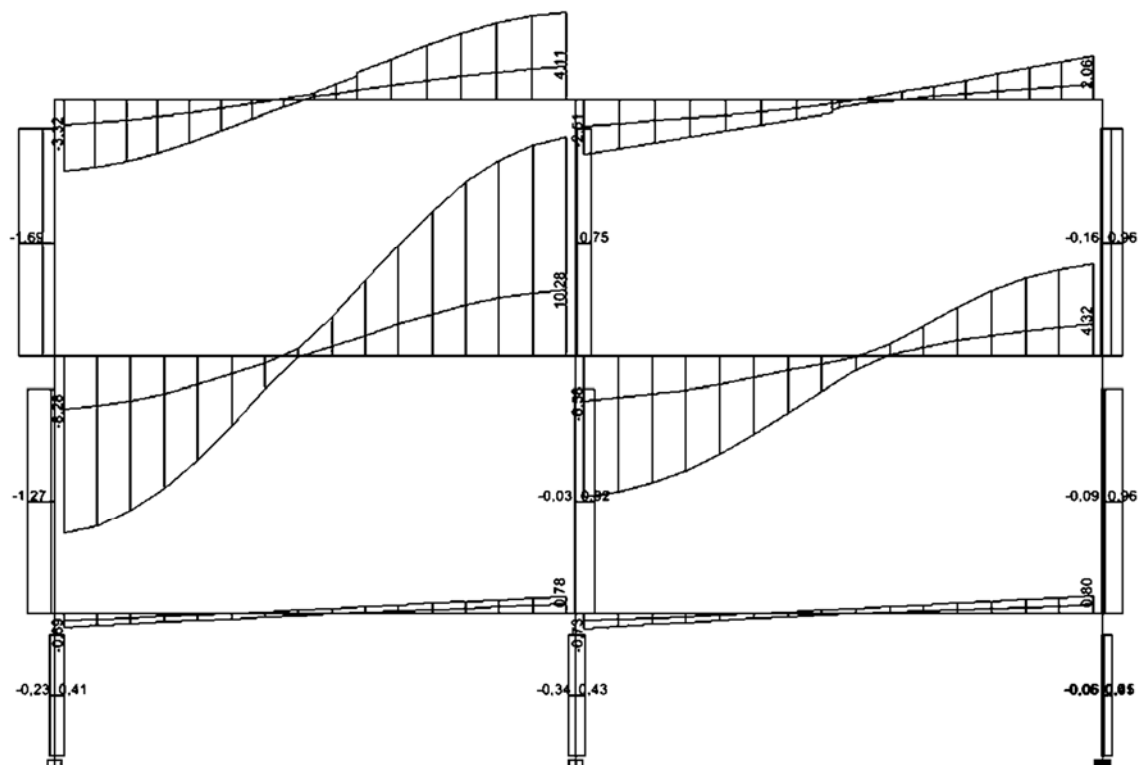
3.5.2.2. Envolventes en el pórtico



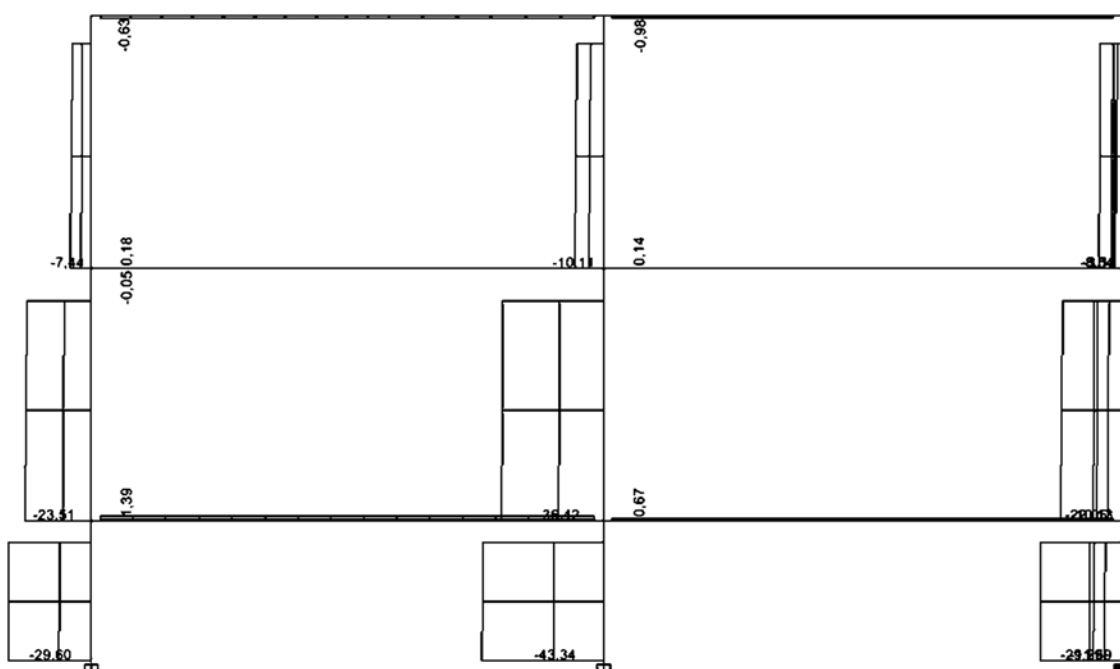
MOMENTOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS



CORTANTES MÁXIMOS Y MÍNIMOS



NORMALES MÁXIMOS Y MÍNIMOS



3.5.2.3. Diseño y verificación manual de vigas

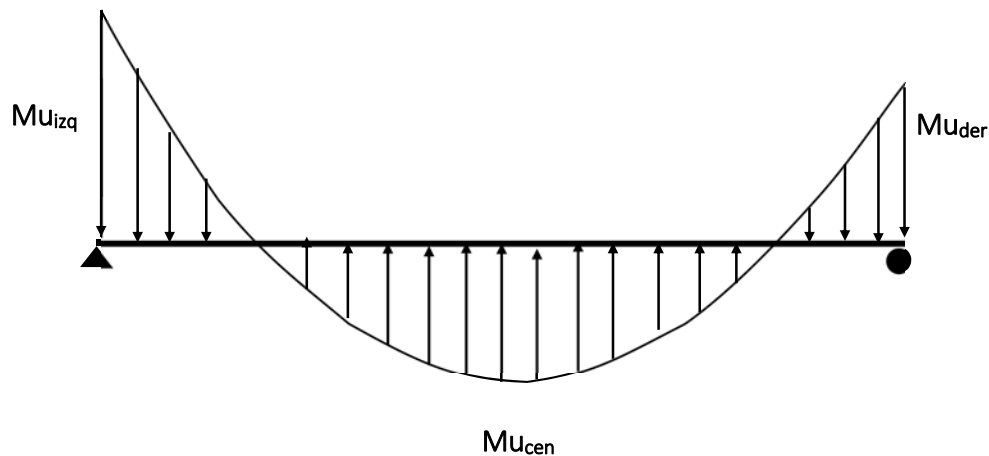
Las vigas fueron diseñadas a flexión y a corte, para el cálculo de la armadura de las vigas, se realizó lo establecido en el capítulo II del marco teórico.

Las sesiones establecidas son:

Planta	Sección
Sobrecimiento	V20x30
Planta Baja	V20x45, V25x40, V20x30, V25,30
Planta Alta	V20x40, V20x30

DISEÑO DE VIGAS A FLEXIÓN:

Para el diseño de vigas consideramos los momentos máximos obtenidos en las envolventes de los pórticos.



DISEÑO PARA EN EL CENTRO DE LUZ:

Datos:

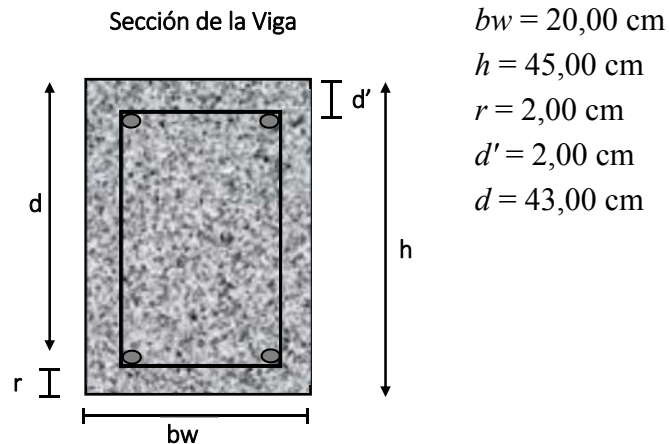
$$Mu = 1032357,7 \text{ kg-cm}$$

$$\varphi = 0,90$$

$$f'c = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta l = 0,85$$



Cálculo del área del acero:

$$k = 0,85 * f'_c * b_w * d = 0,85 * 210 * 20 * 43 \rightarrow k = 153510$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{\phi * k * d}} \right] \rightarrow A_s = \frac{153510}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1032357,7}{0,9 * 153510 * 43}} \right]$$

$$\text{Por lo tanto: } A_s = 7,0269 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque de compresión será igual a: $a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w}$

$$a = \frac{7,0269 * 4200}{0,85 * 210 * 20} = 8,267 \text{ cm}$$

Cálculo de la cuantía actuante: $\rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{7,0269}{20 * 43} = 0,00817$

Cálculo de la cuantía balanceada:

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = \frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} \left(\frac{6300}{4200 + 6300} \right) = 0,0217$$

$$\text{Debe cumplir que: } \rho \leq 0,625 * \bar{\rho}_b$$

$$0,00817 \leq 0,0137 \text{ Si Cumple}$$

No requiere refuerzo a compresión

Verificar el acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \quad A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = 2,374 \text{ cm}^2 \quad \text{ó} \quad A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos el mayor: } A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto Acero final a tensión: } A_{s_{\text{final}}} = 7,027 \text{ cm}^2$$

DISEÑO PARA EL LADO DERECHO:**Datos:**

$$M_u = 1320973,10 \text{ kg-cm}$$

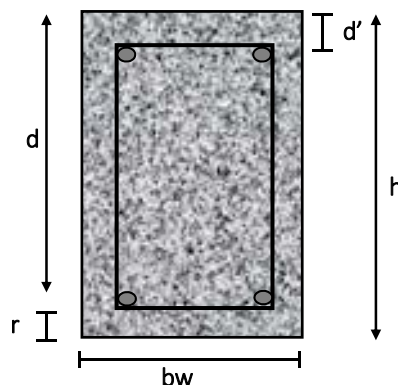
$$\phi = 0,90$$

$$f'_c = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Sección de la Viga



$$b_w = 20,00 \text{ cm}$$

$$h = 45,00 \text{ cm}$$

$$r = 2,00 \text{ cm}$$

$$d' = 2,00 \text{ cm}$$

$$d = 43,00 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero:

$$k = 0,85 * f'_c * bw * d = 0,85 * 210 * 20 * 43 \rightarrow k = 153510$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d}} \right] \rightarrow A_s = \frac{153510}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1320973,10}{0,9 * 153510 * 43}} \right]$$

$$\text{Por lo tanto: } A_s = 9,314 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque de compresión será igual a: $a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * bw}$

$$a = \frac{9,314 * 4200}{0,85 * 210 * 20} = 10,957 \text{ cm}$$

Cálculo de la cuantía actuante: $\rho = \frac{A_s}{bw * d} = \frac{9,314}{20 * 43} = 0,0108$

Cálculo de la cuantía balanceada:

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = \frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} \left(\frac{6300}{4200 + 6300} \right) = 0,0217$$

Debe cumplir que: $\rho \leq 0,625 * \bar{\rho}_b$

$$0,0108 \leq 0,0137 \text{ Si Cumple}$$

No requiere refuerzo a compresión

Verificar el acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * bw * d \quad A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * bw * d$$

$$A_{s_{\min}} = 2,374 \text{ cm}^2 \quad \text{ó} \quad A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos el mayor: } A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto Acero final a tensión: } A_{s_{\text{final}}} = 9,314 \text{ cm}^2$$

DISEÑO PARA EL LADO IZQUIERDO:**Datos:**

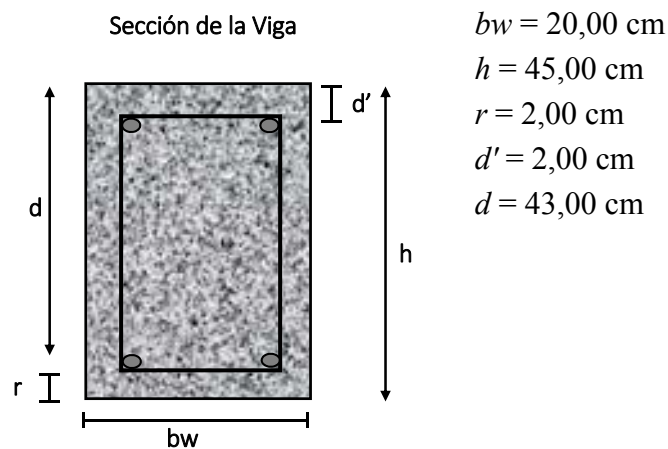
$$Mu = 616084,40 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,90$$

$$f'_c = 210,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$



Cálculo del área del acero:

$$k = 0,85 * f'_c * b_w * d = 0,85 * 210 * 20 * 43 \rightarrow k = 153510$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{\phi * k * d}} \right] \rightarrow A_s = \frac{153510}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 616084,40}{0,9 * 153510 * 43}} \right]$$

$$\text{Por lo tanto: } A_s = 4,0104 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque de compresión será igual a: $a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w}$

$$a = \frac{4,0104 * 4200}{0,85 * 210 * 20} = 4,718 \text{ cm}$$

Calculamos cuantía actuante: $\rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{4,0104}{20 * 43} = 0,00466$

Calculamos cuantía balanceada:

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = \frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} \left(\frac{6300}{4200 + 6300} \right) = 0,0217$$

Debe cumplir que: $\rho \leq 0,625 * \bar{\rho}_b$

$$0,00466 \leq 0,0137 \text{ Si Cumple}$$

No requiere refuerzo a compresión

Verificar el acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,8 * \sqrt{210}}{4200} * 20 * 43$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 20 * 43$$

$$A_{s_{\min}} = 2,374 \text{ cm}^2$$

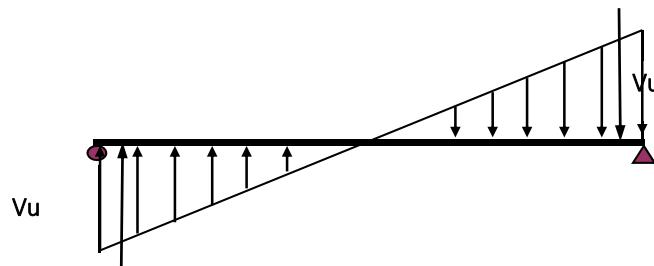
$$\text{ó } A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$$

Tomamos el mayor: $A_{s_{\min}} = 2,867 \text{ cm}^2$

Por lo tanto Acero final a tensión: $A_{s_{\text{final}}} = 4,0104 \text{ cm}^2$

DISEÑO DE VIGAS POR CORTANTE:

Para el diseño de vigas consideramos los momentos máximos obtenidos en las envolventes de los pórticos.



Datos:

$$Vu_{izq} = -8282,33 \text{ kg}$$

$$Vu_{der} = 10282,01 \text{ kg}$$

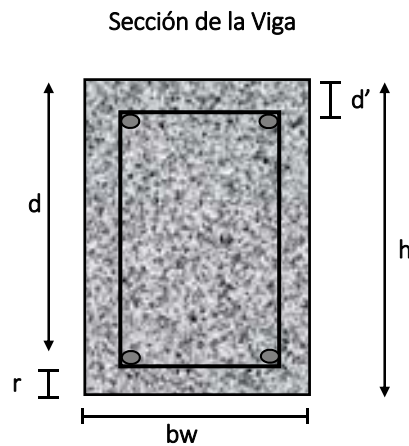
$$\phi = 0,75$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_l = 0,85$$



$$bw = 20,00 \text{ cm}$$

$$h = 45,00 \text{ cm}$$

$$r = 2,00 \text{ cm}$$

$$d' = 2,00 \text{ cm}$$

$$d = 43,00 \text{ cm}$$

Resistencia a la tracción del hormigón

$$0,53 * \sqrt{f'_c} * bw * d = 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 43 = 8256,46 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 8256,46 = 6192,35 \text{ kg}$$

Lado izquierdo

$$Vu > \phi V_c$$

$$8282,33 > 6192,35 \Rightarrow \text{Requiere Armadura de Corte}$$

Diámetro de estribo = 6 mm

$$Av_{sec} = 0,2827 \text{ cm}^2$$

$$Av = 2 * Av_{sec} = 0,565 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de estribos

$$s = \frac{\phi * Av * f'_y * d}{(Vu - \phi V_c)} = \frac{0,75 * 0,565 * 4200 * 43}{(8282,33 - 6192,35)} = 36,65 \text{ cm}$$

Armadura mínima para cortantes

$$Av_{min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{bw * s}{f_y}$$

$$Av_{min} = \frac{3,5 * bw * s}{f_y}$$

despejando se tiene

$$s_{min} = \frac{Av * f_y}{0,2 \sqrt{f'_c} * bw}$$

$$s_{min} = \frac{Av * f_y}{3,5 * bw}$$

$$s_{min} = \frac{0,565 * 4200}{0,2 \sqrt{210} * 20}$$

$$s_{min} = \frac{0,565 * 4200}{3,5 * 20}$$

$$s_{min} = 32,78 \text{ cm}$$

$$s_{min} = 27,14 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces mínimo es} = 27,14 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

El espaciado mínimo en estribos deberá de ser $s \leq d/2$:

$s = 43/2 = 21,5$ cm constructivamente asumimos un espaciamiento de $s = 20$ cm.

El espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento deberá de ser $s \leq d/4$:

$s = 43/4 = 10,75$ cm constructivamente asumimos un espaciamiento de $s = 10$ cm.

Lado derecho

$$Vu > \phi Vc$$

$$10282,01 > 6192,35 \Rightarrow \text{Requiere Armadura de Corte}$$

Diámetro de estribo = 8 mm

$$Av_{sec} = 0,503 \text{ cm}^2 \quad Av = 2 * Av_{sec} = 1,006 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de estribos

$$s = \frac{\phi * Av * f'c * d}{(Vu - \phi Vc)} = \frac{0,75 * 1,006 * 4200 * 43}{(10282,01 - 6192,35)} = 33,30 \text{ cm}$$

Armadura mínima para cortantes

$$Av_{min} = 0,2 \sqrt{f'c} \frac{bw * s}{fy} \quad Av_{min} = \frac{3,5 * bw * s}{fy}$$

Despejado s se tiene

$$s_{min} = \frac{Av * fy}{0,2 \sqrt{f'c} * bw} \quad s_{min} = \frac{Av * fy}{3,5 * bw}$$

$$s_{min} = \frac{1,006 * 4200}{0,2 \sqrt{210} * 20} \quad s_{min} = \frac{1,006 * 4200}{3,5 * 20}$$

$$S_{min} = 58,27 \text{ cm} \quad S_{min} = 48,25 \text{ cm}$$

Entonces mínimo es = $33,30 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$

El espaciamiento mínimo en estribos deberá de ser $s \leq d/2$:

$s = 43/2 = 21,5$ cm constructivamente asumimos un espaciamiento de $s = 20$ cm.

El espaciamiento mínimo en la zona de confinamiento deberá de ser $s \leq d/4$:

$s = 43/4 = 10,75$ cm constructivamente asumimos un espaciamiento de $s = 10$ cm.

El detalle de la armadura de vigas se encuentra en los planos correspondientes. (Ver anexos)

3.5.2.4. Diseño y verificación manual de columnas.

Al igual que las vigas, las columnas fueron calculadas siguiendo la teoría especificada en el marco teórico.

DISEÑO DE COLUMNA

	sup	inf	sup	inf
	eje x (kg-m)		eje y (kg-m)	
MDc =	-31257,11	19274,33	-35654,09	32039,2
MLc =	-33962,13	17451,95	-24803,9	14788,0
MWc =	-52781,49	55918,19	40002,39	52272,78

$$PDc = 18453,62 \text{ kg}$$

$$PLc = 10286,3 \text{ kg}$$

$$PWc = 259,000 \text{ kg}$$

$$VW = 345,080 \text{ kg}$$

$$\Delta o = 0,38 \text{ cm}$$

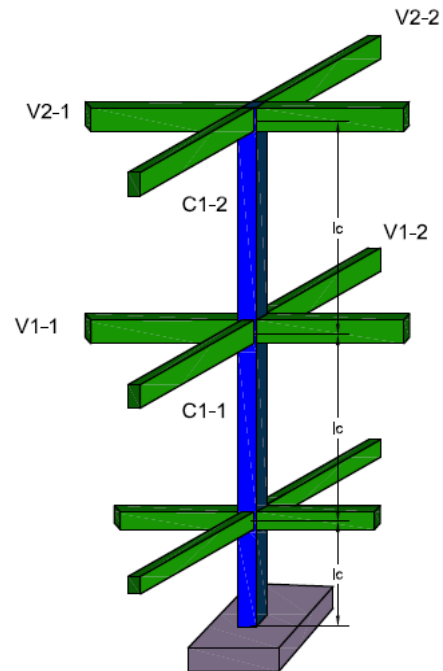
$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$Pu = 1,2*PD + 1,6*PL + 0,5PW = 38731,9 \text{ kg}$$



Carga ultima que no produce desplazamiento lateral

$$M_{Ins} = 1,2*MD + 1,6*ML = -91847,94 \text{ kg-cm} \quad M_{Ins} = 1,2*MD + 1,6*ML = -82471,148 \text{ kg-cm}$$

$$M_{Ins} = 1,2*MD + 1,6*ML = 51052,316 \text{ kg-cm} \quad M_{Ins} = 1,2*MD + 1,6*ML = 62107,82 \text{ kg-cm}$$

El momento que domina el diseño corresponde al momento generado en la parte inferior de la columna y correspondiente al eje x

Carga ultima que produce desplazamiento lateral

$$M_{ns} = 0,5 * MW = 27959,095 \text{ kg-cm}$$

Dato de secciones

Viga V1-2 i (m)	Viga V1-2 d (m)	Viga V1-2 i (m)	Viga V1-2 d (m) $b = 0,2$ $h = 0,3$ $Li-d = 3,55$	Columna C1-1 (m) $bc = 25 \text{ cm}$ $tc = 25 \text{ cm}$ $LcolSup = 3,15 \text{ m}$ $Lcollnf = 1,6 \text{ m}$
$b = 0,2$	$b = 0,2$	$b = 0,2$		
$h = 0,45$	$h = 0,45$	$h = 0,3$		
$L = 6,85$	$L = 6,94$	$Li = 3,4$		

Calcula del módulo de elasticidad del hormigón no fisurado:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 15100 \sqrt{210} = 218819,8 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del valor aproximado de E·I para la columna

$$I_{col} = 0,7 * \frac{b_c h_c^3}{12} = 0,7 * \frac{25 * 25^3}{12} = 22786.46 \text{ cm}^4$$

$$E_{col} I_{col} = 4986128002 \text{ cm}^2$$

Calcula del valor del producto $E \cdot I$ para las vigas que aproximadamente es la mitad de la expresión

Válida para columnas debido a un nivel mayor de agrietamiento:

$$I_{vig(V1-2i)} = 0,35 * \frac{b_{vig} h_{vig}^3}{12} = 0,35 * \frac{20 * 45^3}{12} = 53156,3 \text{ cm}^4 \quad E_{vig} I_{vig} = 11631639402 \text{ cm}^2$$

$$I_{vig(V1-2i)} = 0,35 * \frac{b_{vig} h_{vig}^3}{12} = 0,35 * \frac{20 * 45^3}{12} = 53156,3 \text{ cm}^4 \quad E_{vig} I_{vig} = 11631639402 \text{ cm}^2$$

$$I_{vig(V1-2i)} = 0,35 * \frac{b_{vig} h_{vig}^3}{12} = 0,35 * \frac{20 * 30^3}{12} = 15750,0 \text{ cm}^4 \quad E_{vig} I_{vig} = 3446411675 \text{ cm}^2$$

$$I_{vig(V1-2i)} = 0,35 * \frac{b_{vig} h_{vig}^3}{12} = 0,35 * \frac{20 * 30^3}{12} = 15750,0 \text{ cm}^4 \quad E_{vig} I_{vig} = 3446411675 \text{ cm}^2$$

Calculo del nivel de arriostramiento: $\psi_{x-y} = \frac{\sum (E_{col} I_{col} / L_{col})}{\sum (E_{vig} I_{vig} / L_{vig})}$

En el extremo superior de la columna se tiene:

$$\psi_{sup-x} = \frac{\frac{4986128002}{3,15 * 100} + \frac{4986128002}{3,3 * 100} + \frac{4986128002}{1,6 * 100}}{\frac{11631639402}{6,85 * 100} + \frac{11631639402}{6,94 * 100}} = \psi_{sup-x} = 1,84$$

$$\psi_{sup-y} = \frac{\frac{4986128002}{3,15 * 100} + \frac{4986128002}{3,3 * 100} + \frac{4986128002}{1,6 * 100}}{\frac{3446411675}{4,70 * 100} + \frac{3446411675}{3,55 * 100}} = \psi_{sup-y} = 1,55$$

En el caso del extremo inferior, se considera un semiempotramiento, lo que significa que:

$$\psi_{inf} = 1.00$$

Un empotramiento total $\psi_{inf} = \infty$ y un apoyo articulado $\psi_{inf} = 0$

Con los dos valores calculados ($\psi_{inf} = 1$; $\psi_{sup} = 1,84$) se accede al nomograma para columnas con desplazamiento transversal y se obtiene:

$$k = 1,41$$

Calculo de la carga crítica de pandeo.

Ecuación de Euler: $\frac{k \cdot l c}{r}$

Para una sección rectangular $r = 0,3 \cdot h$

$$r = 0,3 \cdot 25 = 7,5$$

Entonces tenemos:

$$\frac{k \cdot l c}{r} = \frac{1,41 \cdot 3,15}{7,5} = 59,22 \geq 22$$

Por lo que se considera estructura no arriostrada por lo que efecto esbeltez deberá de ser considerado

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{col} I_{col}}{(k \cdot L_{col})^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4986128002}{(1,41 \cdot 3,15 \cdot 100)^2}$$

$$P_{cr} = 249461,68 \text{ kg}$$

La carga axial última es:

$$P_u = 38731,92 \text{ kg}$$

El momento flector último por cargas que no producen desplazamientos transversales es:

$$M_{Ins} = 82471,15 \text{ kg-cm}$$

El momento flector último por cargas que producen desplazamientos transversales es:

$$M_{Is} = 27959,10 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del factor de amplificación del momento flector que no produce desplazamientos transversales:

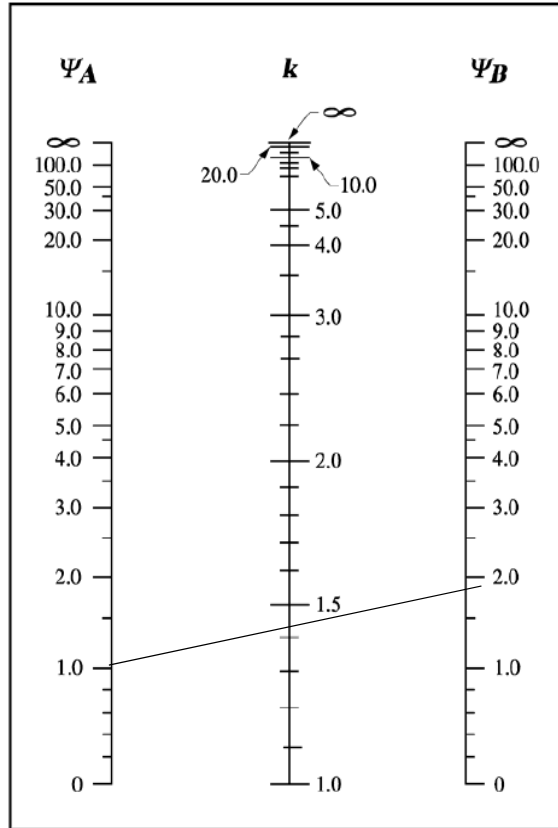
$$C_m = 1$$

Para columnas con cargas transversales:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{38731,92}{0,75 \cdot 249461,68}}$$

$$\delta = 1,261$$

Calculo del factor de amplificación del momento flector que si produce desplazamientos transversales:



Cálculo del momento flector de diseño, mayorado:

$$M_c = \delta \cdot M_{Ins} = 1,261 \cdot 38731,92$$

$$M_c = 104001,028 \text{ kg-cm}$$

$$Q = \frac{\sum P_U \cdot \Delta_o}{V_U \cdot L_c} = \frac{38731,92 \cdot 0,26}{345,08 \cdot 3,15} = 0,009$$

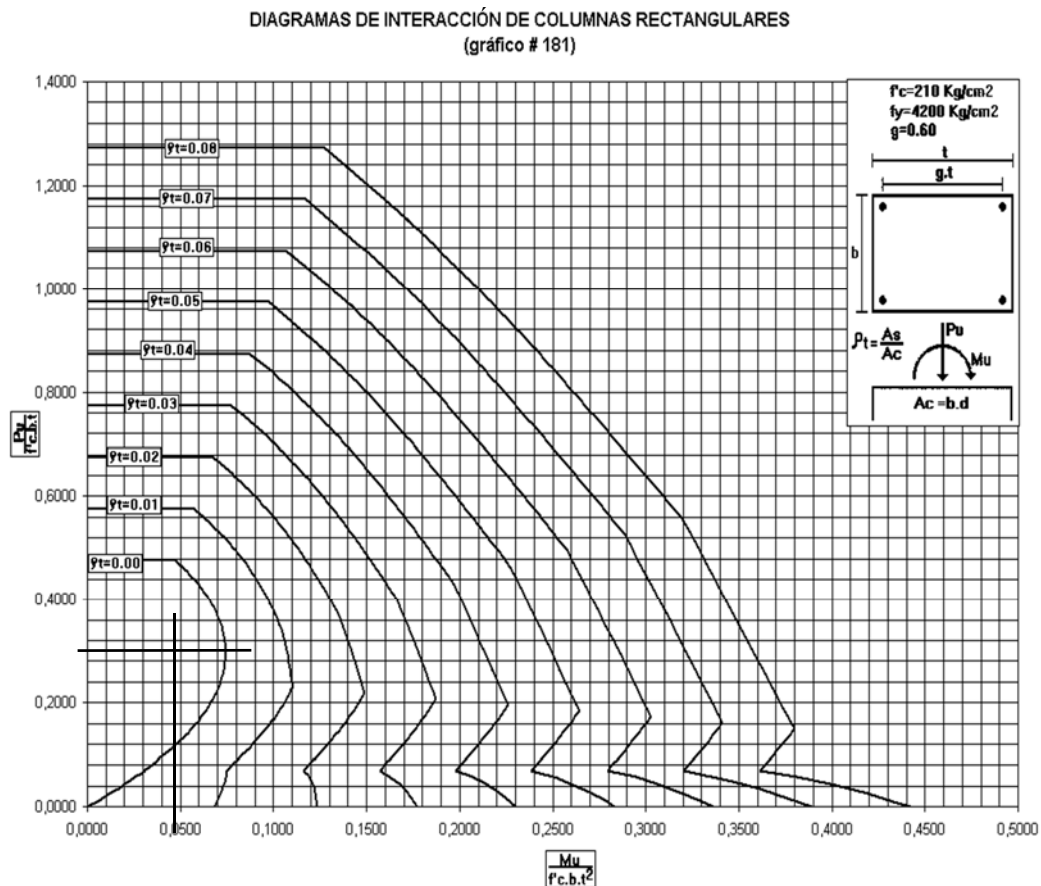
$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} = \frac{1}{1 - 0,009} = 1,009 \quad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{0,75 \sum P_{cr}}} = 1,261$$

El momento último de diseño es:

$$Mu = \delta M_{lrs} + \delta_s M_{ls} = 104001 + 1,261 \cdot 27959,10$$

$$Mu = 139259,1 \text{ kg-cm}$$

Se determinan las coordenadas para el uso de los diagramas de interacción adimensionales:



$$g = \frac{b - 2r}{b} = 0,8 \quad ; \quad x = \frac{Mu}{f'_c b t^2} = 0,042 \quad ; \quad y = \frac{Pu}{f'_c b t} = 0,295$$

$$\rho_t = 0,010$$

$$A_s = \rho_t \cdot b \cdot t \quad A_s = 6,25 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura 4φ16

DISEÑO POR CORTE

Datos:

$$V_{uizq} = 921,00 \text{ kg}$$

$$\phi = 0,75$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta l = 0,85 \text{ mm}$$

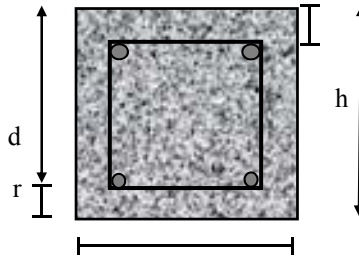
$$b_w = 25,00 \text{ cm}$$

$$h = 25,00 \text{ cm}$$

$$r = 2,00 \text{ mm}$$

$$d' = 2,00 \text{ mm}$$

$$d = 23,00 \text{ cm}$$



Resistencia a la tracción del hormigón

$$0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 23 = 4416,25 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,74 * 4416,25 = 3312,19 \text{ kg}$$

Lado izquierdo

$$V_u > \phi V_c$$

$921,00 < 3312,19 \Rightarrow$ No Requiere Armadura de Corte más que la mínima

Diámetro de estribo = 6 mm

$$A_{vsec} = 0,2827 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 * A_{sec} = 0,565 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima para cortantes

$$A_{v_{min}} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w * s}{f_y}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{3,5 * b_w * s}{f_y}$$

despejado s se tiene

$$s_{min} = \frac{A_v * f_y}{0,2 \sqrt{f'_c} * b_w} = 32,78 \text{ cm} \quad s_{min} = \frac{A_v * f_y}{3,5 * b_w} = 27,14 \text{ cm}$$

Entonces el espaciamiento mínimo será de $s = 27,78 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

Tolos los pilares establecidos corresponden a una sección de 25x25 cm. el detalle del armado se encuentran en los planos correspondiente. (Ver anexos)

3.5.3. Verificación de la vigueta pretensada

Predimensionamiento de losa bajo predisposición de viguetas pretensadas.

$h = \frac{l}{21}$ Consideramos la dirección en la que se dispone las viguetas, además de considerar que el pretensado nos ahorra un 30% de hormigón por lo que el espesor de la losa será:

$$h = 5/21 = 0,238 * 0,7 \rightarrow h_z = 0,7 * 0,238 = 0,1667 \text{ cm}$$

Constructivamente asumimos un espesor de 17 cm, esta incluye 5 cm de hormigón que trabaja en compresión.

Realizando un análisis comparativo con una losa predispuesta con viguetas reforzadas con acero de resistencia 5000 kg/cm² para lo que se consideró una altura de losa de 25 cm, la diferencia de costo está básicamente en el espesor de complemento dado que el costo de viguetas en promedio es el mismo.

Por lo que el precio varía de un tipo de losa a otro aproximadamente 4%, siendo más caro con viguetas reforzadas, equivalente para la superficie que se tiene, unos 10.000,00 Bs. aproximadamente.

Constantes de diseño

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

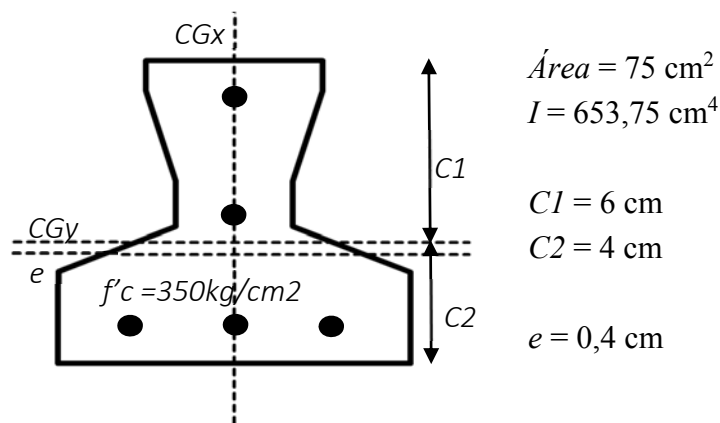
$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c} = 218819,789 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cp} = 15100 \cdot \sqrt{f_{cp}} = 282495,133 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = 0,7f_{cp} = 245 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades de la sección simple



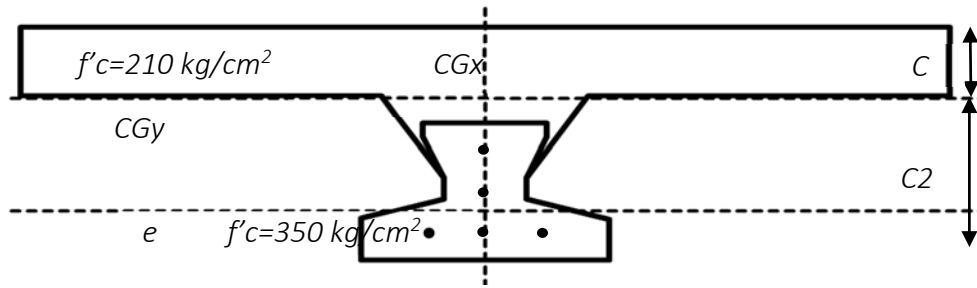
Ancho efectivo de sección compuesta

Relación modular entre concretos

$$n = E_c/E_{cp} = 218819,789/282495,133 = 0,775$$

$$b = 58,00 \text{ cm}$$

$$b_e = 44,93 \text{ cm}$$



Propiedades de la sección compuesta

$$\text{Área} = 321 \text{ cm}^2 \quad I = 7372,290 \text{ cm}^4$$

$$CI = 5,201 \text{ cm} \quad e = 8,199 \text{ cm}$$

$$C2 = 11,799 \text{ cm}$$

Esfuerzos admisibles

Considerando que en tiempo 0 la resistencia característica del H° está a un 70%

$$ti = 0,7$$

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'ci = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 0,8$$

Etapla Inicial; T = 0

$$\sigma_{ti} = 0,8\sqrt{f'_{ci}} = 0,8\sqrt{245} \rightarrow \sigma_{ti} = 12,522 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = -0,6f'_{ci} = -0,6*245 \rightarrow \sigma_{ci} = -147,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Etapla Final; T = ∞

$$\sigma_c = -0,45f'_c = -0,45*350 \rightarrow \sigma_c = -157,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 1,6\sqrt{f'_c} = 1,6\sqrt{350} \rightarrow \sigma_t = 29,933 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de las tensiones

$$T = 0$$

$$T = \infty$$

$$(I) -\frac{M_o * C1}{I} + \frac{P_i * e * C1}{I} - \frac{P_i}{A} \leq \sigma_{ti} \quad (III) -\frac{M_T * C1}{I} + \frac{P_e * e * C1}{I} - \frac{P_e}{A} \geq \sigma_c$$

$$(II) \frac{M_o * C2}{I} - \frac{P_i * e * C2}{I} - \frac{P_i}{A} \geq \sigma_{ci} \quad (IV) \frac{M_T * C2}{I} - \frac{P_e * e * C2}{I} - \frac{P_e}{A} \leq \sigma_t$$

Fuerza de pretensado con la disposición del armado

$$f_{pu} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{puadm} = 0,74*f_{pu} = 13320 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Diámetro barra } d = 5 \text{ mm}$$

$$A \text{ x barra} = 0,196 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} = 0,982 \text{ mm}^2$$

Fuerza de pretensado inicial

$$Pi = 13076,879 \text{ kg}$$

Calculo de los momentos máximos con la disposición del armado

$$M_o \geq \left(\frac{P_i * e * C1}{I} - \frac{P_i}{A} - \sigma_{ti} \right) * \frac{I}{C1}$$

$$M_o \geq \left(\frac{13076,879 * 0,4 * 6}{653,75} - \frac{13076,879}{75} - 12,522 \right) * \frac{653,75}{6}$$

$$\rightarrow Mo \geq -15131 \text{ Kg-cm} \quad -151,31 \text{ Kg-m}$$

$$M_o \geq \left(\frac{P_i * e * C2}{I} + \frac{P_i}{A} + \sigma_{ci} \right) * \frac{I}{C2}$$

$$M_o \geq \left(\frac{13076,879 * 0,4 * 4}{653,75} - \frac{13076,879}{75} - (-147) \right) * \frac{653,75}{4}$$

$$\rightarrow Mo \geq 9702 \text{ Kg-cm} \quad 97,02 \text{ Kg-m}$$

En el tiempo ∞ considerando una pérdida del 20%

$$M_T \leq \left(\frac{n * P_i * e * C1}{I} - \frac{n * P_i}{A} - \sigma_c \right) * \frac{I}{C1}$$

$$M_T \leq \left(\frac{0,8 * 13076,879 * 8.200 * 5.2}{7372.290} - \frac{0,8 * 13076,879}{321} - (-157.5) \right) * \frac{7372.290}{8.200}$$

$$\rightarrow MT \leq 251284 \text{ Kg-cm} = 2512,84 \text{ Kg-m}$$

$$M_T \leq \left(\frac{n * P_i * e * C1}{I} + \frac{n * P_i}{A} + \sigma_c \right) * \frac{I}{C2}$$

$$M_T \leq \left(\frac{0,8 * 13076,879 * 11,80 * 5.2}{7372.290} - \frac{0,8 * 13076,879}{321} - 29,933 \right) * \frac{7372.290}{11,80}$$

$$\rightarrow MT \leq 129931 \text{ Kg-cm} = 1299,31 \text{ Kg-m}$$

Conjunto Solución

$$\text{Kg-m } 97,02 \leq M \leq 1299,31 \text{ Kg-m}$$

Momentos actuantes en la vigueta

Sobrecarga de piso = 100 kg/m²

Carga viva = 300 kg/m²

Ancho de análisis = 58 cm

Longitud de la vigueta L = 5 m

para $T = 0$

$Q_{vigeta} = 18,00 \text{ kg/m}$

$Q_{ho-compresion} = 79,39 \text{ kg/m}$

$Q_{total} = 97,39 \text{ kg/m}$

para $T = \infty$

$Q_{total} = 97,39 \text{ kg/m}$

$Q_{SP} = 29,00 \text{ kg/m}$

$Q_{LL} = 174,00 \text{ kg/m}$

$Q_{total} = 300,39 \text{ kg/m}$

$$M_o = \frac{Q_{to} * L^2}{8} = \frac{97,39 * 5^2}{8} = 304,35 \text{ kg-m} \quad M_T = \frac{W_{t\infty} * L^2}{8} = \frac{300,39 * 5^2}{8} = 938,725 \text{ kg-m}$$

$$97,02 \leq 304,35 \text{ y } 938,725 \leq 1299,31 \text{ [kg-m] O.K.}$$

El momento actuante está dentro del rango de solución por lo que la proporción de armado es la adecuada.

Revisión de deflexiones

A)Revisión de deflexiones en la transferencia

$$f'ci = 0.7 * f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ecc = 15100 * \sqrt{f'ci}$$

$$Ecc = 15100 * \sqrt{245}$$

$$Ecc = 236352,385 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{pi} = \frac{Pi * e_{ss} * L^2}{8 * E_{cc} * Iss}$$

$$\Delta_{pi} = \frac{13076,879 * (0,4 * 100) * 5^2}{8 * 236352,385 * 653,75}$$

$$\Delta_{pi} = -1,058 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * \omega_{ss} * L^4}{384 * E_{cc} * Iss}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5 * (18 / 100) * (5 * 100)^4}{384 * 236352,385 * 653,75}$$

$$\Delta_{pp} = 0,948 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ins} = \Delta_{pi} + \Delta_{pp} = -0,110 \text{ cm}$$

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

$$\Delta_{adm} = 1,667 \text{ cm}$$

$$-0,11 \leq 1,67 \text{ [cm] O.K.}$$

B) Revisión de deflexiones en la etapa final

$$Ecc = 15100 * \sqrt{f'c} = 282495,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{pf} = \frac{Pe * e_{sc} * L^2}{8 * E_{cc} * Iss}$$

$$\Delta_{pf} = \frac{0,8 * 13076,879 * 8,199 * (5 * 100)^2}{8 * 282495,13 * 7372,29}$$

$$-1,287 \text{ cm}$$

$$\Delta \omega_{Qho-com} = \frac{5 * \omega_{Qho-com} * L^4}{384 * E_{cc} * Isc}$$

$$\Delta \omega_{Qho-com} = \frac{5 * (79,39 / 100) * (5 * 100)^4}{384 * 282495,13 * 7372,29}$$

$$0,310 \text{ cm}$$

$$\Delta \omega_{QCP} = \frac{5 * \omega_{QCP} * L^4}{384 * E_{cc} * Isc}$$

$$\Delta \omega_{QCP} = \frac{5 * (58,00 / 100) * (5 * 100)^4}{384 * 282495,13 * 7372,29}$$

$$0,227 \text{ cm}$$

$$\Delta \omega_{QLL} = \frac{5 * \omega_{QLL} * L^4}{384 * E_{cc} * Isc}$$

$$\Delta \omega_{QLL} = \frac{5 * (174,00 / 100) * (5 * 100)^4}{384 * 282495,13 * 7372,29}$$

$$0,680 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = \Delta_{pi} - \frac{(\Delta_{pi} + \Delta_{pf})}{2} * Cu + (\Delta_{pp} + \Delta \omega_{Qho-com} + \Delta \omega_{QCP}) * (1 + Cu) + \Delta \omega_{QLL}$$

$$\Delta_T = 1,628 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm-diferido} = \frac{L}{240} + 0,5$$

$$\Delta_{adm-diferido} = 2,58 \text{ cm}$$

$$1,628 \leq 2,58 \text{ [cm] O.K.}$$

3.5.4. Diseño y verificación manual de zapatas

Se determinó dotar a la estructura de zapatas aisladas como fundaciones superficiales de acuerdo al suelo que se encontró en la zona de emplazamiento, terreno regular para fundación, con capacidad portante a la compresión de 1,5 Kg/cm² con una reducción del 10%. Se las diseño manualmente a partir de las reacciones obtenidas del programa computacional ETABS.

DISEÑO DE ZAPATAS

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_z = 2 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

P : carga axial

M_x : momento alrededor del eje

M_y : momento alrededor del eje y

N_x : carga horizontal en dirección x

N_y : carga horizontal en dirección y

Reacciones debido a carga muerta (D)

$$N_x = 36,36 \text{ kg}$$

$$N_y = -175,16 \text{ kg}$$

$$P = 24278,46 \text{ kg}$$

$$M_x = 13281,02 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = 3004,41 \text{ kg-cm}$$

Reacciones debido a carga Viva (L)

$$N_x = 103,15 \text{ kg}$$

$$N_y = 19,86 \text{ kg}$$

$$P = 10245,35 \text{ kg}$$

$$M_x = -1163,17 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = 7753,57 \text{ kg-cm}$$

Momento debido a las fuerzas horizontales (D)

$$M_{x'} = -7006,4 \text{ kg-cm}$$

$$M_{y'} = 1454,5 \text{ kg-cm}$$

Momento debido a las fuerzas horizontales (L)

$$M_{x'} = 794,4 \text{ kg-cm}$$

$$M_{y'} = 4126,0 \text{ kg-cm}$$

Carga Ultima ($U = 1.2D + 1.6L$)

$$P_u = 45526,712 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 6939,516 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uy} = 24357,876 \text{ kg-cm}$$

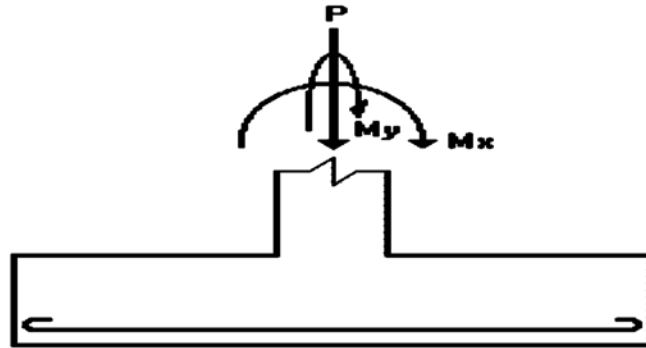
La sección de la columna es de:

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

Dimensionamiento de la superficie de contacto entre la zapata y el suelo de soporte:

Las dimensiones de la zapata se las determino a partir de las cargas últimas de diseño.



$$\begin{aligned}
 Pu &= 45526,712 \text{ kg} & A &= \frac{Pu}{F \cdot \sigma_{adm}} = \frac{45526,712}{0,9 \cdot 1,5} \\
 Mux &= 6939,516 \text{ kg-cm} & A &= 33723,49037 \text{ cm}^2 \\
 Muy &= 24357,876 \text{ kg-cm} & A &= 3,372 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura serían:

$$b = 1,90$$

$$L = 1,90$$

$$A = 3,61 \text{ m}^2 \quad A = 36100 \text{ cm}^2$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{Mu_y}{Pu} = \frac{24357,876}{45526,712} = 0,535 \text{ cm} \quad e_y = \frac{Mu_x}{Pu} = \frac{6939,516}{45526,712} = 0,152 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$ex < b / 6$$

$$0,535 < 27,50 \text{ O.K.}$$

$$ey < L / 6$$

$$0,152 < 27,50 \text{ OK.}$$

Esfuerzo máximo en el suelo

$$q_{\max} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right] = \frac{45526,712}{36100} \left[1 + \frac{6 \cdot 0,535}{190} + \frac{6 \cdot 0,152}{190} \right] = 1,289 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{\max} < \sigma_{adm}$$

$$1,289 < 1,5 \cdot 0,9 < 1,35 \text{ OK.}$$

Las dimensiones propuestas para la zapata son apropiadas.

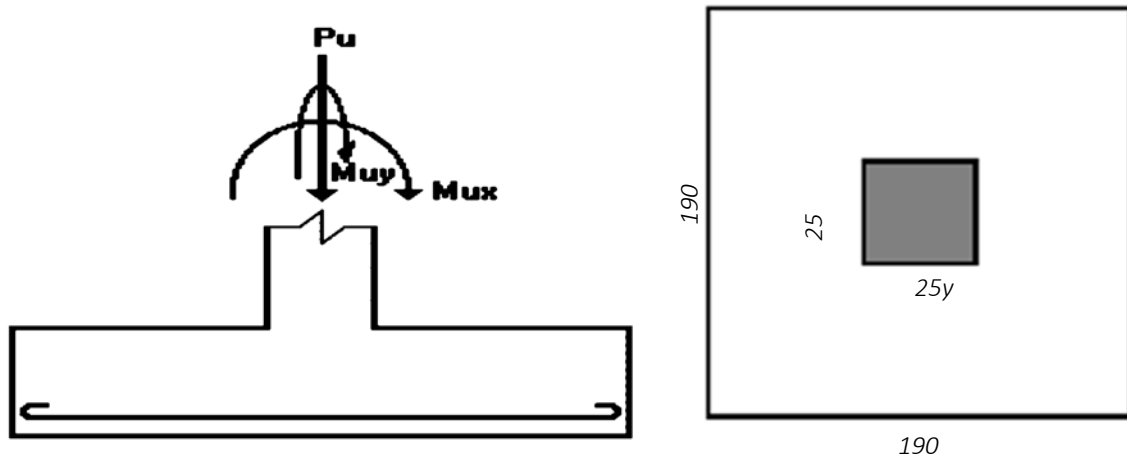


Diagrama de reacciones del suelo de cimentación bajo cargas últimas:

$$q_1 = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_1 = \frac{45526,712}{36100} \left[1 + \frac{6 \cdot 0,535}{190} + \frac{6 \cdot 0,152}{190} \right]$$

$$q_1 = 1,289$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{45526,712}{36100} \left[1 - \frac{6 \cdot 0,535}{190} + \frac{6 \cdot 0,152}{190} \right]$$

$$q_2 = 1,246$$

$$q_3 = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

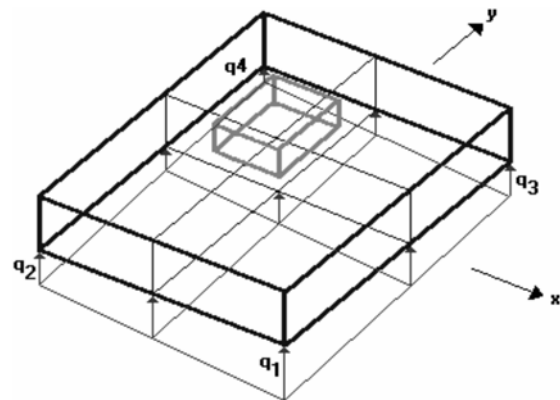
$$q_3 = \frac{45526,712}{36100} \left[1 + \frac{6 \cdot 0,535}{190} - \frac{6 \cdot 0,152}{190} \right]$$

$$q_3 = 1,276$$

$$q_4 = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{45526,712}{36100} \left[1 - \frac{6 \cdot 0,535}{190} - \frac{6 \cdot 0,152}{190} \right]$$

$$q_4 = 1,234$$



Dimensionamiento de la altura Hz de la zapata

La altura de la zapata se la determina por punzonamiento

Condición de diseño $\frac{V_u}{\phi} = V_c$

$$V_u = P_u - \frac{P_u}{A_{zap}} \cdot m \cdot n \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \quad \begin{aligned} m &= a + d \\ n &= b + d \\ b_o &= 2 \cdot m + 2 \cdot n \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{\phi} \left(P_u - \frac{P_u}{A_{zap}} (a + d)(b + d) \right) \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'c} \cdot (2(a + d) + 2(b + d)) \cdot d$$

$$V_c = Cte - Cte(Cte + Cte \cdot d + Cte \cdot d^2) \quad (1) \quad V_c = Cte(Cte \cdot d + Cte \cdot d^2) \quad (2)$$

Igualando (1) y (2) obtenemos el valor de **d = 20,48 cm**

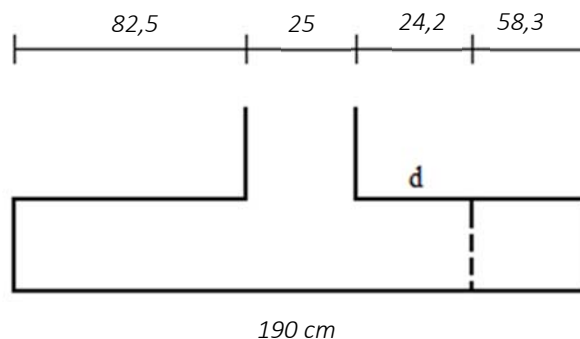
Finalmente se tiene:

Considerando una altura de $h = 35$ cm
 Recubrimiento $r = 10$ cm
 Diámetro de acero $\phi = 16$ mm
 Finalmente $d = 24,2$ cm

Verificación a corte

La sección crítica se encuentra a una distancia d desde la cara de las columnas o elementos verticales.

Para simplificar esta comprobación, asumimos que la presión máxima del suelo factorizada actúa sobre la sección crítica



Esfuerzo en la sección crítica $\rightarrow q_{crit} = 1,289 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza cortante sobre la sección crítica:

$$V_u = q_{crit} \cdot ((b-m)/2 - d) \cdot L = 1,289 \cdot 58,3 \cdot 165 = 14272,78 \text{ kg}$$

Esfuerzo de corte capaz de resistir el hormigón:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'c} \cdot L \cdot d = 0,53 \sqrt{210} \cdot 190 \cdot 24,9 = 35314,62 \text{ kg} \quad ; \quad V_u < \phi V_c$$

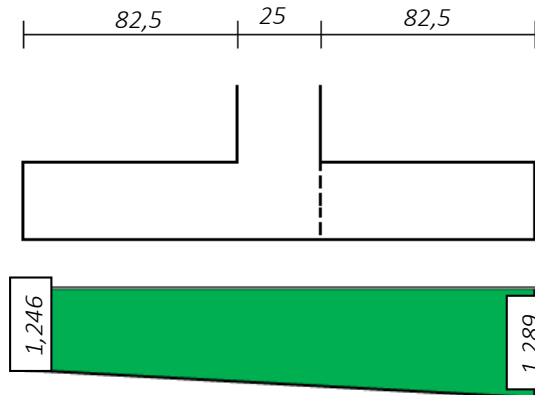
$$14,27 < 26,49 \text{ O.K.}$$

Diseño a Flexión:

Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.

La carga crítica dividimos en carga rectangular y triangular

Diseño a Flexión en la Dirección x:



$$q_{crit} = 1,270 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{rect} = 1,270 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{triang} = 0,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 829151,501 \text{ kg-cm}$$

Sección de acero requerida, dirección x:

$$k = 0.85 * f'_c * bw * d$$

$$k = 0.85 * 210 * 165 * 34,2$$

$$k = 820743,00$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d}} \right]$$

$$A_s = \frac{820743,00}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 829151,501}{0,9 * 820743,00 * 24,2}} \right]$$

$$A_s = 9,28 \text{ cm}^2$$

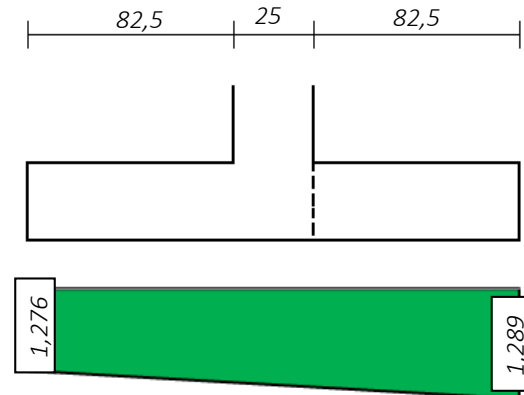
La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

La armadura mínima de armado para la sección es:

$$A_{min} = 11,97 \text{ cm}^2$$

Diseño a Flexión en la Dirección y:



$$q_{crit} = 1,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{rect} = 1,283 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{triang} = 0,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 832003,427 \text{ kg-cm}$$

Sección de acero requerida, dirección y:

$$k = 0.85 * f'_c * bw * d$$

$$k = 0.85 * 210 * 165 * 34,2$$

$$k = 820743,00$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d}} \right]$$

$$A_s = \frac{820743,00}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 832003,427}{0,9 * 820743,00 * 24,2}} \right]$$

$$A_s = 9,32 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

La armadura mínima de armado para la sección es:

$$A_{min} = 11,97 \text{ cm}^2$$

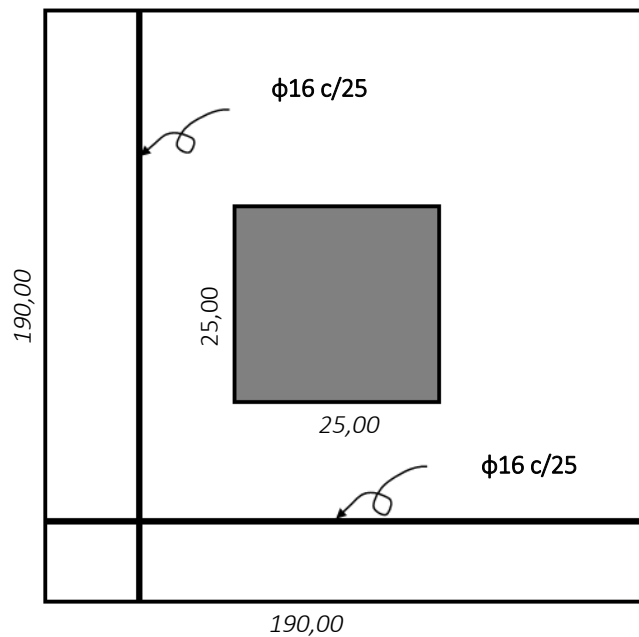
Por lo que $A_s = 11,97 \text{ cm}^2$

Por lo que $A_s = 11,97 \text{ cm}^2$

Detallado de armadura en ambas direcciones

Alt.	Diam	Área	Esp.
alt. 1	8	0,50	7,00
alt. 2	10	0,79	12,00
alt. 3	12	1,13	17,00
alt. 4	16	2,01	31≈25

Los diagramas completos de la parrilla de armado por flexión son los siguientes:



El detalle del armado de las zapatas se muestra en los planos correspondiente. (Ver anexos)

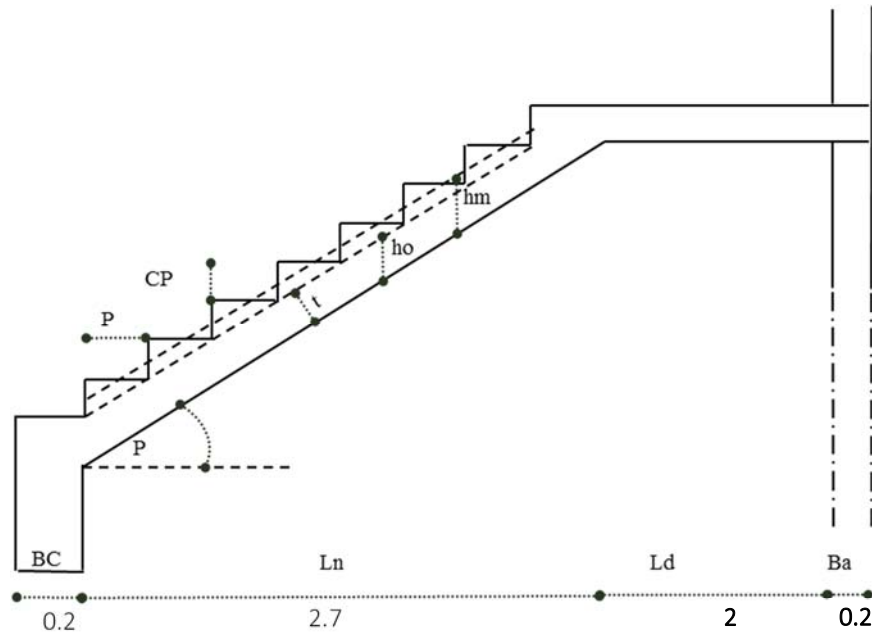
3.5.5. Diseño y verificación manual de escaleras

La estructura de la escalera se la calculó con ayuda de la bibliografía citada en este proyecto (Análisis y diseño de escaleras – Fernández Chea), que propone la idealización como viga de hormigón armado para el análisis y diseño de la escalera.

En cuanto a la geometría se respetó lo propuesto en los planos arquitectónicos debido a que se supone que el arquitecto encargado de dicho diseño, realizó un estudio previo para determinar estas dimensiones en la escalera.

DISEÑO DE ESCALERA TIPO

Datos



$$\rho = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0,30 \text{ m}$$

$$CP = 0,18 \text{ m}$$

$$B = 1,00 \text{ m}$$

$$Ln = 2,80 \text{ m}$$

$$Ld = 2,10 \text{ m}$$

$$t (1/25) = 0,196 \text{ m}$$

$$t = 0,20 \text{ m}$$

$$\cos(\alpha) = 0,857$$

$$S/C = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$Acab. = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$F'c = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$recub. = 2 \text{ cm}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

1) Análisis de cargas

a). Tramo inclinado

$$\text{Peso propio} = 2400 (Cp/2 + t/\cos \alpha)$$

$$\text{Peso propio} = 775,77 \text{ Kg/m}^2 \quad 775,77 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados} = B \times S / C \text{acab} = 50,00 \text{ Kg/m}$$

$$WuID = 825,77 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } S/C = WuIL = 400,00 \text{ Kg/m}$$

b). Descanso

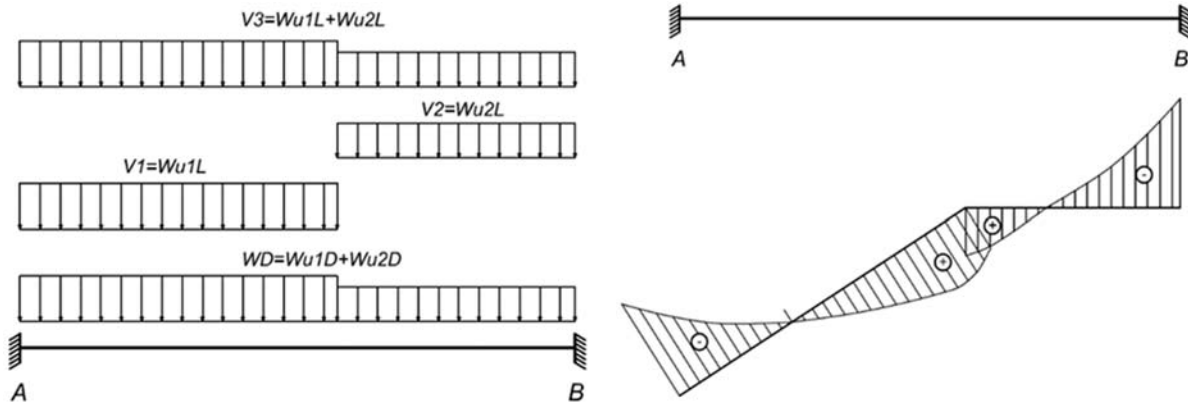
$$\text{Peso propio} = CpxBx\rho = 432,00$$

$$\text{Acabados} = BxS/Cacab = 50,00$$

$$Wu2D = 482,00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga } S/C = Wu2L = 400,00 \text{ Kg/m}$$

El cálculo de las solicitaciones máximas se las realiza bajo la combinación de carga $1,2WD + 1,6WL$ y las hipótesis mostradas en el gráfico.



$$(-) Mu \max = 3086,14 \text{ kg-m}$$

$$(+) Mu \max = 1505,18 \text{ kg-m}$$

$$\uparrow RA = 3870,45 \text{ kg}$$

$$\uparrow RB = 3254,77 \text{ kg}$$

Para el momento positivo:

Cálculo de acero por flexión:

$$k = 0,85 * f'_c * bw * d$$

$$A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d}} \right]$$

$$A_s = \frac{321300}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3086,14}{0,9 * 321300 * 0,18}} \right]$$

$$k = 0,85 * 210 * 100 * 0,18 \rightarrow k = 321300$$

$$\text{Por lo tanto } A_s = 4,678 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque de compresión será igual a:
$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * bw}$$

$$a = \frac{4,68 * 4200}{0,85 * 210 * 100} = 1,101 \text{ cm}$$

Calculamos cuantía actuante:
$$\rho = \frac{A_s}{bw * d} = \frac{4,678}{100 * 18} = 0,0026$$

Calculamos cuantía balanceada para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = \frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} \left(\frac{6300}{4200 + 6300} \right) = 0,0217$$

Debe cumplir que: $\rho \leq 0,625 * \bar{\rho}_b$

$$0,0026 \leq 0,0135 \text{ O.K.}$$

Verificar el acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 * b_w * d = 0,0018 * b_w * d \rightarrow A_{s_{\min}} = 3,2400 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto Acero final será $A_{s_{\text{final}}} = 4,679 \text{ cm}^2$

Para momento negativo:

Cálculo de acero por flexión:

$$k = 0,85 * f'_c * b_w * d \quad A_s = \frac{k}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d}} \right]$$

$$k = 0,85 * f'_c * b_w * d \quad A_s = \frac{321300}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1505,18}{0,9 * 321300 * 0,18}} \right]$$

$$k = 321300 \quad \text{Por lo tanto } A_s = 2,25 \text{ cm}^2$$

La altura del bloque de compresión será igual a: $a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b_w}$

$$a = \frac{2,25 * 4200}{0,85 * 210 * 100} = 0,528 \text{ cm}$$

$$\text{Calculamos cuantía actuante: } \rho = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{2,25}{100 * 18} = 0,0012$$

Calculamos cuantía balanceada para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$:

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6300}{f_y + 6300} \right) = 0,0217$$

Debe cumplir que: $\rho \leq 0,625 * \bar{\rho}_b$

$$0,0012 \leq 0,0135 \text{ O.K.}$$

Verificar el acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 * b_w * d = 0,0018 * 100 * 18 \rightarrow A_{s_{\min}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

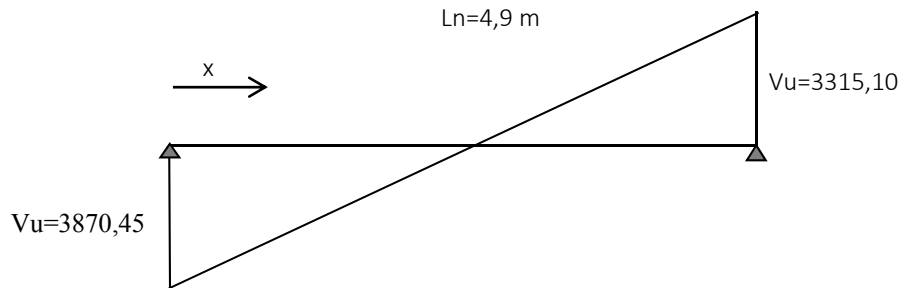
Por lo tanto Acero final será $A_{s_{\text{final}}} = 3,24 \text{ cm}^2$

Para A_s de Temperatura:

$$A_{s_{\text{temp}}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 1,62 \text{ cm}^2 \quad \text{Dos capas}$$

Verificación por cortante:



Cortante ultimo de diseño:

$$V_{ud} = 3870,45 \text{ kg.}$$

$$0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 18 = 13824,77 \text{ kg.}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 13824,77 = 10368,58 \text{ kg.}$$

$$V_{ud} < \phi V_c \quad \text{CONFORME}$$

El acero final para B = 3 m

Armadura final negativa

$$A_{s\text{final}} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Armadura final positiva

$$A_{s\text{final}} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal (por metro) por temperatura

$$A_{s\text{final}} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar

N° de alter	Diám	Área	As (+)	As (-)	As (trans.)
			Esp.	Esp.	Esp.
alternativa 1	6	0,28	6,04	8,73	17,45
alternativa 2	8	0,50	10,74	15,51	31,03 ≈ 30
alternativa 3	10	0,79	16,79	24,24 ≈ 20	48,48
alternativa 4	12	1,13	24,17 ≈ 20	34,91	69,81

El detalle del armado se encuentra en los planos correspondiente. (Ver anexos)

JUNTA DE DILATACIÓN.

La separación máxima entre juntas de dilatación (L_o) no deberá ser superior a los 25 m. en un región seca. Para el caso tenemos una longitud máxima de 19 m.

Cierre máximo de la junta.

El máximo cierre teórico de una junta en un edificio de entramados, sometido a una variación de temperatura en grados centígrados:

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

$T_s=40^{\circ}\text{C}$ Temperatura que como término medio es excedida solamente el uno por ciento del tiempo durante los meses de verano.

$T_m=20^{\circ}\text{C}$ Temperatura media durante la época de construcción.

$$\Delta_t = 40 - 20 = 20^{\circ}\text{C}$$

Con una longitud L_o entre juntas, viene dado por:

$$C_t = (T_s - T_m) \cdot L_o \cdot 0,000011 = 20 \cdot 19 \cdot 0,000011 = 0,41 \text{ cm}$$

Ancho de junta.- Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá un ancho de junta:

$$\alpha = K_j \cdot C_t$$

Donde $K_j=2$ para edificios sin calefacción.

$$\alpha = 2 \cdot 0,41 = 0,84 \text{ cm}$$

Que como mínimo de junta debe ser, en cualquier caso, 25 mm.

En la junta se embutirá de plastoform, el mismo que tiene 2,5 cm de espesor.

3.6. DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

3.6.1. Cálculos métricos

Los cálculos métricos se realizaron según el marco teórico los cuales se pueden ver a detalle en el Anexo III.

3.6.2. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se las realizaron según el marco teórico y normativa empleada las cuales se pueden ver a detalle en el Anexo IV.

3.6.3. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo V.

3.6.4. Presupuesto

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo V.

El área total de construcción es de 1593,44 m² y el monto total es de Bs. 2.451.914,86 haciendo un valor de 352.286,62 \$us Americanos. Por lo tanto el costo por metro cuadrado de la construcción es de 221,09 \$us/m².

3.6.5. Planeamiento y cronograma de obras

El plan y cronograma de obras se lo hizo utilizando el método de barras Gantt y se lo hizo como se definió en el marco teórico y se puede apreciarlo en el Anexo VI.

Con la ayuda del programa Project se pudo determinar la duración de toda la obra que es de 296 días.

CONCLUSIONES.

Del presente proyecto “Ampliación Unidad Educativa San Jorge I”, se llegó a las siguientes conclusiones.

- El área de emplazamiento de la estructura tiene una superficie plana, ya la ubicación de la estructura está al extremo de una cancha deportiva.
- El estudio de suelo realizado a una profundidad de 2,0 m tiene una capacidad portante del suelo de $1,5 \text{ kg/cm}^2$
- La fundación para la estructura se dispuso el uso de zapatas aisladas dado que la nueva edificación no presenta problemas de colindancia con otra estructura ni problemas de solapamiento.
- El proyecto se redujo al cálculo estructural mediante programas computarizados para una posterior verificación del dimensionamiento de uno de los elementos de la estructura, tanto de la cubierta como de la estructura aporticada
- Se verificó que las viguetas pretensadas son capaz de resistir bajo las solicitaciones de la estructura.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 2.451.914,86 teniendo un valor aproximado por metro cuadrado de 221,09 \$us/m², este costo contempla la estructura portante como así también obra fina del edificio por lo tanto se deberá complementar las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable.
- El tiempo estimado de ejecución de la obra es de 296 días calendarios según el cronograma de actividades realizado, lapso determinado para la estructura portante del edificio.

RECOMENDACIONES

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

Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno.

- Es de gran importancia la correcta introducción de datos al programa computarizado puesto que es la etapa donde se suelen cometer errores, se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el programa computarizado.
- Antes de fundar se recomienda realizar una verificación de la capacidad portante presente en el terreno.
- En zonas donde se tiene muros de carga no apoyadas sobre vigas se recomienda el uso de dos vigueta.
- Para concluir con el proyecto, se recomienda realizar las respectivas instalaciones eléctricas, sanitarias y de agua potable ya que el presente sólo contempla el diseño estructural.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda hormigonar con hormigones premezclados ya que se tiene una cierta garantía.