

CAPÍTULO I

ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO

1.1. El Problema

1.1.1. Antecedentes

La construcción del nuevo kínder Jaime Mendoza (provincia Gran Chaco - Villa Montes) se considera de suma importancia para la ciudad de Villa Montes, ya que la infraestructura actual del kínder se encuentra muy deteriorada siendo este una construcción antigua, por otra parte estos últimos años la población de Villa Montes se incrementó en gran porcentaje generando un incremento estudiantil y el hacinamiento de alumnos en las unidades educativas como también en los centros preescolares este es el caso del kínder Jaime Mendoza, provocando de esta manera incomodidades a los estudiantes y al plantel docente y administrativo. Por estas situaciones muchos padres de familia optan por trasladar a sus hijas e hijos a unidades educativas que se encuentran alejados pero con ambientes un poco más cómodos amplios sin importarles la distancia que tienen que recorrer.

Dada esta situación, el problema principal que se presenta es la falta de una nueva infraestructura para el buen funcionamiento del centro educativo, además desarrollar actividades que respondan a las exigencias actuales en la formación de estudiantes en el nivel inicial para su mejor desempeño en grados superiores y como también en sus relaciones sociales.

1.1.2. Planteamiento

De acuerdo a los datos recolectados y en una entrevista con la directora del kínder Jaime Mendoza, el establecimiento en la actualidad se trabaja en aulas pequeñas, con ambientes administrativos inadecuados por falta de espacio o en su conjunto tiene muy pocos ambientes, esta misma infraestructura carece de salones destinados para reuniones, auditorios o aulas audiovisuales que es necesario en centros educativos, no existe también espacios destinados para juegos didácticos que sea adecuado para un kínder, estas observaciones fueron citadas por la directora del establecimiento, por nuestra parte se observó que no cuenta con baños en buen estado.

El aumento poblacional anual en la provincia Gran Chaco de acuerdo al último censo es bastante considerable con índice de crecimiento anual de 26.79 %, dato obtenido por el INE (Instituto Nacional de Estadística) que en consecuencia también nos está indicando que existe un gran aumento en la población estudiantil.

Tabla Nro. 1: Número de estudiantes de la Unidad Educativa.

Kínder	Total nivel inicial		
	Alumnos proporcionado para U.E.	Alumnos colocados	Alumnos en la actualidad
Jaime Mendoza	100	45	145
Total estudiantes	100	45	145

Fuente: Diagnostico dirección “kínder Jaime Mendoza”.

Elaboración: Propia.

Por lo indicado anteriormente, la población del municipio de Villa Montes requiere una nueva infraestructura que cuente con todas las condiciones para un establecimiento estudiantil y sean adecuados para su buen funcionamiento con una formación creativa de los alumnos, con mejores ambientes para la enseñanza cuyo beneficio también será un aumento de la cobertura del servicio educativo en la zona y evitar que el educando tenga que ir hasta otras unidades educativas muy distantes a su domicilios.

Con este proyecto se plantea la mejora de la calidad de enseñanza y el aprendizaje como también la apertura hacia nuevos métodos y formas creativas de abrir la mente al conocimiento en beneficio de los estudiantes, para un porvenir y una mejor calidad de vida.

1.1.3. Formulación

Con una nueva infraestructura del kínder Jaime Mendoza se puede solucionar el problema de hacinamiento estudiantil y falta de ambientes más amplios, brindando todas las comodidades que hoy en día demanda la educación inicial, con sala de reuniones para el plantel docente, salones audiovisuales, aulas recreativas con espacios amplios aptas para las niñas y niños, esta mejora para los estudiantes de esa zona será un privilegio y acogedor llegar a su respectiva unidad educativa.

La construcción de la nueva “unidad educativa inicial kínder Jaime Mendoza (provincia Gran Chaco – Villa Montes)”, en la zona céntrica de la ciudad de Villa Montes, en la avenida Héroes del Chaco, es la mejor alternativa de solución identificada al principal problema de aumento en la población estudiantil y para un centro educativo ya muy deteriorado que a la vez tiene ambientes pequeños.

1.1.4. Sistematización

En el proyecto definido como “Construcción de la nueva unidad educativa inicial Jaime Mendoza”, se cuenta con los planos de diseño arquitectónico que se refieren a éste; de ahí se emprenderá el análisis estructural de cimentación, sujeto al estudio de suelos, estructura de soporte o sustentación y estructura de cubierta; analizando cuál será el planteamiento estructural más apropiado económica y técnicamente.

En función a la topografía, el estudio de suelos y a los planos arquitectónicos el planteamiento estructural definido es:

Estructura de cimientos: Cimentación de zapatas aisladas de H° A° (Estando este en función al estudio de suelos).

Estructura de edificación: Estructura de pórticos de H° A°.

Estructura de entrepiso: Losa alivianada.

Estructura de cubiertas: Cerchas metálicas.

1.2. Objetivos

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

1.2.1. Objetivo General

- Realizar el diseño estructural de la nueva unidad educativa kínder Jaime Mendoza (provincia Gran Chaco – Villa Montes), garantizando el cumplimiento de las bases de cálculo recomendados por la Norma Boliviana del Hormigón CBH – 87.

1.2.2. Objetivos Específicos

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar una verificación manual de los resultados del análisis del diseño estructural obtenidos por el programa CYPECAD versión 2016.
- Diseñar la estructura de cimentación de acuerdo al análisis del estudio de suelos.
- Optimizar el material en el diseño de pórticos en la estructura tanto de columnas y vigas tomando en cuenta medidas constructivas.
- Realizar el diseño de la cubierta tomando en cuenta todas las cargas actuantes, como cargas externas, sobrecargas de uso y peso propio.
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Determinar el plazo de ejecución estimativo.
- Realizar planos estructurales con todos los detalles necesarios.
- Realizar una comparación técnica y económica del aporte académico entre la cimentación de zapatas aisladas con la losa de fundación.

1.3. Justificación

1.3.1. Técnica

Desde el punto de vista técnico el proyecto presenta condiciones aprovechables para su ejecución como ser: El área necesaria para la construcción de nuevos ambientes y amplios favorables para el número de estudiantes existentes en el distrito, la topografía de la zona es acorde para el emplazamiento de la infraestructura, amplios espacios para el proceso constructivo, suelos no muy difíciles de excavar.

Se realizará el cálculo estructural con el software CYPECAD Versión 2016, para diseñar las estructuras de sustentación del edificio al igual que la fundación y la cubierta en nuestro caso de cerchas metálicas, verificando manualmente los resultados obtenidos por el programa, aplicando los conocimientos de ingeniería civil aprendidos en la carrera con un análisis crítico técnico en el momento de diseñar la estructura.

1.3.2. Académica

Profundizar y poner en práctica los conocimientos adquiridos en el diseño estructural de edificaciones como ser: Diseño estructural de cubiertas (cerchas metálicas), diseño de

estructuras de hormigón armado (vigas, losas de entrepiso, columnas y cimientos, dependiendo de la valoración del estudio de suelos).

Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación, según las normativas vigentes. Y también se aportara con el análisis y diseño de estructuras de cimentación comparando dos tipos de fundación que son zapatas aisladas y losa de cimentación fundadas en un subestrato de material granular suelto con arena y limos.

1.3.3. Social institucional

Contribuir a la población del municipio de Villamontes, con el diseño estructural de la nueva unidad educativa kínder Jaime Mendoza, brindando a los estudiantes, docentes y plantel administrativo ambientes cómodos, amplios y apropiados para el desarrollo de sus actividades, mejorando así la calidad en la formación escolar, dando confort a los estudiantes y evitar futuros traslados de establecimiento.

Éste proyecto cuenta con el respaldo de las autoridades y ha sido acogido de gran manera por la población ya que su elaboración vendría a subsanar el problema de hacinamiento estudiantil y la falta del número de ambientes amplios además tendría mayor cobertura a la educación de mejor calidad.

1.4. Alcance de proyecto

El proyecto contempla el “Diseño estructural del kínder Jaime Mendoza”, que consta de dos plantas, La primera planta está constituida por cinco aulas amplias con sus propios baños, oficinas administrativas, sala de reuniones, un depósito y un ambiente para la portería.

La segunda planta consta de cinco grandes salas cómodas también con sus propios baños, una sala audiovisual amplia y un salón múltiple para recreación y descanso.

Obteniendo como datos la resistencia admisible del terreno de fundación y su topográfica, se elabora el planteamiento estructural y posterior verificación de sus elementos pertenecientes al igual que su cubierta de cercha metálica.

El proyecto está enfocado al diseño estructural como prioridad, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado, gas domiciliario y red eléctrica), así mismo se estimara un costo aproximado de la obra.

En consecuencia se elaborarán ejemplares plasmando el diseño y cálculo realizado, conteniendo: Planos estructurales, especificaciones técnicas, memoria de cálculos y plazo de ejecución del proyecto.

Como alcance principal se establece el diseño estructural de todos los elementos de sustentación de la edificación, así como la de la cubierta de cerchas metálica y los entrepisos de losa alivianada, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización. Estructura de edificación pórticos de H°A° conformado de vigas y columnas; elemento estructural que trabaja a flexión y compresión, estructura de cimentación de zapatas aisladas que son un tipo de fundación superficial que sirve de base de elementos estructurales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problema las cargas que le trasmite.

1.4.1. Resultados a lograr

En el proyecto de Ingeniería Civil se incorporaran los siguientes resultados que necesariamente se deberán lograr son:

Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.

Planos estructurales a detalle del cálculo de la construcción de la unidad educativa kínder Jaime Mendoza.

Métodos constructivos, especificaciones técnicas, volúmenes de obra, precio unitarios y presupuesto de la estructura a diseñar.

1.4.2. Aporte académico del estudiante

Diseño estructural de una losa de fundación (losa de cimentación rígida), con canto uniforme para un suelo arenoso suelto con poca capacidad portante, totalmente desfavorable para la construcciones de estructuras importantes donde aglomere gran

cantidad de personas o como uso para oficinas, centros educativos en nuestro caso un centro preescolar, donde las cargas de servicio son importantes para el cual se deberá dar seguridad y estabilidad a la estructura y para este tipo de suelos una losa de fundación evita los asentamientos diferenciales importantes que ocurre en una estructura en comparación con otro tipo de fundación.

Para el diseño de esta estructura losa de fundación se analizó detalladamente tomando en cuenta otras alternativas de cimentación, para que este sea técnica y económicamente viable ya que el costo de una losa de fundación es elevado en comparación con otros tipos de cimientos, para este proyecto se van a diseñar zapatas aisladas a mayor profundidad en un extracto con mayor esfuerzo admisible del suelo con el cual se realizara una comparación técnica y económica.

De igual manera para el diseño de fundaciones ya sean zapatas o placas de H^oA^o, se seguirá estrictamente con las recomendaciones de la norma CBH. – 87,

El aporte académico que se va a realizar en el diseño es plantear las diferentes formas geométricas en una losa de fundación para determinar el centro de presiones de la estructura que deberá estar exactamente en el centro de gravedad de la losa de fundación, de acuerdo a las dimensiones a realizar y hacer un estudio técnico y económico con el propósito de dar a conocer la más económica en función al canto pero sobre todo el más factible en el ámbito técnico y constructivo de la placa de H^oA^o.

1.4.3. Restricciones del proyecto

No se realizaran las instalaciones eléctricas, sanitarias, de agua potable, pluviales y de gas debido a que el alcance del proyecto es el diseño estructural.

El costo referencial y el emplazamiento de la obra será calculada solo para la parte de la obra gruesa de la estructura.

1.5. Localización

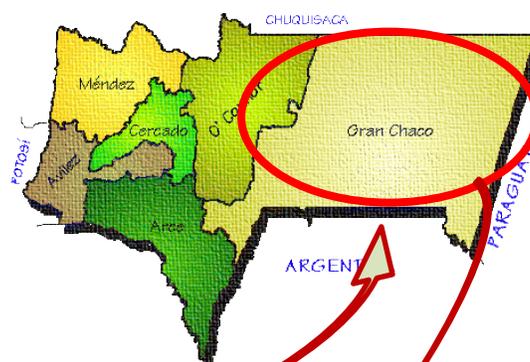
El emplazamiento del Proyecto de la Nueva Unidad Educativa, que se va diseñar se localiza en el Municipio de Villa Montes de la Provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija, en el estado plurinacional de Bolivia.

Figura Nro. 1: Ubicación del proyecto.

Localización del proyecto Ámbito Nacional



Localización del proyecto Ámbito Departamental

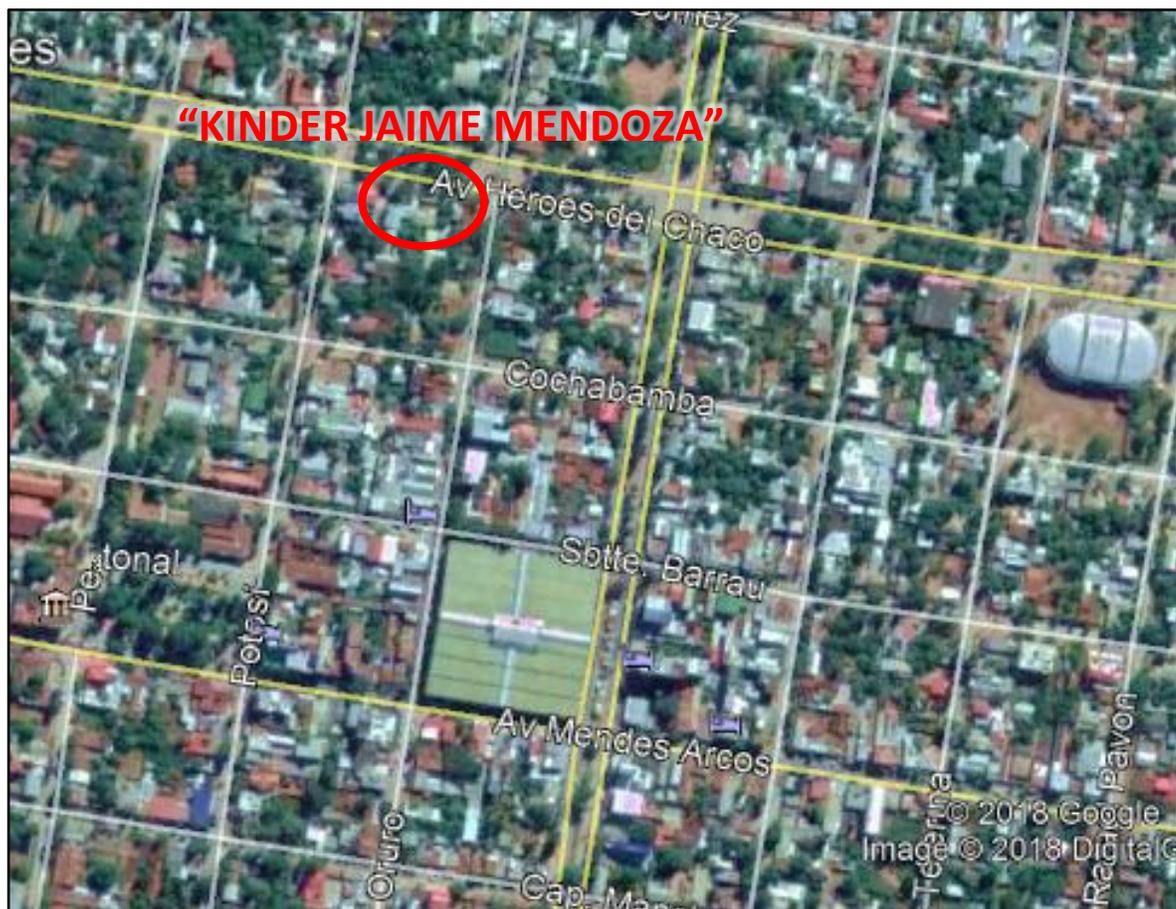


Localización del proyecto Ámbito Provincial



Fuente: Elaboración Propia.

Figura Nro. 2: Croquis de ubicación del proyecto.



Fuente: Google earth.

1.5.1. Población actual

De acuerdo a los resultados finales del censo nacional de población y vivienda 2012 (CNPV), difundidos por el Instituto Nacional de Estadística (INE), el Gran Chaco posee una población de 147.478 habitantes con un crecimiento poblacional entre los censos 2001 y 2012 de 26.79 %, es decir que su población se incrementó en 31.160 personas, constituyéndose en la segunda provincia de este departamento después de cercado. Con mayor tasa de crecimiento poblacional.

Los hombres ascienden a 75.3642 y las mujeres a 71.836, con un índice de masculinidad de 105, lo que significa, que por cada 100 mujeres existen aproximadamente 105 hombres.

Tabla Nro. 2: Población actual, (INE-2012).

INFORMACION GENERAL			
Provincia	Gran Chaco	Departamento	Tarija
Población Total Municipio 2010 (Proyección INE 2010)	27.550	población Área Urbana 2010 (Estimado)	18.734
Categoría Poblacional	Intermedio	Producción Per-Cápita	0,55 Kg/hab-día

Fuente: Instituto nacional de estadística (Proyección INE 2010).

1.5.2. Disponibilidad de servicios

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: Agua potable, alcantarillado sanitario, energía eléctrica y gas domiciliario.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

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

2.2. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre. Tomando los datos necesarios para la presentación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

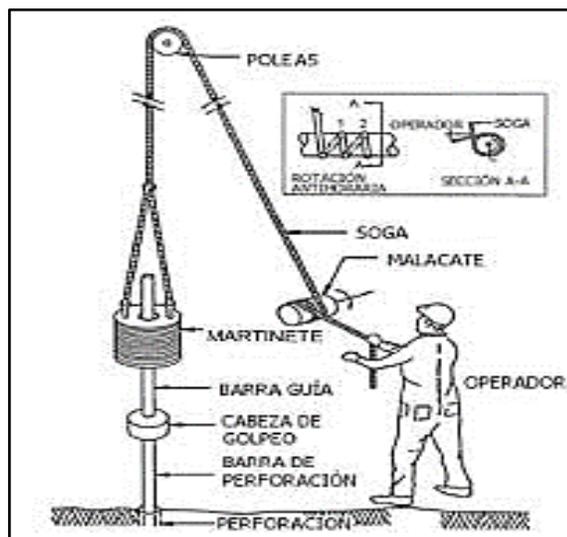
2.3. Estudio de suelos

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, el estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos “E-050 suelos y cimentaciones” de la norma técnica de edificación del reglamento nacional de construcciones Lima - Perú, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas, entre las muchas maneras de ensayos, la más adecuada para nuestro caso es la prueba de *penetración estándar* SPT-ASTM 1586, esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo.

2.3.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM 1586

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63,5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

Figura Nro. 3: Esquema de la prueba SPT.



Fuente: Norma E050 de cimentación.

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos. Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la substitución del toma muestras por un cono sólido con un ángulo de 60° . Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención del número de golpes N (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con él toma-muestras).

Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio. Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

Presión admisible: Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N (que representa el número de golpes); incluso han dibujado los ábacos que

dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

Tabla Nro. 3: Relación de resistencia para las arcillas.

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia a compresión simple kg/cm²
2	Muy blanda	0,25
2-4	Blanda	0,25-0,50
3-8	Media	0,50-1
8-15	Compacta	1-2
15-30	Muy compacta	2-4
30	Dura	4-8

Fuente: Mecánica de suelos, Terzagui.

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican a continuación en la siguiente página:

Tabla Nro. 4: Relación de Resistencia para las arenas.

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

Fuente: Mecánica de suelos, Terzagui.

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo STP se ingresa en la Tabla Nro. 2 o Tabla Nro. 4¹, según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.4. Normas de diseño

La norma utilizada para el diseño estructural es la norma Boliviana CBH-87, vigente en Bolivia, la cual será complementada con una bibliografía de diferentes autores que hacen mención al código español EHE, también se utilizara la norma DBSE-AE del 2007 que es la normativa para cargas de servicio en edificios según la instrucción española, y para el estudio de suelos se utilizara la norma E050 del Perú basada de la instrucción española.

2.5. Hormigón armado

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

2.5.1. Hormigones

A continuación se da mención a las características generales de los hormigones usados en la construcción civil:

2.5.1.1. Componentes

Los hormigones se componen principalmente de tres materiales, que son los cementos, áridos y agua, estos materiales al ser amasados forman el hormigón o concreto.

2.5.1.1.1. Cementos: Los cementos a utilizar en los proyectos de hormigón armado deben estar regidos por las especificaciones técnicas de las normativas nacionales del cemento PORTLAND: NB 2.1-001 hasta NB 2.1-014, que son las características que el fabricante supervisa y garantiza a la hora de su elaboración. En nuestro medio el cemento

¹ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.

más utilizado para proyectos es el cemento IP-30 estandarizado y el IP-40 de la fábrica de cemento el puente de alta resistencia, que son los que se fabrican comúnmente.

2.5.1.1.2. Áridos: Los áridos que se utilizan para el concreto armado tienen que tener ciertas características pero la más importante es el tamaño máximo de sus partículas en especial el de las gravas, y este tamaño máximo es el menor de las siguientes recomendaciones:

Los 5/6 de la distancia entre armaduras horizontales.

La 1/4 parte de la pieza de menor dimensión que se hormigona.

Un 1/3 de la altura libre de los nervios de entre pisos.

Un 1/2 del espesor mínimo de la losa superior de los entre pisos.

2.5.1.1.3. Agua: El agua utilizada para el amasado del concreto debe ser de un carácter aceptable siendo esta agua potable libre de contaminación.

2.5.1.2. Propiedades del hormigón: Entre las más importantes para la construcción tenemos: Resistencia, consistencia y el coeficiente de dilatación térmica.

2.5.1.2.1. Resistencia: Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión, a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tabla Nro. 5: Resistencia característica del hormigón.

Tipos de hormigones según su resistencia										
H12.5	H15	H17.5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Norma CBH-87.

Donde las cifras correspondientes a la resistencias de, f_{ck} , en MP.

Los tipos H12,5 a H25, se emplean, generalmente, en estructuras de edificación, y los restantes de la serie encuentran su principal aplicación en obras importantes de ingeniería y en prefabricación.

2.5.1.2.2. Consistencia: La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las

armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

2.5.1.2.3. Coeficiente de dilatación térmica: El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} /C$

2.5.2. Aceros

Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por barras lisas, barras corrugadas y mallas electro soldadas, sus características geométricas comerciales y mecánicas se presentan a continuación:

2.5.2.1. Características geométricas

Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm^2 que se indican:

Tabla Nro. 6: Diámetros y áreas de barras corrugadas.

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32
Área (cm^2)	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042

Fuente: Norma CBH-87.

2.5.2.2. Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

Tabla Nro. 7: Clases de aceros y sus características técnicas.

Designación	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que	Alargamiento de rotura, en % sobre base de diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

Fuente: Norma CBH-87.

Con los cuales se diseña los refuerzos a tracción del hormigón.

2.5.3. Estados límites

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los

cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

Obtención de la respuesta R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

2.5.3.1. Estados límites últimos (E.L.U.)

La denominación de estados límites últimos (E.L.U.) engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).

Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por sollicitaciones normales y por sollicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).

Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).

Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).

Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

2.5.3.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra (se estudia a nivel de sección de la pieza). Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).

Estado límite de fisuración, caracterizado por alcanzarse una abertura máxima en las grietas ocurridas por las deformaciones o fenómenos de retracción y fraguado del hormigón (se estudia a nivel de sección o pieza).

Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia de estructura o elemento estructural).

Por razones estéticas los estados límites de utilización o servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

2.5.3.3. Coeficientes de minoración de resistencia de materiales y mayoración de cargas

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

Tabla Nro. 8: Coeficientes de mayoración de cargas.

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy importantes	+0.20

Fuente: Norma CBH-87.

El valor final de γ_f , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles. Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido, se podrá reducir el valor final de γ_f en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, en los E.L.S. estos coeficientes valen 1 para todas las hipótesis.

Tabla Nro. 9: Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales.

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
Hormigón	$\gamma_c = 1,5$	Reducido	+0.20
		Restantes casos	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Norma CBH-87.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad, para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

Coeficientes de minoración del acero $\gamma_s = 1.15$

Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1.50$

Coeficiente de las acciones de efecto desfavorable $\gamma_{fg} = 1.60$

2.5.3.4. Hipótesis de cargas

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de cargas enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá según la CBH-87, de la siguiente forma:

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican, y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

HIPÓTESIS I $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

G = Valor característico de las cargas permanentes.

Q = Valor característico de las cargas variables de uso.

W = Valor característico de las cargas de viento.

Q_{eq} = Valor de las cargas variables durante la acción sísmica.

W_{eq} = Valor de las cargas de viento durante la acción sísmica.

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

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

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

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

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

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

La hipótesis III solo se utiliza en la comprobación relativa de las demás hipótesis según lo establecido en la norma boliviana CBH-87.

2.5.4. Bases de cálculo

En el estudio de las secciones de forma cualquiera sometidas a solicitaciones normales, en el estado límite último de agotamiento resistente, es decir en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva, se efectúa bajo las siguientes hipótesis.

2.5.4.1. Caracterización del estado límite último (E.L.U.)

En todas las solicitaciones que se presentan en una sección que van desde tracción a compresión centrada se conocen las deformaciones de las fibras extremas de la sección en estudio.

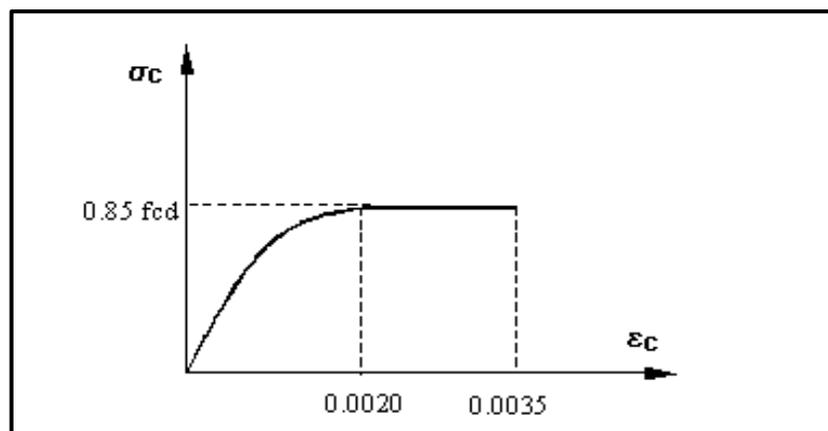
2.5.4.2. Compatibilidad de deformaciones

Bajo solicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite en la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley de linealidad plana. Como consecuencia de esta hipótesis y de la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección las demás quedan determinadas mediante trigonometría simple.

2.5.4.3. Diagrama tensión deformación del hormigón

En el diagrama de esfuerzo y deformación del concreto parábola-rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en abscisa 2 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en compresión simple, y el vértice del rectángulo en la abscisa 3.5 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en flexión. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de $0.85 \cdot f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

Figura Nro. 4: Diagrama parábola rectángulo.



Fuente: Norma CBH-87.

Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

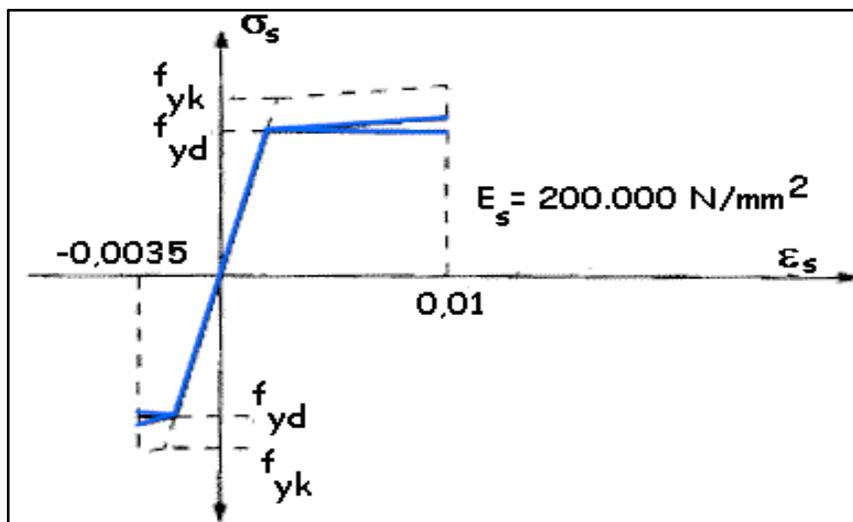
2.5.4.4. Diagrama tensión deformación del acero

La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero.

En la normativa española se admite, a falta de datos experimentales, el diagrama característico del acero sea formado por una recta de Hooke y otra recta inclinada determinada como se indica en la figura.

La rama de compresión es simétrica a la de tracción respecto al origen. Como módulo de deformación del acero se admite un valor de $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (MPa).

Figura Nro. 5: Diagrama tensión deformación del acero.

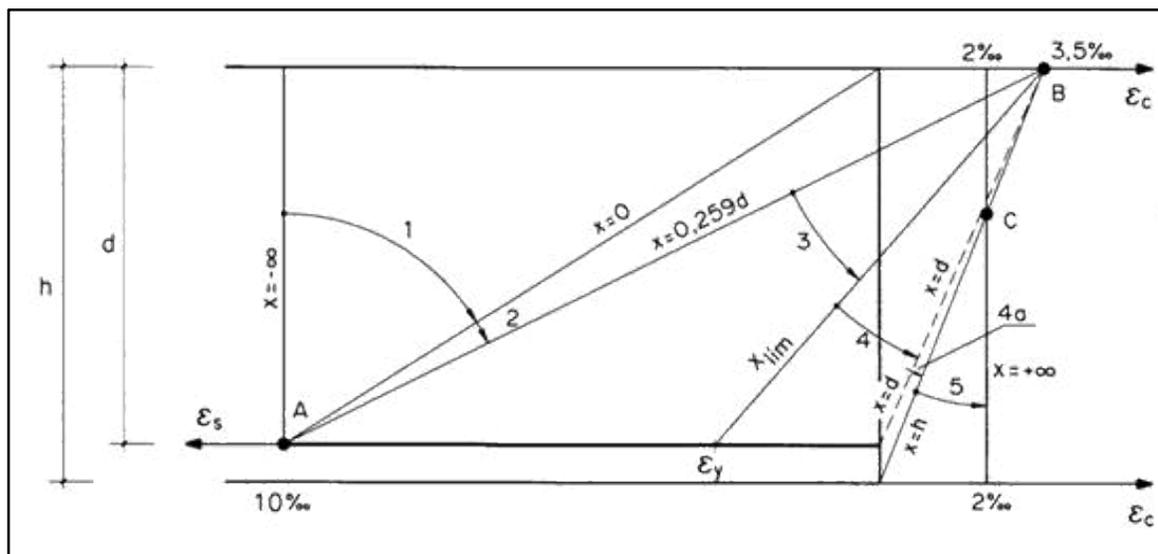


Fuente: H. A. Jiménez Montoya.

2.5.5. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura.

Figura Nro. 6: Dominios de deformación.



Fuente: H. A. Jiménez Montoya.

Dominio 1: Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

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

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

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

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

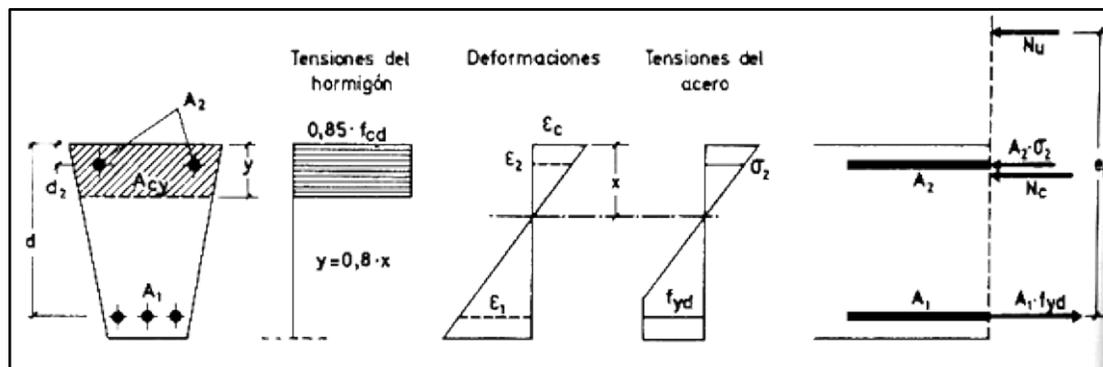
Dominio 5: Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

2.5.6. Flexión

La flexión según el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya, se analiza como a continuación se describe:

La profundidad del eje neutro varia en el intervalo $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$ y las rectas de deformación giran alrededor del punto B, es decir que la deformación de la fibra más comprimida del hormigón alcanza su valor de agotamiento $\epsilon_c = 0.0035$, al que corresponde una tensión igual a $0.85 \cdot f_{cd}$. La deformación ϵ_1 de la armadura de tracción está comprendida entre $0.010 \geq \epsilon_1 \geq \epsilon_y$ y por tanto esta armadura tendrá una tensión igual a su resistencia de cálculo f_{yd} . En este dominio tanto el hormigón como la armadura de tracción alcanzan su resistencia de cálculo, por lo que se dice que existe flexión perfecta, como se muestra en la figura.

Figura Nro. 7: Sección sometida a flexión simple.



Fuente: H. A. Jiménez Montoya.

La deformación de la armadura comprimida, con recubrimientos $d_2 = 0.10d$, es:

$$\varepsilon_2 = 0.0035 \cdot \frac{x - d_2}{x} \geq 0.00215$$

A la que corresponde una tensión igual a f_{yd} para los aceros normalmente empleados. Incluso para recubrimientos mayores puede admitirse, en este dominio que la armadura de compresión alcanza su resistencia de cálculo sin error apreciable.

Para las secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta, en las que la profundidad del eje neutro sea $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$, las ecuaciones en el estado último de agotamiento, pueden ponerse en la forma:

$$N_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd} \cdot (d - d_2)$$

En donde las deformaciones, así como las tensiones y esfuerzos, se han tomado en valor absoluto.

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro no superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento son:

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d')$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1.429 \times 10^{-5} \cdot f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

En estas ecuaciones los términos A' y A corresponden al área de aceros comprimida y al área traccionada respectivamente, en cuanto a d' , es la distancia desde la fibra más comprimida al centro de gravedad de los aceros en compresión. Por otra parte ya se dijo que en la práctica puede adoptarse $\sigma_2 = 0$ para $\xi \leq 0.1667$ y $\sigma_2 = f_{yd}$ para $\xi > 0.1667$.

Estas ecuaciones pueden ponerse de la siguiente forma adimensional:

$$\omega = \xi \cdot \psi + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

$$\mu = \mu_c + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \cdot (1 - \delta')$$

Con los siguientes significados:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \delta' = \frac{d'}{d}$$

Siendo ψ y λ los parámetros que cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores son:

Dominio 2; Tabla 14.1. Hormigón Armado Jiménez Montoya

Dominio 3; $\psi = 0.6881$ $\lambda = 0.4160$

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado último de agotamiento, dominio 4 son:

$$0 = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A' \cdot f_{yd} - A \cdot \sigma_1$$

$$M_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.4160 \cdot x) + A' \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \cdot \frac{d - x}{x} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s < f_{yd}$$

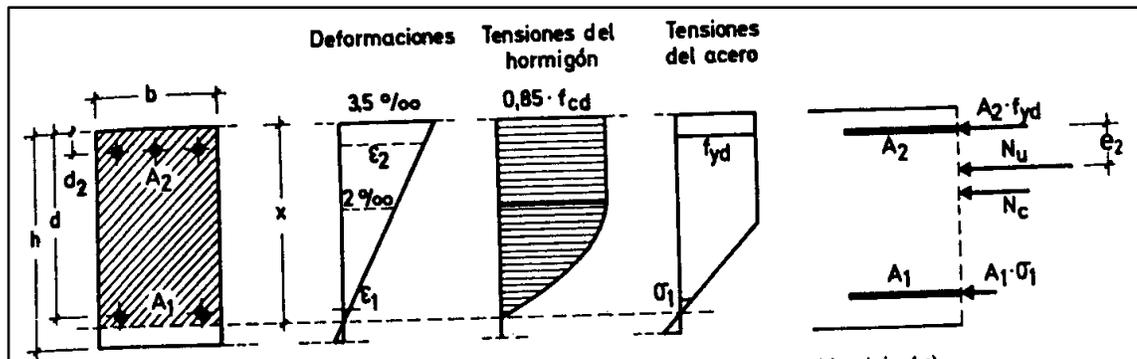
Pero este caso se presenta solo excepcionalmente en la práctica, por dar lugar a soluciones poco económicas, ya que el acero no se aprovecha íntegramente.

2.5.7. Compresión

Por definición para que exista compresión simple o compuesta el eje neutro ha de estar situado fuera de la sección, de modo que sea $h \leq x \leq +\infty$. Todas las fibras de la sección están comprimidas y las rectas de deformación corresponden al dominio 5, con pivote en

el punto C (ver figura 8.), corresponde a este caso las solicitaciones de compresión con débiles excentricidades.

Figura Nro. 8: Sección sometida a compresión.



Fuente: H. A. Jiménez Montoya.

La deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son respectivamente,

$\varepsilon_c \leq 0.0035$ y $0.85 \cdot f_{cd}$. Ambas armaduras trabajan a compresión, la menos comprimida A_1 con una tensión $\sigma_1 \leq f_{yd}$, y la más comprimida A_2 con tensión igual a f_{yd} .

Para secciones rectangulares sometidas a compresión simple o compuesta, en las que la profundidad x del eje neutro sea $h \leq x \leq +\infty$, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado ultimo de agotamiento, pueden escribirse de la siguiente manera:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (\lambda \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0.002 \cdot \frac{x - d}{x - 3/7 \cdot h} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \leq f_{yd}$$

Fórmulas que derivan de tomar momentos respecto a la armadura A_2 más comprimida.

Al área del segmento de compresiones se le ha designado por $h \cdot f_{cd} \cdot \psi$, y al distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida por $\lambda \cdot h$.

Los valores de ψ y λ se han tabulado en función de $\xi = x/h$, cuya variación puede verse en la tabla del anexo (anexo A.I.).

Debe tenerse en cuenta que para pequeñas excentricidades, se han tomado momentos respecto a la armadura más comprimida, lo que tiene ventaja para la resolución de ciertos problemas.

Con respecto al diseño de elementos que están sometidos a compresión simple o compuesta se pueden utilizar los diagramas de interacción que se presentan en los anexos.

2.5.8. Cortante

Para el diseño en el estado límite de agotamiento del cortante en una pieza se tienen que verificar las siguientes expresiones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

El primer término de estas expresiones es el esfuerzo cortante reducido de cálculo:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

En donde las expresiones V_{pd} y V_{cd} son las fuerzas de pretensado y la componente de tracciones y compresiones en secciones de canto variable (cartelas) respectivamente, en estructuras de hormigón normales se puede considerar $V_{rd} = V_d$.

Para el caso habitual de edificaciones, el cortante último por compresión oblicua del alma " V_{u1} " en piezas de hormigón armado en flexión simple con axiles despreciables armadas con cercos o estribos el cortante último por agotamiento por bielas resulta:

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

En donde b_o y d son el ancho del alma y el canto útil respectivamente, esta fórmula es aceptable solo para piezas de hormigón armado ordinarias.

El esfuerzo cortante ultimo de agotamiento por cortante por tracción en el alma, se puede estimar según la ecuación:

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

En donde V_{cu} y V_{su} son la contribución del concreto para resistir el cortante y la contribución de las armaduras transversales para cortante, respectivamente. Para el primer término del segundo miembro de la ecuación, en situaciones normales de construcción se puede admitir la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_o \cdot d$$

Y su expresión f_{cv} , que es la resistencia virtual a cortante del hormigón se puede estimar de la siguiente manera:

$$f_{cv} = 0.10\xi \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o \cdot d}$$

Dónde:

ξ = coeficiente de la influencia del canto útil.

ρ_l = cuantía del acero longitudinal.

A_{sl} = es el área de aceros longitudinal de tracción anclada una distancia igual o mayor a d

Y para la contribución del acero para el cortante, en construcciones normales de hormigón armado, reforzadas cercos o estribos se puede decir que se satisface con la siguiente expresión:

$$V_{su} = \frac{0.90d}{S_t} \cdot A_t \cdot f_{yd}$$

En esta ecuación las expresiones A_t y S_t son el área transversal de aceros y la separación de estribos. (Anexo A.I.).

2.5.9. Elementos estructurales

Las estructuras de hormigón armado están constituidas por diferentes elementos que presentan monolitismo, y vinculación muy rígida, son diferentes entre sí y trabajan eficazmente bajo esfuerzos determinados para cada tipo de elemento, así por ejemplo las vigas tienen que trabajar en flexión y las columnas en compresión, etc. A continuación se verán las formas para dimensionar estos elementos bajo criterios de seguridad.

2.5.9.1. Vigas

Para el diseño de las vigas se emplea las ecuaciones simplificadas del diagrama rectangular, el cual se basa en una aproximación del área comprimida, y se asume un bloque de compresiones rectangular de profundidad igual a $y = 0.80 \cdot x$ que es la altura equivalente del rectángulo, a continuación se detallan las ecuaciones a ser empleadas.

Para el diseño de las armaduras de flexión en E.L.U. conocidas las dimensiones y resistencias de los materiales, las ecuaciones usadas son las siguientes.

Determinación de la necesidad de una armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Profundidad del bloque de compresiones:

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

Capacidad mecánica de las armaduras y área de aceros:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

Para el diseño de las armaduras para esfuerzos cortantes, en E.L.U. se deben verificar las siguientes desigualdades.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u1} = 0.30 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$V_{u2} = b_w \cdot d \cdot f_{cv}$$

La separación de los estribos viene dada por la menor de las siguientes condiciones:

$$S_t \leq 30cm$$

$$S_t \leq 0.85 \cdot d$$

$$S_t \leq 3 \cdot b$$

Para la comprobación de secciones de hormigón armado se puede emplear las siguientes ecuaciones con la finalidad de determinar el esfuerzo último que puede soportar la sección:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_S^l \cdot f_{yd} - A_S \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) + A_S^l \cdot f_{yd} \cdot (d - d^l)$$

2.5.9.2. Columnas

En el diseño de soportes de hormigón armado la norma boliviana recomienda las siguientes consideraciones constructivas.

En el caso de columnas cuadradas o rectangulares el diámetro mínimo de los aceros longitudinales sea $\phi 12$ y como mínimo tendrán que ser cuatro, en el caso de columnas circulares tendrán que ser $6\phi 12$ como mínimo, también se tendrá en cuenta que la excentricidad mínima ficticia sea $h/20$ o 2 cm.

En el análisis de soportes de concreto se debe tener en cuenta los efectos del pandeo estos son ocasionados por la fuerza axial y el momento flector producido por la dicha fuerza y su excentricidad.

Para evaluar el pandeo es necesario determinar si un pórtico es traslacional o intraslacional, o dicho de otro modo si sus nudos sufren movimientos horizontales o no. La norma boliviana clasifica si un pórtico es traslacional o intraslacional con las siguientes desigualdades:

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.6 \quad \text{Si } n \geq 4$$

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.2 \quad \text{Si } n < 4$$

Dónde:

n = número de plantas de la estructura.

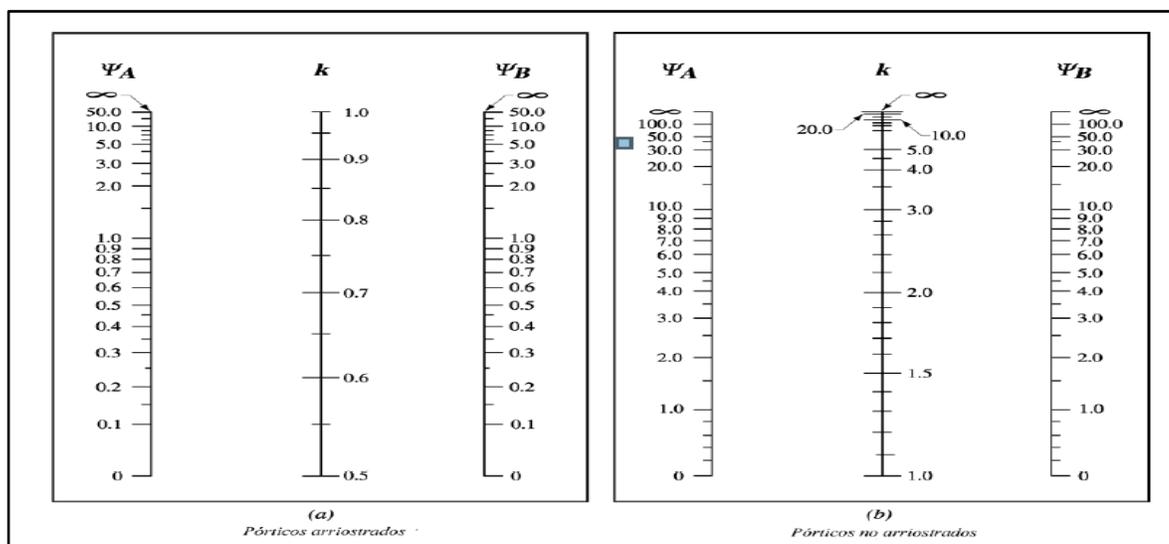
h = altura total de la estructura desde la cara superior de los cimientos.

N = suma de las reacciones de los cimientos, con la estructura totalmente cargada.

$\sum EI$ = suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de “ I ”, la sección total no fisurada.

La longitud de pandeo geométrico de un pilar se define como la longitud entre los puntos de momento cero o puntos de inflexión bajo efectos de pandeo, esta longitud de pandeo es igual a la longitud del pilar multiplicado por un coeficiente de pandeo el cual puede ser cuantificado mediante los siguientes monogramas.

Figura Nro. 9: Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos.



Fuente: Norma CBH-87.

En estructuras a porticadas se pueden considerar pilares aislados, en los que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga, en cuyo caso el coeficiente de empotramiento se puede determinar con la siguiente tabla.

Tabla Nro. 10: Coeficientes de pandeo para pilares aislados.

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

Fuente: Norma CBH-87.

Con los valores de la longitud de pandeo geométrica y mecánica se puede determinar el método por el cual diseñar la columna, según su esbeltez, la norma recomienda:

$\lambda < 35$ (geométrica $\lambda < 10$) columna corta se desprecia los efectos de pandeo.

$35 \leq \lambda < 100$ (geométrica $10 \leq \lambda < 29$) se aplica el método de la excentricidad ficticia.

$100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$) se aplica el método general.

$\lambda > 200$ (geométrica $\lambda > 58$) no es recomendable columnas con esta esbeltez.

El método de la excentricidad ficticia es aplicable a columnas que tengan esbelteces comprendidas entre $35 \leq \lambda < 100$ (geométrica $10 \leq \lambda < 29$), la sección deberá diseñarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \neq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50i_c}$$

Dónde:

e_e = excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$e_e = 0.6e_2 + 0.4e_1$ para soportes intraslacionales.

$e_e = e_2$ para soportes traslacionales.

e_a = excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

e_2 = excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

e_1 = excentricidad de cálculo mínima de primer orden tomada con el signo que le corresponda normalmente e_2 y e_1 son las excentricidades en los extremos.

l_o = longitud de pandeo del soporte.

i_c = radio de giro de la sección bruta del hormigón en la dirección considerada.

$\varepsilon_y = f_{yd} / E_y$ = deformación del acero en su resistencia de cálculo f_{yd} .

ε = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$\varepsilon = 0.003$ cuando el axil cuasi permanente no supera el 70% del axil total.

$\varepsilon = 0.004$ cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70% del axil total.

β = factor de armado:

$\beta = 1.0$ para armaduras en las caras frontales

$\beta = 3.0$ para armaduras en las caras laterales

$\beta = 1.5$ para armaduras en las cuatro caras

h = canto total medido paralelamente al plano de pandeo

En el caso de secciones rectangulares el radio de giro puede definirse $i_c = h/3.464$ y la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.434h}$$

Alternativamente a esta fórmula se puede utilizar los diagramas de interacción que es una forma más sencilla y eficaz de diseñar columnas de hormigón armado.

2.5.9.3. Losas

Las losas son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas de servicio, se distinguen dos casos según su forma de apoyo, las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y las losas apoyadas en sus cuatro bordes.

En las losas apoyadas en dos bordes paralelos se pueden apreciar dos casos, para determinar su forma de cálculo, según la carga que reciben puede ser distribuida o puntual en este diseño se plantean solo cargas distribuidas, en consecuencia a las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y que están sometidas a cargas distribuidas se las calcula de la siguiente forma:

Como una viga si $l_x \leq \frac{l_y}{2}$

Como una losa apoyada en su contorno, suponiendo sus bordes libres como simplemente apoyados si $l_x \geq \frac{l_y}{2}$, y se supone la relación $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$.

2.5.9.3.1. Losas alivianadas con viguetas de hormigón pretensado

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son principalmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerado de plastofórm.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existe desde 10 a 25 cm.

La losa de compresión es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

Al realizar el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4”), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a vibraciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mismo requerido por contracción y temperatura.

Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm, y cuya área A, en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{\text{min}} \geq \frac{50 * h_0}{f_{\text{sd}}} \geq \frac{200}{f_{\text{sd}}}$$

Donde:

A_{min} (cm^2/m): Es la armadura de reparto.

h_0 : Espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

2.5.9.4. Estados límites de servicio (E.L.S.)

En los estados límites de servicio se pueden verificar los más importantes que son los de agrietamiento y de deformación o flecha.

2.5.9.4.1. Comprobación de la flecha

No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil d, cumpla simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$d \geq 30 \varepsilon_y * l_j \quad (1) \qquad d \geq 50 \frac{g}{g+q} \varepsilon_y * l_j \quad (2)$$

Siendo:

ε_y = alargamiento unitario del acero, correspondiente al límite elástico.

G = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.

Q = carga variable repartida ($g+q$ = carga máxima total).

l_j = longitud ficticia de la pieza expresada en las mismas dimensiones que d , cuyo valor, en función de la longitud real l es el siguiente:

$l_j = 2.4 l$, si la pieza está en voladizo.

$l_j = l$, en las vigas simplemente apoyadas.

$l_j = 0.8 l$, en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro.

$l_j = 0.6 l$, en vigas empotradas en ambos extremos.

2.5.9.5. Losas de cimentación

2.5.9.5.1 Generalidades

Cuando el terreno sea heterogéneo, para repartir mejor la carga y reducir los asientos diferenciales, es recomendable sustituir la cimentación a base de zapatas por losas de cimentación.

Igualmente, cuando la resistencia del terreno sea insuficiente para soportar las tensiones a que daría lugar una cimentación sobre zapatas aisladas, y no resulta posible o aconsejable profundizar la cimentación hasta la cota de un terreno de mayor resistencia, se pueden utilizar losas de cimentación, nervadas o macizas.

La estructura que se vaya a cimentar, no deberá estar sometida a sobre carga que presenten asimetrías importantes, capaces de originar asientos diferenciales elevados en las distintas zonas de la losa de cimentación.

Comentario CBH-87: Si la superficie total de las zapatas necesarias en una cimentación, es superior a la mitad de la superficie cubierta de la construcción, resulta generalmente más económico, utilizar losas de cimentación debido a: el menor espesor necesario de hormigón, la menor cuantía de armaduras, el ahorro de encofrados y excavación más sencilla.

Si la estructura va a estar sometida a cargas asimétricas y rápidamente variables para poder adoptar la cimentación mediante losa, será preciso realizar previamente, un detenido

estudio del comportamiento a lo largo del tiempo, del conjunto terreno-cimentación-estructura, teniendo en cuenta las condiciones de utilización previstas.

En el caso de estructuras de gran superficie en planta, será necesario estudiar cuidadosamente los asientos previsibles, en los diferentes puntos de la cimentación.

2.5.9.5.2 Dimensionamiento

Las especificaciones que a continuación se incluyen son aplicables exclusivamente al caso de estructuras rígidas.

Con el objeto de que el reparto de tensiones en el terreno sea lo más uniforme posible, evitándose así que se produzcan asientos diferenciales susceptibles de provocar la inclinación del conjunto de la estructura, deberá procurarse que la resultante de las acciones transmitidas por ésta, pase lo más cerca posible del centro de gravedad de la superficie de la losa de cimentación. En ningún caso se admitirá que dicha resultante caiga fuera del núcleo central de la losa. Si dicha resultante no coincide sensiblemente con el citado centro de gravedad y se considera que la losa es rígida, no podrá considerarse un reparto uniforme de las reacciones del terreno.

Si el terreno sobre el que descansa la losa presenta variaciones importantes de nivel o de resistencia, de unas zonas a otras, el espesor de la losa deberá también cambiar, correlativamente, para hacerlo compatible con dichas variaciones. Si estas diferencias de espesor llegan a ser importantes, deberá escalonarse el perfil de la losa o ser absorbidas aquellas, colocando macizos de hormigón en masa, en forma de cuñas o mediante otros dispositivos adecuados que eviten la descompresión eventual del terreno en las zonas de distinto nivel.

Cuando los asientos diferenciales previstos sean pequeños podrán absorberse dimensionando los nervios de la losa, como si se tratase de un forjado, con la adecuada flexibilidad, pero si se prevé que dichos asientos van a ser importantes y pueden originar deformaciones perjudiciales para la estructura, habrá que dimensionar la losa dándole la rigidez necesaria para impedir tales deformaciones.

En el caso en que la compresibilidad del terreno varíe considerablemente de unas zonas a otras, o la diferencia de rigidez de las distintas partes de la estructura sea muy marcada,

podrá fraccionarse convenientemente la superficie de la losa, independizando así las diferentes zonas.

Comentario CBH-87: Para conseguir la coincidencia de la resultante de las acciones transmitidas por la estructura y del centro de gravedad de la losa, habrá que estudiar de un modo adecuado, las dimensiones de alineación de las fachadas.

Se recomienda que para cualquier hipótesis de carga, la resultante caiga dentro de la denominada “zona de seguridad de la losa“. Esta zona es nomotética del núcleo central con respecto al centro de gravedad de la losa, pero de dimensiones iguales a la mitad de las del citado núcleo.

La rigidez de la cimentación puede aumentarse incrementando el canto de los nervios hasta transformarlos en pantallas verticales, de tal forma que el conjunto constituya una sección cajón.

2.5.9.5.3 Principios de cálculo

En general, el cálculo de la losa se realizará para la hipótesis de sobrecargas máximas actuando simultáneamente sobre todos los elementos de la estructura que se cimienta.

Sin embargo, será necesario comprobar también que en ciertos estados de sobrecarga parcial, no sobrepasen los valores máximos fijados en esta norma para la resistencia de los materiales. Esta comprobación es especialmente importante en las zonas de unión entre las distintas partes de la estructura, en la hipótesis de que unas se encuentran cargadas y otras descargadas.

Generalmente, podrá calcularse la losa asimilándola a un forjado, cuyos puntos de apoyo están constituidos por los muros y pilares de la estructura y que se encuentra sometido a una carga repartida, dirigida de abajo hacia arriba, e igual a la reacción del terreno, disminuida en el peso propio de losa. Habrá que comprobar que el valor así obtenido para las reacciones que actúan sobre los diferentes elementos estructurales que constituyen los apoyos, es compatible con el de las cargas que ellos soportan.

En el caso de losas de sección en cajón, es decir las constituidas por una placa superior y otra inferior unidas por nervios, a la carga repartida originada por la reacción del terreno

podrá aplicarse una disminución suplementaria, de valor igual a la magnitud del peso del material de relleno que eventualmente puede colocarse en los alvéolos de la losa cajón.

Si para alguno de los elementos de la estructura considerados como apoyos de la losa, la reacción que sobre él actúa resultase superior a la carga que le transmite la estructura, será necesario prever dispositivos especiales que transfieren parte de dicha reacción a otros elementos próximos suficientemente cargados.

Si la losa de cimentación se encuentra sometida a subpresión hidrostática, el valor de ésta deberá tenerse en cuenta en el cálculo, y será necesario comprobar que, para los distintos estados de carga a los cuales habrá de encontrarse sometida la estructura a lo largo de su vida de servicio, la subpresión no excederá del peso total que carga sobre la losa.

Cuando el valor de la subpresión hidrostática resulte superior al peso total de la estructura que se cimienta, habrá que proceder a introducir en ésta una sobrecarga adicional a anclarla adecuadamente a un terreno de suficiente resistencia.

Comentario CBH-87: Podrá admitirse que la sobrecarga originada por la reacción del terreno es uniformemente repartida, cuando, bien por la rigidez de la losa o bien por la de la estructura que soporta, sea lícito suponer que se trata de una cimentación rígida.

2.5.9.6. Zapatas

Para diseñar las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se emplean las siguientes ecuaciones, que sugieren el libro de “hormigón armado” de Jiménez Montoya y el libro de “Cálculo de estructuras de cimentación” de José Calavera.

Para un pre dimensionamiento se calcula un peso inicial de la zapata y su área en planta:

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} \quad A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Se calcula el esfuerzo del terreno sobre la zapata:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b}$$

Se determina el vuelo máximo de la zapata y su canto útil:

$$v = \frac{a - a_o}{2} \qquad d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v$$

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata se verifica que el esfuerzo de la zapata es menor que el admisible del terreno.

Se comprueba el vuelco y el deslizamiento de la zapata, con las ecuaciones propuestas por la CBH-87.

$$\frac{(N + G) \cdot \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al vuelco})$$

$$\frac{(N + G) \tan \varphi_d}{Q} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al deslizamiento})$$

Dónde:

N = esfuerzo normal de servicio

G = peso de la zapata

M = momento de servicio actuante sobre la zapata

Q = fuerza horizontal

φ = ángulo de fricción interna del suelo

Para el diseño en E.L.U. se tiene que trabajar con los esfuerzos mayorados, los diseños se hacen nivel sección para determinar los refuerzos de acero para flexión y cortante.

Para el diseño de flexión se utilizan las ecuaciones que sugiere el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera, que a continuación se muestran:

Momento de diseño a 0.15 del interior de la columna:

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot (v + 0.15 \cdot a_o)^2$$

La cuantía reducida y mecánica de las armaduras se calcula con las ecuaciones generales de flexión:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \qquad \omega = \mu \cdot (1 + \mu) \qquad U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Para el diseño del cortante se utiliza la ecuación sugerida por el libro de “Hormigón armado” de Jiménez Montoya:

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$$

Se tiene que verificar la siguiente condición para saber si se necesita de armadura de cortante, según la CBH-87:

$$V_d = 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

2.6. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

Definición.

Materiales, herramientas y equipo.

Método constructivo.

Disposiciones administrativas.

Medición y forma de pago.

2.7. Precios unitarios

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

Costos directos: El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).

Materiales: Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el puesto en obra, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

Mano de Obra: La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

Maquinaria, equipo y herramientas: es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del diseño arquitectónico

En cuanto al diseño arquitectónico se debe decir que, es un edificio diseñado especialmente para que cumpla la función de un centro educativo para preescolares (kínder), contando con amplias aulas y oficinas en la planta baja de la estructura con capacidad para albergar un gran número de personas, el cual la separación de columnas son de tramos largos complicando el diseño estructural ya que la planta superior del salón está destinada al uso de aulas educativas, salones audiovisuales y recreativos amplios, siendo la luz de la losa de 7.2 por 4.8 metros, estas dimensiones hacen que la estructura sea evaluada cuidadosamente, ya que se encuentra sometidas a sobrecargas de uso para salones que conglomera a gran número de personas, la cubierta se encuentra con una luz de 9.6 metros muy considerable que deberán transmitir sus esfuerzos a las vigas. Al igual que servicial el diseño debe cumplir con los requisitos de estética y presentación exterior al igual que el interior como se aprecia en la siguiente figura:

Figura Nro. 10: Vista frontal y transversal del edificio.



Fuente: Plano arquitectónico.

En cuanto a los aspectos de funcionalidad es un modelo en acorde para el desarrollo de las actividades a cumplir por lo que se debe buscar una solución estructural, para que el edificio kínder Jaime Mendoza, brinde su servicio para el cual está diseñado.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

En el levantamiento topográfico se puede apreciar los 4 puntos de referencia de las esquinas del terreno con sus respectivas elevaciones, cabe resaltar que existe en el lote una construcción antigua la cual se denomina “Kínder Jaime Mendoza” es una estructura con muros portantes, como es muy vieja, los planos de esta misma se han perdido pero se estima su superficie de construcción de **250 m²** aproximadamente.

Tabla Nro. 11: Coordenadas y cotas de los puntos topográficos.

Punto	Coordenada	Coordenada	Altitud (m.s.n.m.)
	X	Y	Z
1	451014.68	7648772.32	390.26
2	451051.66	7648761.31	389.47
3	451001.19	7648718.64	389.61
4	451039.74	7648710.49	387.89

Fuente: Honorable alcaldía municipal de Villa Montes Prov. Gran Chaco.

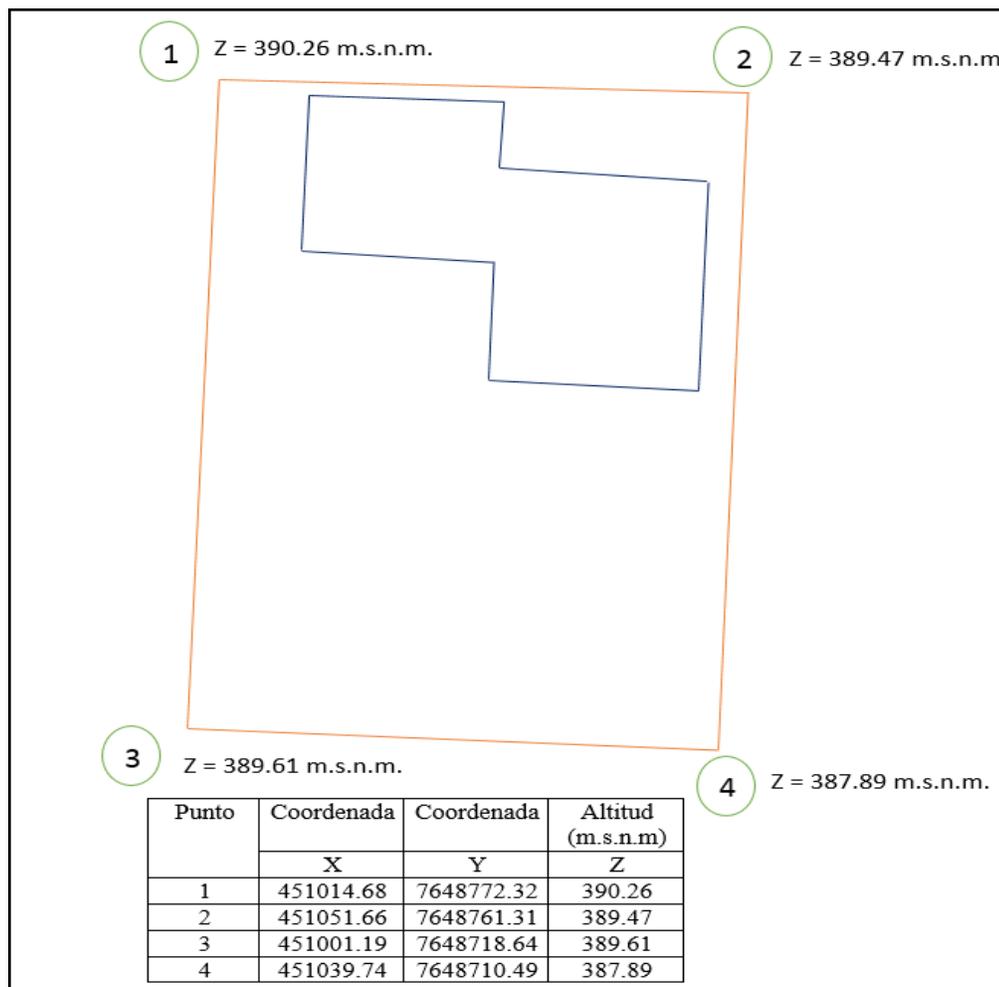
Estos puntos de la tabla se pueden apreciar en el siguiente gráfico, al igual que el croquis de superficie de la construcción antigua, cabe señalar que es una referencia del levantamiento topográfico.

Como consecuencia se puede elaborar el replanteo en base al punto del nivel de la vereda tomado como referencia el punto 2 que es una esquina de la acera, con una elevación de 389.47 m.s.n.m.

Como resultado la cota de replanteo y como cota del nivel cero de la estructura será:

Cota de replanteo = 389.47 m.s.n.m.

Figura Nro. 11: Puntos topográficos.



Fuente: Honorable alcaldía municipal de Villa Montes Prov. Gran Chaco.

3.3. Análisis y resultados del estudio de suelos

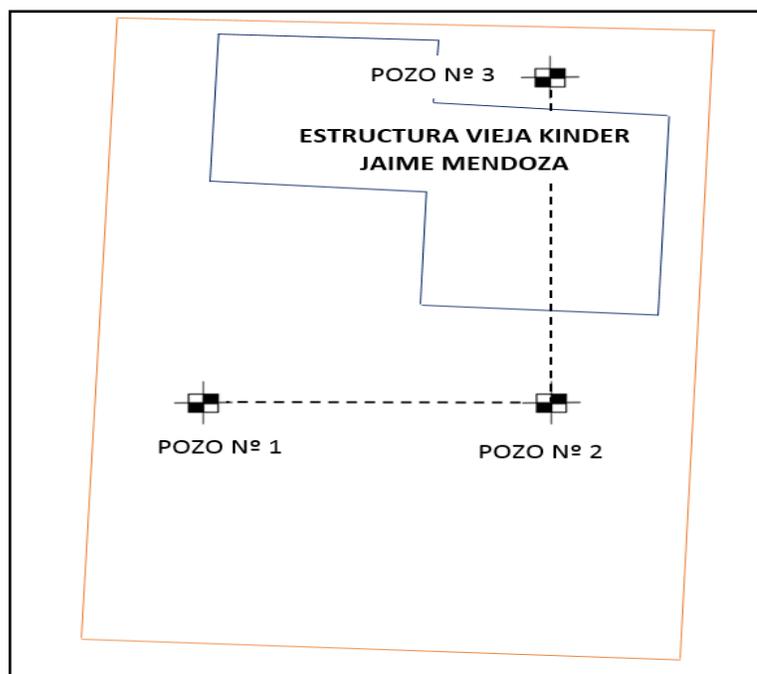
Para el estudio de suelos se realizaron los procedimientos que la norma peruana E-050, indica para la determinación de la cota de fundación y la capacidad admisible del suelo, datos con los cuales se diseñan los cimientos de la estructura.

3.3.1. Determinación de puntos a investigar

Según la tabla 2.1.2 de la norma E-050, el proyecto del “Kínder Jaime Mendoza”, se clasifica como una estructura Tipo “C”, según esta normativa de su tabla 2.3.2, para este tipo de estructuras el número de puntos es de 1 cada 800 m². El diseño estructural es aproximadamente en una superficie de 700 m², pero según el reglamento indica como

mínimo 3 pozos, y en algunos casos donde no amerite se puede realizar solo dos pozos. En nuestro caso se realizó 3 pozos para obtener un mejor resultado del esfuerzo admisible del terreno y el tipo de suelo ya que en la ciudad de Villa Montes la capacidad admisible del terreno es demasiado bajo, por ser suelos arenosos sueltas. En el siguiente grafico se puede apreciar la ubicación de los pozos en los cuales se realizaron los estudios de mecánica de suelos EMS:

Figura Nro. 12: Pozos de estudio.



Fuente: Laboratorio de suelos y hormigones “COPAS”

La norma sugiere que la profundidad de estudio a alcanzar de los pozos sea evaluada con la siguiente expresión:

$$p = D_f + z$$

Dónde:

D_f = es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación

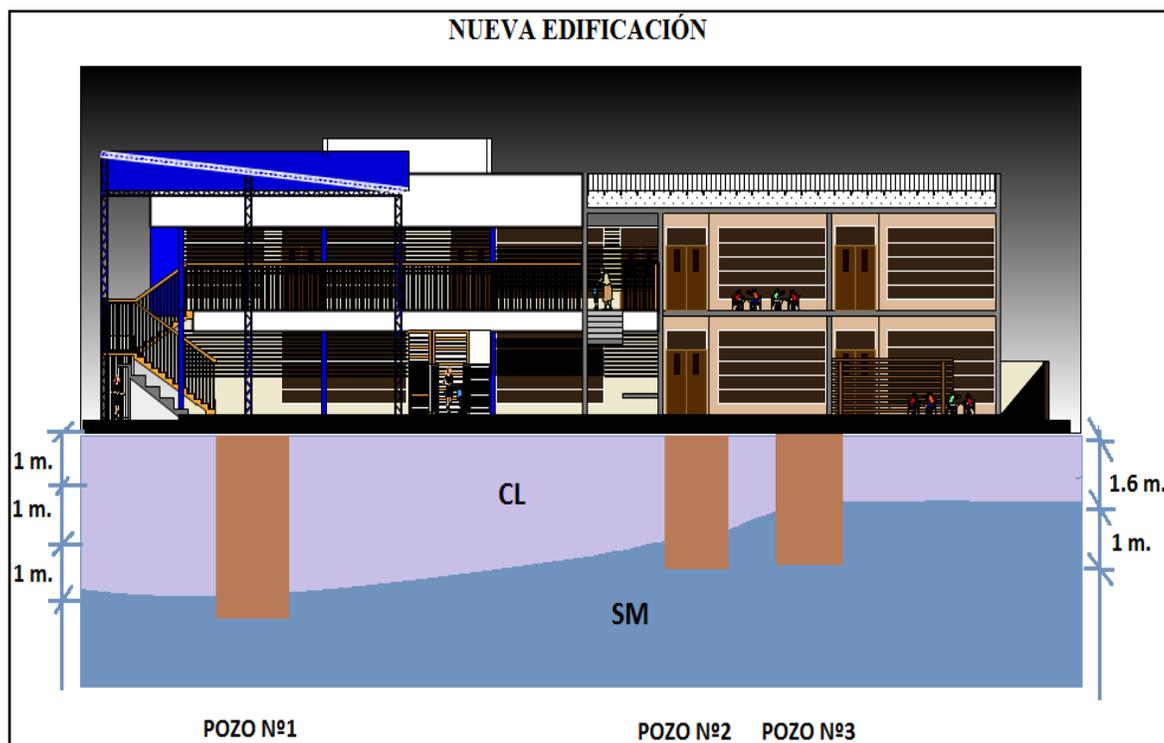
$z = 1.5 B$, siendo B el lado más ancho de la cimentación prevista.

En este caso la profundidad tentativa de fundación es de 1 m, y el ancho de la zapata predefinido es de 1.5 m. Con estos valores se calcula la profundidad para el estudio.

$$p = 1m + 1.5 \cdot 1.5m = 3.25m$$

En la siguiente figura se puede observar la profundidad alcanzada y la estratificación del terreno de fundación, a partir de esas medidas de descape introdujo 45 cm más para la cuchara de la varilla de perforación en cada prueba.

Figura Nro. 13: Estratificación del suelo.



Fuente: elaboración propia.

Como se observa en la figura las profundidades alcanzadas fueron las siguientes:

Tabla Nro. 12: Profundidades de cada prueba alcanzadas.

POZO N°1	0 m	1.45 m	2.45 m	3.45 m
POZO N°2	0 m	2.05 m	3.05 m	-
POZO N°3	0 m	2.05 m	3,05 m	-

Fuente: elaboración propia.

3.3.3. Resultados de los estudios de suelos

Los resultados de los estudios geotécnicos corresponden a la prueba de acuerdo a la norma ASTM D-1586, (AASHTO T-206-70). Se presentan en las siguientes tablas en donde se

especifica la profundidad de descape manual y numero de pozo en los cuales fueron realizados.

Tabla Nro. 13: Resultados del estudio de suelos pozo N° 1.

Característica geotécnica	Profundidad			
	0 m	1 m	2 m	3 m
Tipo de suelo (SUCS)	-	CL	SM	SP-SM
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	-	0.27	0.27	0.54
Angulo de Fricción Interna	-	15	15	25
Nivel freático	-	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 14: Resultado del estudio de suelos pozo N° 2.

Característica geotécnica	Profundidad			
	0 m	1.6 m	2.6 m	3 m
Tipo de suelo (SUCS)	-	CL	SM	-
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	-	0.27	0.27	-
Angulo de Fricción Interna	-	15	25	-
Nivel freático	-	Inexistente	Inexistente	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 15: Resultados del estudio de suelos pozo N° 3.

Característica geotécnica	Profundidad			
	0 m	1.6 m	2.6 m	3 m
Tipo de suelo (SUCS)	-	SM	SM	-
Esfuerzo admisible (kg/cm ²)	-	0.27	0.27	-
Angulo de fricción interna	-	25	25	.
Nivel freático	-	Inexistente	Inexistente	-

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados del estudio geotécnico se tiene un esfuerzo portante demasiado bajo por lo cual se procedió a realizar un previo análisis comparativo con el informe del estudio de suelos realizado en inmediaciones al kínder por la empresa INSEPE para la construcción del edificio de la Caja Nacional de Salud constatando por el ingeniero encargado del proyecto, que se realizó un estudio de suelos de manera minuciosa y más precisa.

Para más detalles acerca del estudio de suelos consultar el (Anexo II.). Con los resultados del sondeo, estudio de suelos y de la prueba SPT, se llega a los siguientes resultados con los cuales se diseñara la cimentación de la estructura.

Cota de fundación = - 3 m de la cota de replanteo = 386.47 m.s.n.m.

Esfuerzo admisible del suelo = 1 kg/cm²

3.4. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa DBSE-AE, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón CBH-87, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

3.4.1. Análisis de cargas muertas

Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, puertas, ventanas, etc.

3.4.1.1. Peso propio de los elementos

Según el artículo 6.2.2.1. de la norma CBH-87 el peso de los elementos de hormigón armado con cuantías normales es:

$$H^{\circ}A^{\circ} \text{ con cuantía normal} = 25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3$$

3.4.1.2. Peso del piso de cerámica

Comprende el peso de la cerámica y el mortero de cemento para su colocación.

Peso de cerámica de 43x43 cm por metro cuadrado:

Datos:

Peso de cerámicos por caja = 34 kg/m^2 (Catalogo CERABOL).

m^2 por caja = 2 m^2 (Catalogo CERABOL).

$\gamma_{\text{mortero}} = 19 \text{ a } 23 \text{ KN/m}^3 = 21 \text{ KN/m}^3$ (Norma DBSE-AE).

$$Peso_{\text{ceramica}} = 1m^2 \cdot \frac{34kg}{2m^2} = 17kg/m^2 = 17kg/m^2 \cdot 10 = 170N/m^2 = 0.17KN/m^2$$

$$Peso_{\text{mortero}} = 0.02m \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN/m^2$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = Peso_{\text{ceramica}} + Peso_{\text{mortero}}$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = 0,60 \text{ KN/m}^2$$

3.4.1.3. Peso de muros y tabiquería

En la estructura existen dos tipos de tabiquería de ladrillo según su espesor, está el muro de espesor 18 cm y el de 12 cm, el primero se usara en muros exteriores y el segundo se utilizara en el interior del edificio.

Peso de muro de ladrillo 6 H e = 18 cm con revoque y planchado por m^2 :

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ).

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 12 \text{ a } 18 \text{ KN/m}^3 = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE).}$$

$$N^{\circ}_{\text{ladrillos}} = \frac{1\text{m}^2}{(0.24\text{m} + 0.015\text{m}) \cdot (0.12\text{m} + 0.015\text{m})} = 29\text{ladrillos}$$

$$Peso_{\text{ladrillos}} = 3.5\text{kg} \cdot 29 = 101.5\text{kg} \cdot 10\text{m/s}^2 = 1015\text{N} = 1.01\text{KN}$$

$$Peso_{\text{mortero}} = (1\text{m}^2 \cdot 0.18\text{m}) - 29 \cdot (0.18\text{m} \cdot 0.24\text{m} \cdot 0.12\text{m}) = 0.029\text{m}^3 \cdot 21\text{KN/m}^3 = 0.61\text{KN}$$

$$Peso_{\text{revoque}} = (0.01\text{m} \cdot 1\text{m}^2) \cdot 2 = 0.02\text{m}^3 \cdot 21\text{KN/m}^3 = 0.42\text{KN}$$

$$Peso_{\text{yeso}} = (0.005\text{m} \cdot 1\text{m}^2) \cdot 2 = 0.01\text{m}^3 \cdot 15\text{KN/m}^3 = 0.15\text{KN}$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 18 cm:

$$Peso_{\text{muro}} = Peso_{\text{ladrillo}} + Peso_{\text{mortero}} + Peso_{\text{revoque}} + Peso_{\text{yeso}} = 2.19\text{KN} =$$

$$\underline{Peso_{\text{muro}} = 2.19\text{KN}/1\text{m}^2 = 2.2\text{KN}/\text{m}^2}$$

Peso de muro de ladrillo de 6 H e = 12 cm con revoque y planchado por m²:

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ)

$$\gamma_{\text{mortero}} = 21 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$\gamma_{\text{yeso}} = 15 \text{ KN/m}^3 \text{ (Norma DBSE-AE)}$$

$$N^{\circ}_{\text{ladrillos}} = \frac{1\text{m}^2}{(0.24\text{m} + 0.015\text{m}) \cdot (0.18\text{m} + 0.015\text{m})} = 20\text{ladrillos}$$

$$Peso_{\text{ladrillos}} = 3.5\text{kg} \cdot 20 = 70\text{kg} \cdot 10\text{m/s}^2 = 700\text{N} = 0.7\text{KN}$$

$$Peso_{\text{mortero}} = (1\text{m}^2 \cdot 0.12\text{m}) - 20 \cdot (0.18\text{m} \cdot 0.24\text{m} \cdot 0.12\text{m}) = 0.016\text{m}^3 \cdot 21\text{KN/m}^3 = 0.34\text{KN}$$

$$Peso_{revoque} = (0.01m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.02m^3 \cdot 21KN / m^3 = 0.42KN$$

$$Peso_{yeso} = (0.005m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.01m^3 \cdot 15KN / m^3 = 0.15KN$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 12 cm:

$$Peso_{muro} = Peso_{ladrillo} + Peso_{mortero} + Peso_{revoque} + Peso_{yeso} = 1.61KN =$$

$$\underline{Peso_{muro} = 1.61KN / 1m^2 = 1.61KN / m^2}$$

Peso de muros y ventanas de carpintería de aluminio por m²:

Peso de carpintería de aluminio = 25 a 30 kg (Estimativo de diferentes fuentes)

$$Peso \text{ de carpintería de aluminio} = 28kg \cdot 10m / s^2 = 280N = 0.28KN$$

$$Peso \text{ por un metro cuadrado} = 0.28 KN/1m^2 = 0.28 KN/m^2$$

Para cargar a la estructura con los pesos de los muros, se tomara en cuenta la altura del muro de 3,50 m. sin tomar en cuenta los espacios de ventanas y puertas para homogenizar la carga, esto con el fin de poder modificar en un futuro la ubicación de puertas y ventanas, si los usuarios así lo dispondrían.

Peso lineal de muro de 3,5 m de altura de ladrillo 6H e=18 cm

$$Peso_{muro} = 3.5m \cdot 2.2KN / m^2 = 7.7KN / m$$

$$CM \text{ (muro e=18 cm con ventana)} = 7.7 KN/m$$

Peso lineal de muro de 3,5 m de altura de ladrillo 6H e = 12 cm:

$$Peso_{muro} = 3.5m \cdot 1.6KN / m^2 = 5.64KN / m$$

$$CM \text{ (muro e=0,12 m)} = 5.6 KN/m$$

3.4.1.4. Peso de barandillas

En la instrucción DBSE-AE indica que el peso nominal de barandas será de 0.8 KN/m, para este tipo de estructura.

3.4.1.5. Peso de cubierta

Para la cubierta se tomara el peso solo de la calamina el peso de las correas estará calculado de acuerdo a las disposición de su áreas tributarias en el programa CYPECAD Versión 2016.

Peso de calamina galvanizada tipo trapezoidal (#28 e = 0.38 mm).

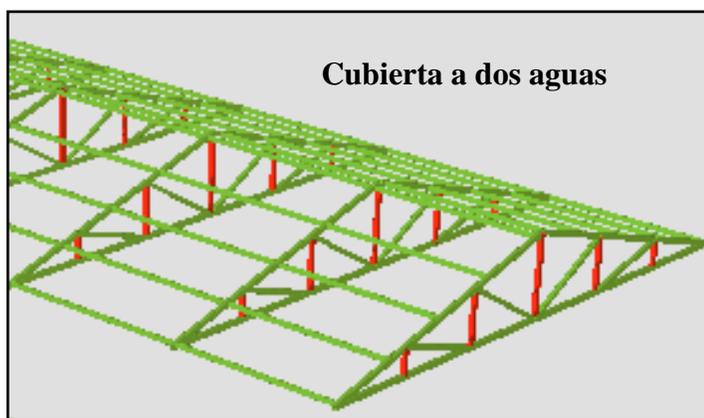
Datos:

Peso calamina. = 3.57 kg/ m^2 (catalogo STRUCTURAL STEEL SOLUTION – BOLIVIA)

$$Peso_{calamina} = \left(3.57 \text{ kg/ m}^2 \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) = 35.7 \text{ N/ m}^2 = 0.0357 \text{ KN/ m}^2$$

En el diseño estructural se tiene cerchas a dos aguas tipo Howe, el área tributaria de carga en la cercha para cada correa se toma 1.2 ya que es el área tributaria que más carga recibe, teniendo en cuenta que en la primera correa de abajo será menor por tener un área tributaria de 0.60 m. mas 0.20 m. de alero para colocodo de botaguas.

Figura Nro. 14: Cubierta de cercha metálica.



Fuente: CYPECAD Versión 2016.

$$Area_{tributaria} = 0.0357 \text{ KN/ m}^2 \cdot 1.2 \text{ m} = 0.04284 \text{ KN/ m}$$

$$CM \text{ (cercha a dos aguas cubierta de calamina)} = 0.0428 \text{ KN/m}$$

3.4.2. Análisis de cargas vivas

Para la determinación de las cargas de servicio de la estructura se tomara en cuenta las recomendaciones de la normativa DBSE-AE.

3.4.2.1. Sobrecarga de uso para la primera losa

La primera losa del proyecto está destinada a soportar ambientes de aulas, según la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE (2007), la superficie de la losa se clasifica: Categoría C zona de acceso público, como se muestra en la siguiente figura:

Figura Nro. 15: Categoría de la primera losa.



Fuente: VECTORWORKS 2015.

Por lo tanto en la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, se da a conocer el valor de la sobrecarga de uso la cual es:

$$Q (\text{primera losa}) = 3 \text{ KN/m}^2$$

3.4.2.2. Sobrecarga de uso para la cubierta

Para la cubierta del edificio con una inclinación de 17.4° a dos aguas, se clasifico la categoría de uso y zona:

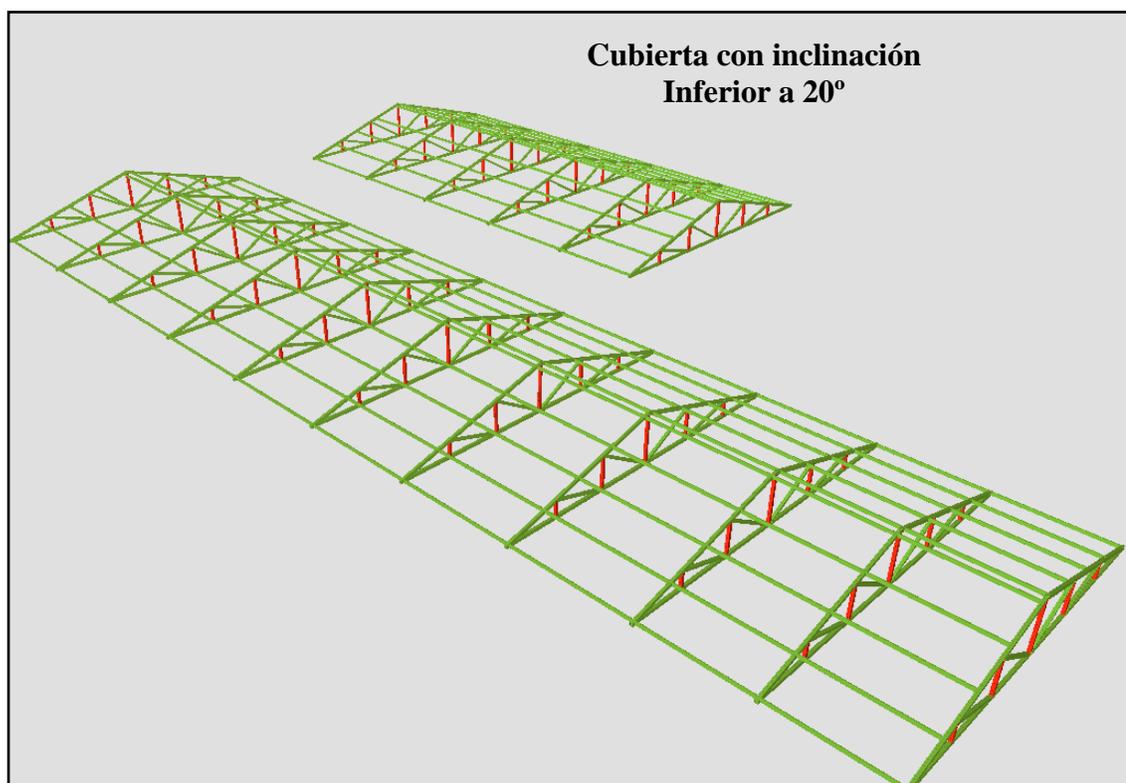
Categoría G

En la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, dispone una carga de uso para este tipo de zonas como:

$$Q \text{ (cubierta)} = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ proyección horizontal}$$

Cubierta accesibles únicamente para conservación: En el siguiente grafico podemos observar el tipo de la cercha y la proyección que debe tener la sobrecarga de uso.

Figura Nro. 16: Cubierta a dos aguas.



Fuente: CYPECAD 2016.

En la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, El valor de 1 KN/m^2 para cubiertas con inclinación inferiores a 20° , se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta, se descompone la carga y se distribuye de acuerdo a la inclinación del faldón de la cercha en la correa.

Longitud del faldón para el área tributaria de cada correa en una cercha es:

$$\alpha(\text{inclinación}) = \text{Arctag}\left(\frac{1.5\text{m}}{4.8\text{m}}\right) = 17.5^\circ$$

$$\alpha = 17.5^\circ$$

$$x = \cos(17.5^\circ) * 1.2m = 1.1454m$$

Área tributaria para la correa más solicitada de una cercha es 1.1454 m. en su ángulo de proyección de 1.2 m.

$$Q_{cubiertaR.} = (1KN/m^2 \cdot 1.1454m) = 1.1454KN/m \quad (\text{Carga lineal})$$

$$Q_{cubiertaR.} = 1.1454KN/m \quad (\text{Carga lineal})$$

La sobrecarga de uso en cada correa es:

$$Q \text{ (cubierta)} = 1.1454 \text{ KN/m}$$

3.4.3. Análisis de carga de viento

Según la norma DBSE-AE, la presión de viento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Dónde:

q_b = presión dinámica de viento.

c_e = coeficiente de exposición.

c_p = coeficiente eólico o de presión.

3.4.3.1. Presión dinámica de viento

Para la determinación de la presión dinámica de viento, se tomaron en cuenta los datos de las velocidades de viento proporcionadas por el SENAMHI, Pero los datos observados correspondientes a la estación climatológica del aeropuerto Villa Montes, solo se tiene el registro de 3 años 2003, 2004 y 2005, la velocidad máxima es de 55 km/h, para la estación Villamontes Senamhi se tiene el registro de 11 años y la velocidad máxima llego es 121 Km/h los cuales fueron comparados con las velocidades básicas de las ciudades más cercanas a Villamontes como la ciudad de Tarija, Sucre y Santa Cruz.

Tabla Nro. 16: Velocidades básicas de Viento en Ciudades de Bolivia.

Ciudad	V (m/s)
Cochabamba	44,3
La Paz	29,5
Oruro	29,4
Potosí	30,2
Santa Cruz	42,6
Sucre	32,4
Tarija	24,0
Trinidad	40,0
Cobija	26,5

Fuente: IBNORCA (Acciones del viento).

Sacando la media de la velocidad de Viento de estas tres ciudades se tiene una Velocidad de Viento promedio de 33 m/s o 118.8 Km/h. Por lo tanto se trabajara con una velocidad de viento de 121 Km/h, (para ver los datos de viento ver el anexo (Anexo I.) con esto se determinó la velocidad media máxima para una altura de 10 metros:

$$V_{viento} = 121 \text{ Km} / \text{ hr}$$

Esta velocidad viene desde el suroeste y se la convierte a m/s:

$$V_{viento} = 121 \text{ Km} / \text{ hr} \cdot \frac{1000 \text{ m}}{1 \text{ Km}} \cdot \frac{1 \text{ hr}}{3600 \text{ s}} = 33.61 \text{ m} / \text{ s}$$

Con esta velocidad de viento se puede determinar la presión dinámica de viento mediante la siguiente expresión que la norma DBSE-AE sugiere:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot (V_{viento})^2$$

Dónde:

q_b = presión dinámica de viento.

δ = densidad del aire que en general se puede adoptar 1.25 kg/m^3 .

V_{viento} = velocidad a 10 metros de altura.

Se calcula la presión dinámica de viento:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot (33.61 \text{ m/s})^2 = 706.02 \text{ N/m}^2 = 0.706 \text{ KN/m}^2$$

3.4.3.2. Coeficiente de exposición

Este coeficiente se puede asumir según el artículo 3.3.2 (1) de la norma DBSE-AE, igual a 2 cuando la estructura sea menor de 8 plantas de altura y se encuentre en una zona urbana.

$$c_e = 2$$

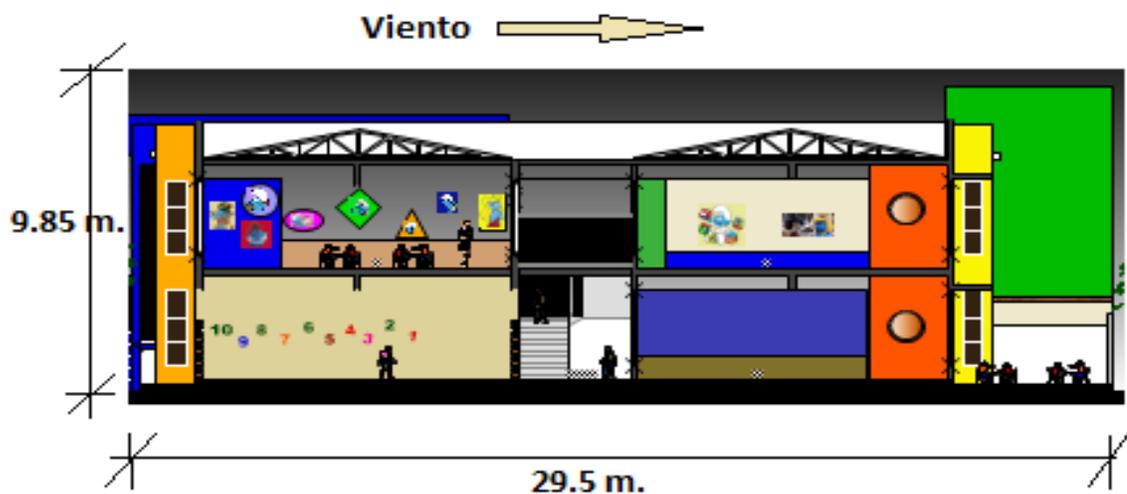
3.4.3.3. Coeficiente eólico o de presión

Para este coeficiente se estimó la esbeltez del edificio paralelo al plano del viento (dirección del viento de SW), el cual es la relación entre su altura total y la anchura paralela a la línea de acción del viento.

De este cociente se determina la esbeltez del edificio paralelo al plano de acción del viento como sigue a continuación:

$$\frac{h}{d} = \frac{9.85 \text{ m}}{29.5 \text{ m}} = 0.334$$

Figura Nro. 17: Esbeltez del edificio paralelo al viento.



Fuente: Elaboración propia.

Con la esbeltez en el plano paralelo al viento se determina el coeficiente eólico o de presión con ayuda de la tabla 3.3.4 de la norma DBSE-AE, y con lo mencionado en el artículo 3.3.4 (2) de la norma DBSE-AE se puede despreciar el coeficiente de succión y determinar solo el de presión, como el valor de la esbeltez esta entre 0,25 y 0,5 el valor del coeficiente eólico de presión es:

$$c_p = 0.70$$

Con todos los datos necesarios se procede a calcular la presión estática de viento a 10 metros de altura, que es con la cual se calculara el edificio:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.706 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 2 \cdot 0.70 = 0.9884 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\mathbf{Q \text{ (viento)} = 0,9884 \text{ KN/m}^2}$$

Con la cual se generara la curva de presiones de viento en el programa CYPECAD, en las cuatro direcciones en planta, asumiendo el edificio como desprotegido. De igual manera se cargara a la cercha con la presión de viento determinado.

Área tributaria del faldón de la cercha 3.6 m * 5.028 m

Carga lineal del viento en la longitud del faldón de la cercha:

$$q_{\text{viento.c.}} = 0.9884 \text{KN} / \text{m}^2 * 3.6 \text{m} = 3.557 \text{KN} / \text{m}$$

$$\mathbf{Q \text{ (viento. Cercha)} = 3.557 \text{ KN/m}}$$

3.5. Calculo y diseño estructural

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2016, con base en la norma boliviana CBH-87 y todos los resultados de los estudios previos y de las acciones antes determinadas.

3.5.1. Datos para el cálculo estructural

Los datos de entrada serán los siguientes: La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-21 control normal, el acero será AH-400 control normal, el tamaño máximo de árido será de 19 mm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

Tabla Nro. 17: Datos de entrada para el cálculo.

Datos	Valor	Unidades
Resistencia del hormigón	H-21 Control normal	MPa
Resistencia del acero	AH-400 control normal	MPa
Tamaño máximo de árido	19	mm
Esfuerzo admisible del suelo	0,1	MPa

Fuente: elaboración propia.

3.5.1.1. Predimensionamiento de vigas y pilares

El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

$$h = \frac{L}{12} \Rightarrow \text{Para determinar el canto de las vigas en base a su longitud.}$$

$25\text{cm} \times 25\text{cm} \Rightarrow$ Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.

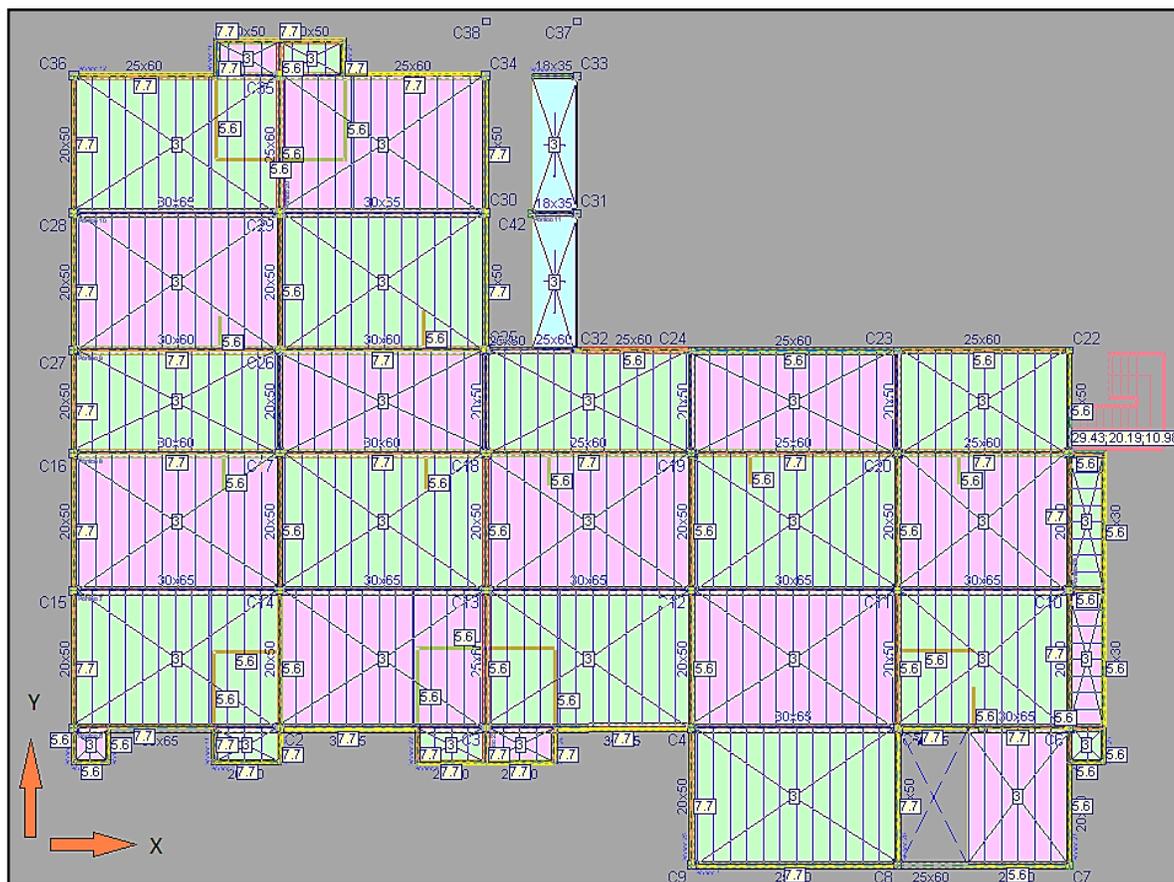
Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales se aumentaran si es necesario de acuerdo a las solicitaciones, a razón de 5 cm hasta que cumplan con todas las medidas de seguridad exigidas.

Estos procedimientos son empíricos y solo son de referencia con el fin de contar con una sección inicial, para el cálculo iterativo, hasta que se alcance establecer una sección que sea óptima para las exigencias de las cargas de servicio y para todas las acciones definidas con anterioridad a las que sea sometida la estructura.

3.5.1.2. Disposición de las cargas de servicio

Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como recomienda la norma CBH-87, para el cálculo de estructuras reticulares planas, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entre pisos como sigue a continuación:

Figura Nro. 18: Alternancia de cargas de servicio primera losa.



Fuente: CYPECAD 2016.

Este procedimiento de cargar alternadamente los forjados brinda una mayor idealización de la estructura en estado de servicio, y con lleva a calcular las envolventes con una mayor realidad.

3.5.1.3. Determinación si la estructura es traslacional o intraslacional

Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es traslacional o no, para ello se realizó un pre cálculo con el programa CYPECAD, en este pre cálculo se realizó una iteración de las secciones de los elementos estructurales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y pilares, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de cargas más desfavorables, asignando el valor de 1 como

valor inicial para los coeficientes de pandeo de todos los pilares, los resultados son los siguientes:

Tabla Nro. 18: Sumatorio de esfuerzos de pilares resumido del pre diseño.

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota	Hipótesis	N	Mx	My	Qx	Qy	T
Cimentación	-3.00	Peso propio	5224.8	88280	46289	0.0	-0.0	0.0
		Cargas muertas	2788.4	47524	21982	-0.0	-0.0	0.0
		Sobrecarga de uso	869.6	14423	9145.1	0.0	0.0	0.0
		Q 1 (1)	1076.9	17525	8473.7	-0.0	-0.0	-0.0

Fuente: CYPECAD 2016.

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

$$\underline{\sum N_{total} = 10912.0KN}$$

Así mismo se realizó un pre dimensionado de los elementos hasta obtener un diseño libre de errores.

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

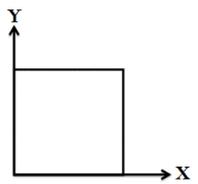
Módulo secante de elasticidad medio:

$$E_c = 9500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

$$E_c = 9500 \sqrt[3]{21MPa + 8} = 29187MPa = 29187009.84KN / m^2$$

$$\underline{E_c = 29187009.84KN / m^2}$$

Inercias X



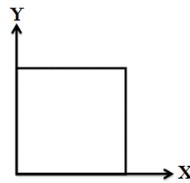
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^o \text{ columnas}$$

$$I_{x_1} = \frac{0.35m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 9 = 0.02835m^4$$

$$I_{x_2} = \frac{0.25m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 11 = 0.0143m^4$$

$$I_{x_3} = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 19 = 0.0513m^4$$

Inercias Y



$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{ columnas}$$

$$I_{Y_1} = \frac{0.30m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 9 = 0.0386m^4$$

$$I_{x_2} = I_{Y_2} = \frac{0.25m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 11 = 0.0143m^4$$

$$I_{x_2} = I_{Y_2} = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 19 = 0.0513m^4$$

$$\underline{\underline{\sum I_{xTotal} = I_{x_1} + I_{x_2} + I_{x_3} = 0.0941m^4}}$$

Por ser una figura simétrica las inercias en el eje x como en el eje y son iguales.

$$\underline{\underline{\sum I_{yTotal} = I_{y_1} + I_{y_2} + I_{y_3} = 0.1042m^4}}$$

La altura total del edificio es 12.85 m, el número de plantas incluida la planta de los cimientos es 4.

Traslacionalidad en el eje X

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_y}} \leq 0.6$$

$$12.85m \cdot \sqrt{\frac{10912KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.0941m^4}} = 0.81 < 0.6 \quad \underline{\underline{\text{TRASLACIONAL EJE X}}}$$

Traslacionalidad en el eje Y

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_c \cdot \sum I_x}} \leq 0.6$$

$$12.85m \cdot \sqrt{\frac{10912KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.1042m^4}} = 0.77 < 0.6 \quad \underline{\text{TRASLACIONAL EJE Y}}$$

3.5.1.4. Coeficientes de pandeo

Se realizara el cálculo de los coeficientes de pandeo del pilar C35, desde la zapata hasta la primera losa en ambas direcciones X e Y, para el resto de columnas se presentara una tabla de resultados.

Coeficiente de pandeo Columna C35 eje Y.

Pilar C35 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=3 m.

Se asume el coeficiente ψ_A igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_{y1} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=4.8m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3m$$

$$I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3m} + \frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.00045m^4}{4.8m}} = 4.35$$

$$\alpha_y = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0 + 4.35) + 1.6(0 * 4.35)}{7.5 + (0 + 4.35)}} = 1.449$$

$$\underline{\alpha_{y1} = 1.49}$$

Pilar C35 desde el sobre cimiento hasta la primera losa H=3.7 m. El coeficiente de restricción ψ_A es igual al ψ_B del pilar inferior ya calculado entonces $\psi_A = 4.350$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_{x1} = \frac{0.25m \cdot (0.6m)^3}{12} = 0.0045m^4 \quad L=4.8m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.7m} + \frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.0045m^4}{4.8m}} = 0.389$$

$$\alpha_y = \sqrt{\frac{7.5 + 4(4.350 + 0.389) + 1.6(4.350 * 0.389)}{7.5 + (4.350 + 0.389)}} = 1.544$$

$$\underline{\alpha_{y2} = 1.544}$$

Pilar C35 desde el primer piso hasta la base de la cubierta H=3.7 m. El coeficiente de restricción ψ_A como el anterior coeficiente es igual al ψ_B del pilar inferior ya calculado

$$\psi_A = 0.389$$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_{x1} = \frac{0.2m \cdot (0.5m)^3}{12} = 0.0020833m^4 \quad L=4.8m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.00208333m^4}{4.8m}} = 0.4203$$

$$\alpha_y = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0.389 + 0.420) + 1.6(0.389 * 0.4203)}{7.5 + (0.389 + 0.4203)}} = 1.1501$$

$$\underline{\alpha_{y2} = 1.150}$$

Coeficiente de pandeo Columna C35 eje X.

Pilar C35 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=3 m.

Se asume el coeficiente ψ_A igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{x1} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=7.2m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3m$$

$$I_{x2} = \frac{0.20m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00045m^4 \quad L=7.2m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3m} + \frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.00045m^4}{7.2m} + \frac{0.00045m^4}{7.2m}} = 3.2594$$

$$\alpha_x = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0 + 3.2594) + 1.6(0 * 3.2594)}{7.5 + (0 + 3.2594)}} = 1.3816$$

$$\underline{\alpha_{x1} = 1.382}$$

Pilar C35 desde el sobre cimientto hasta la primera losa H=3.7 m. El coeficiente de restricción ψ_A es igual al ψ_B del pilar inferior $\psi_A = 3.2594$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo

$$I_{x1} = \frac{0.25m \cdot (0.60m)^3}{12} = 0.0045m^4 \quad L=7.2m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$I_{x1} = \frac{0.25m \cdot (0.60m)^3}{12} = 0.0045m^4 \quad L=7.2m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 \quad L=3.7m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.7m} + \frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.0045m^4}{7.2m} + \frac{0.0045m^4}{7.2m}} = 0.2919$$

$$\alpha_x = \sqrt{\frac{7.5 + 4(3.2594 + 0.292) + 1.6(3.2594 * 0.292)}{7.5 + (3.2594 + 0.292)}} = 1.4498$$

$$\underline{\alpha_{x2} = 1.45}$$

Pilar C35 desde el primer piso hasta la base de la cubierta H=3.7 m. El coeficiente de restricción ψ_A es igual al ψ_B del pilar inferior $\psi_A = 0.2919$

Calculo de ψ_B :

Inercias de vigas que concurren al nudo: Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_{x1} = \frac{0.2m \cdot (0.50m)^3}{12} = 0.0020833m^4 L=7.2m \quad I_y = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.0007m^4 L=3.7m$$

$$I_{x1} = \frac{0.2m \cdot (0.50m)^3}{12} = 0.0020833m^4 L=7.2m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.0007m^4}{3.7m}}{\frac{0.0020833m^4}{7.2m} + \frac{0.0020833m^4}{7.2m}} = 0.4324$$

$$\alpha_x = \sqrt{\frac{7.5 + 4(0.2919 + 0.4324) + 1.6(0.2919 * 0.292)}{7.5 + (0.2919 + 0.4324)}} = 1.1352$$

$$\underline{\alpha_{x2} = 1.14}$$

Con este mismo procedimiento se calcularon el resto de las columnas, cuantificando el coeficiente de pandeo en ambas direcciones de cada columna en cada nivel.

Tabla Nro. 19: Coeficientes de pandeo de columnas.

Columna	Cimientos		Aulas		Aulas		Cumbre	
	-3 — 0,3		0,30 — 3,70		3,70 — 7,40		7,40 — 9,85	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C 1	1,59	1,49	1,70	1,71	1,25	1,29	-	-
C 2	1,38	1,45	1,43	1,64	1,12	1,26	-	-
C 3	1,38	1,45	1,43	1,54	1,12	1,18	-	-
C 4	1,38	1,29	1,43	1,38	1,12	1,13	1,29	1,20
C 5	1,36	1,29	1,40	1,38	1,20	1,21	1,383	1,28
C 6	1,59	1,33	1,70	1,43	1,25	1,47	-	-
C 7	1,37	1,29	1,40	1,33	1,40	1,33	-	-
C 8	1,22	1,29	1,24	1,37	1,17	1,19	1,26	1,20
C 9	1,55	1,45	1,70	1,64	1,42	1,38	1,54	1,38
C 10	1,59	1,33	1,70	1,43	1,50	1,15	-	-
C 11	1,36	1,29	1,40	1,38	1,50	1,135	-	-
C 12	1,38	1,29	1,43	1,38	1,65	1,13	-	-
C 13	1,38	1,29	1,43	1,35	1,50	1,10	-	-
C 14	1,38	1,29	1,427	1,38	1,50	1,13	-	-
C 15	1,59	1,33	1,70	1,43	1,50	1,15	-	-
C 16	1,59	1,29	1,73	1,38	1,24	1,13	-	-
C 17	1,38	1,26	1,44	1,34	1,11	1,12	-	-
C 18	1,38	1,26	1,444	1,34	1,12	1,12	-	-
C 19	1,38	1,26	1,4496	1,34	1,13	1,12	-	-
C 20	1,36	1,26	1,4213	1,340	1,12	1,12	-	-
C 21	1,59	1,29	1,611	1,38	1,04	1,12	-	-
C 22	1,37	1,23	1,429	1,28	1,11	1,10	-	-
C 23	1,92	1,23	1,244	1,28	1,06	1,10	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 20: Coeficientes de pandeo de columnas.

Columna	Cimientos		Aulas		Aulas		Cumbre	
	-3 — 0,3		0,30 — 3,70		3,70 — 7,40		7,40 — 9,85	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
C 24	1,18	1,23	1,20	1,30	1,05	1,10	-	-
C 25	1,28	1,27	1,32	1,34	1,08	1,12	-	-
C 26	1,38	1,26	1,44	1,34	1,11	1,12	-	-
C 27	1,59	1,29	1,73	1,38	1,244	1,13	-	-
C 28	1,59	1,32	1,73	1,43	1,50	1,15	-	-
C 29	1,38	1,29	1,43	1,35	1,50	1,11	-	-
C 30	1,19	1,29	1,26	1,38	1,50	1,13	-	-
C 31	1,17	1,17	1,50	1,18	1,17	1,50	-	-
C 32	1,13	1,29	1,15	1,39	1,03	1,39	-	-
C 33	1,28	1,51	1,34	1,69	1,09	1,24	-	-
C 34	1,28	1,19	1,40	1,24	1,16	1,08	-	-
C 35	1,38	1,45	1,45	1,54	1,14	1,151	-	-
C 36	1,59	1,65	1,76	1,71	1,29	1,29	-	-
C 37	1,17	1,11	1,19	1,12	1,19	1,12	-	-
C 38	1,17	1,11	1,19	1,12	1,19	1,12	-	-
C 39	1,06	1,50	1,50	1,50	1,17	1,11	-	-

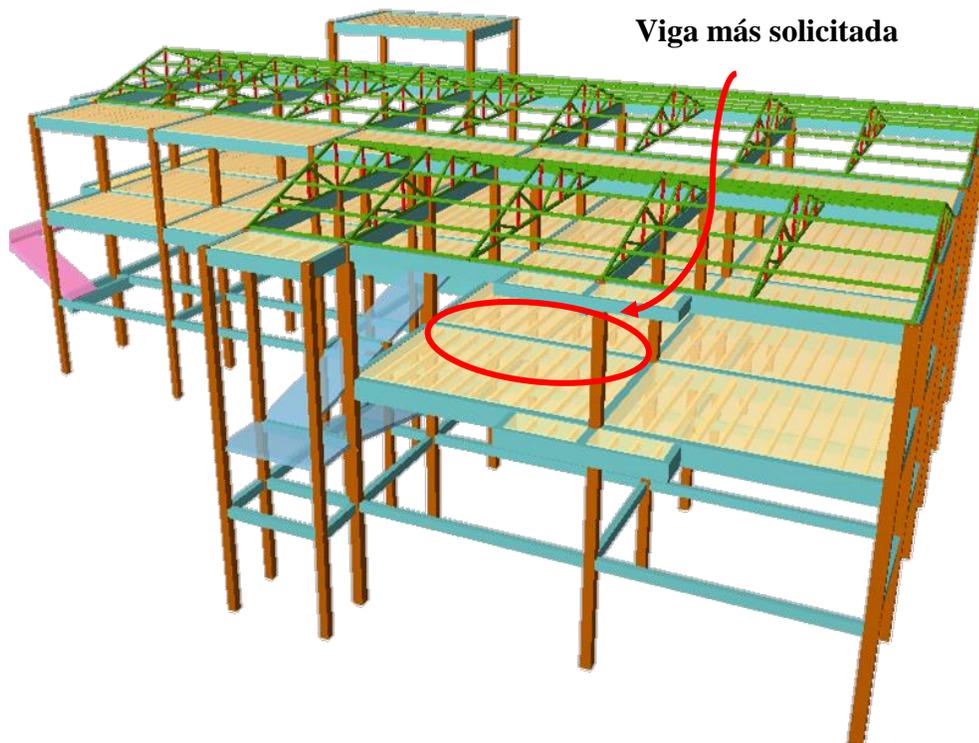
Fuente: Elaboración propia.

Con estos datos se procede a calcular la estructura definitiva.

3.5.2. Elementos más solicitados

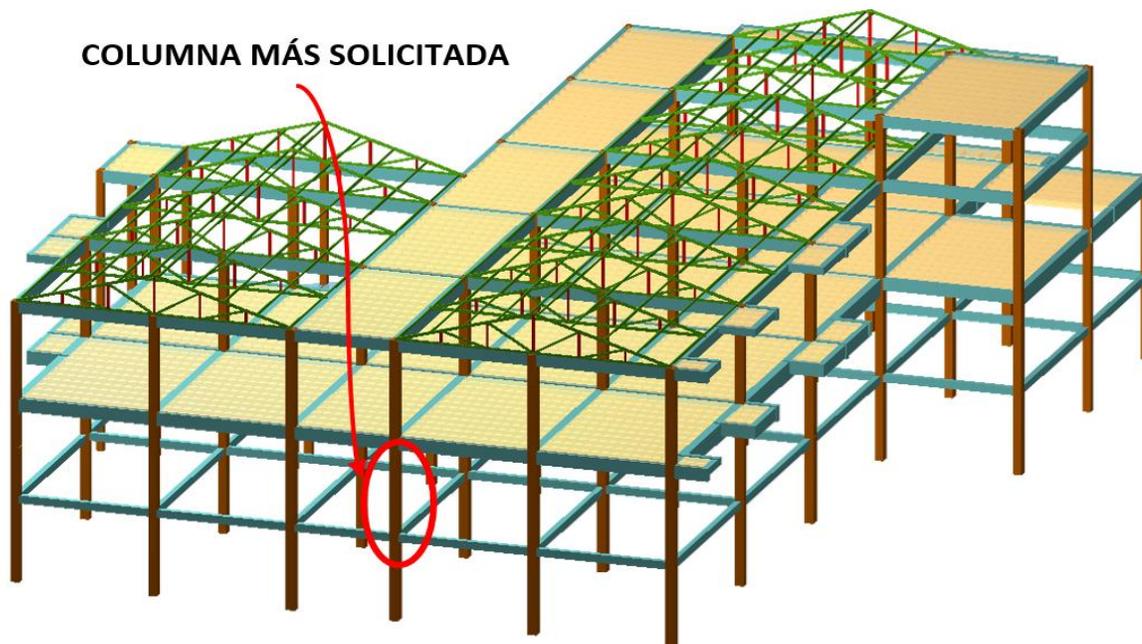
Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2016 realizado en una computadora portátil HP Pavilión dv6 CORE I-7, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación, como resultado se muestran en el siguiente grafico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales que serán analizadas:

Figura Nro. 19: Viga más solicitada entre columnas C29 – C30.



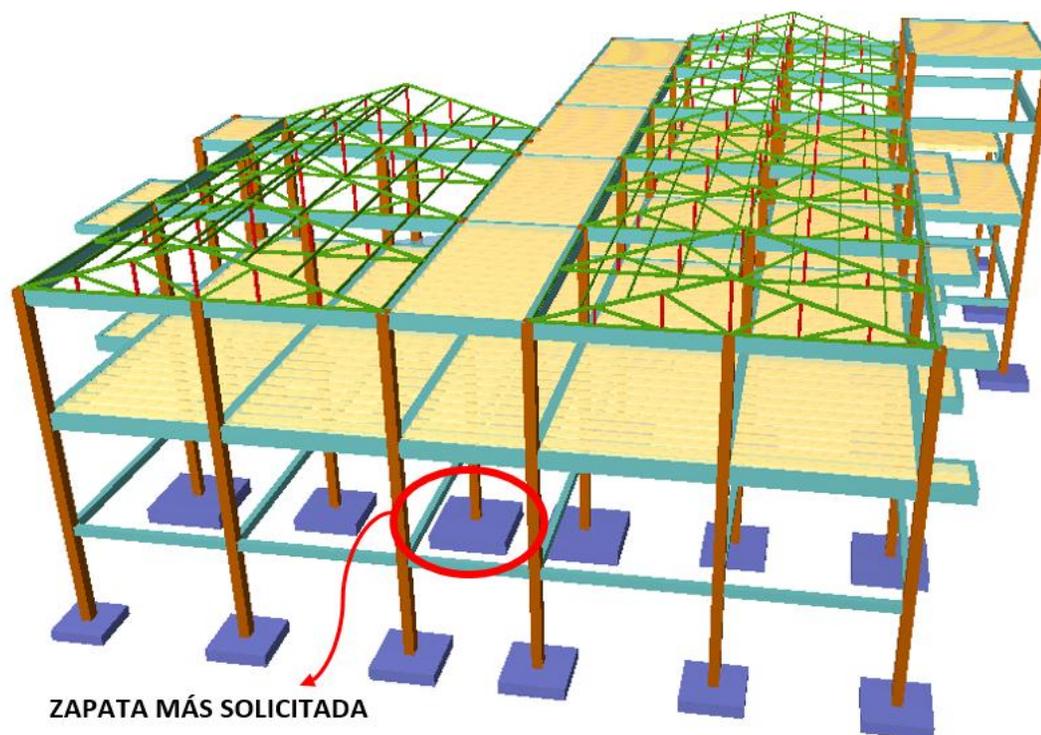
Fuente: CYPECAD 2016.

Figura Nro. 20: Columna más solicitada C16.



Fuente: CYPECAD 2016.

Figura Nro. 21: Zapata con mayor sollicitación C26.



Fuente: CYPECAD 2016

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo IV.), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla:

Tabla Nro. 21: Elementos más solicitados.

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas C29 – C30 primera losa
Columna	C16 a nivel planta baja
Zapata	De la columna 26

Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados

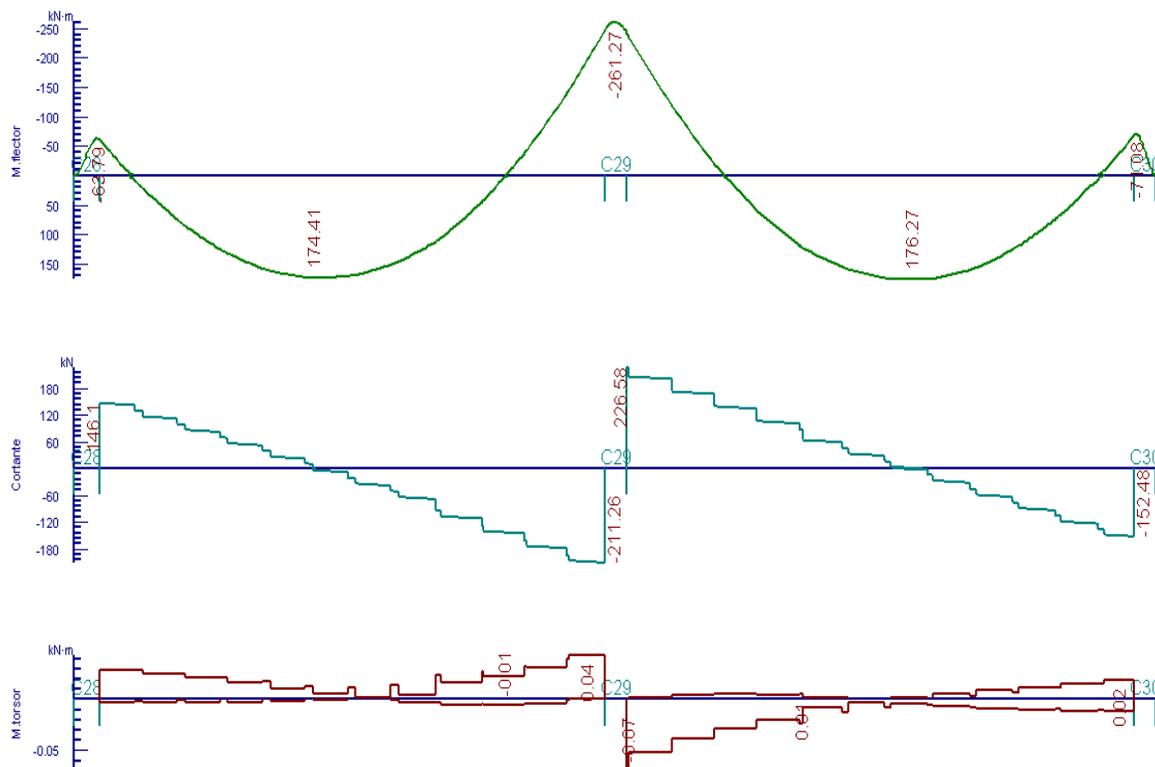
Con los resultados del cálculo se revisaron y compararon los esfuerzos de todos los elementos estructurales y se llegó a determinar los esfuerzos más grandes, de los

resultados de las envolventes, con los cuales el programa realizo el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

3.6.3.1. Viga

Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

Figura Nro. 22: Envolventes de M, V, T.



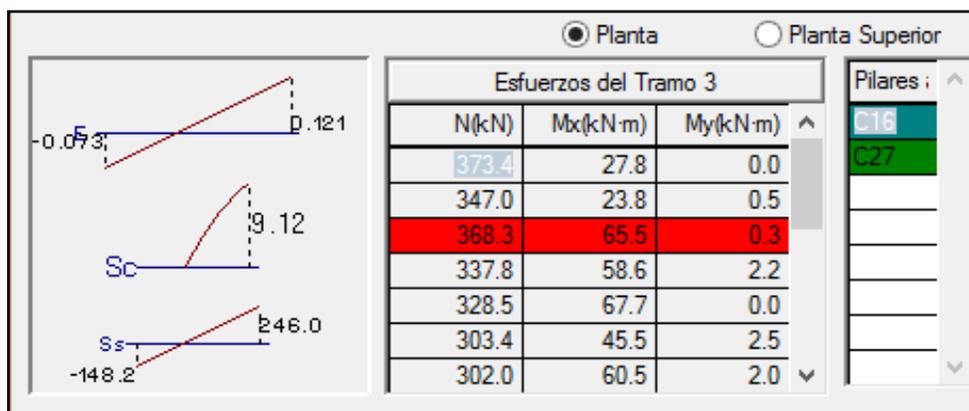
Fuente: CYPECAD 2016.

Estos son los esfuerzos con los cuales se diseñara la viga en los E.L.U. Estados Limites Últimos.

3.5.3.2. Columna

El programa dimensiono el pilar más solicitado en E.L.U. Estados Limites Últimos son:

Figura Nro. 23: Esfuerzos de diseño de la columna C16.

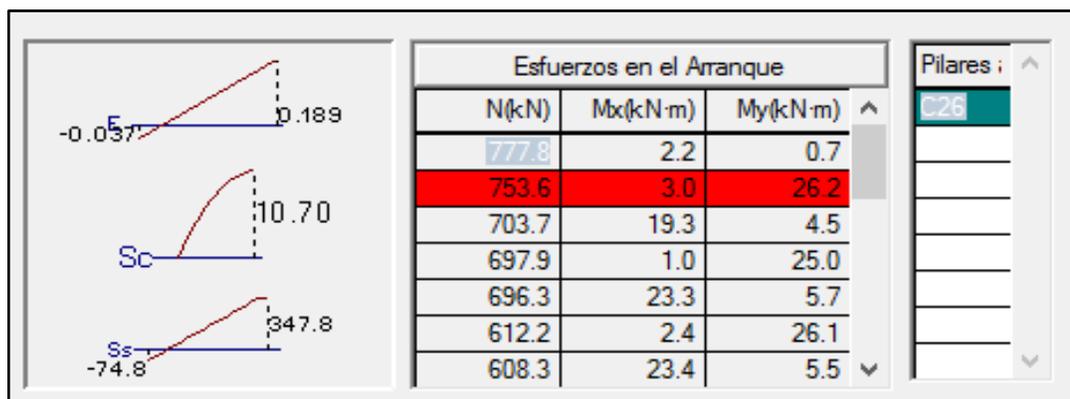


Fuente: CYPECAD 2016

3.5.3.3. Zapata

Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. (Estados Límites Últimos) son:

Figura Nro. 24: Esfuerzos de diseño de la zapata C26



Fuente: CYPECAD 2016

3.5.3.4. Losa

Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

3.5.4. Análisis de los miembros más solicitados

Ya fueron designados las piezas más solicitadas en el análisis estructural, y se presentaron las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas por el programa, ahora se procederá a

un cálculo manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa CYPECAD versión 2016.

3.5.4.1. Viga

Los cálculos y diseño serán realizados para los estados límites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

3.5.4.1.1. Diseño en E.L.U

Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

3.5.4.1.1.1. Diseño en flexión

Diseño de positivos:

Datos:

$$M_d = 176.27 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m} \quad f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.607 \text{ m} \quad f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m} \quad f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 7.2 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Comprobación de la armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$M_d < 0.251 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot (0.607 \text{ m})^2 \cdot (14000 \text{ KN} / \text{m}^2)$$

$$176.27 \text{ KN} \cdot \text{m} < 388.4190 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.607m \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{176.27KN \cdot m}{0.425 \cdot 0.30m \cdot (0.607m)^2 \cdot 14000KN/m^2}} \right) = 0.0877m$$

$$\underline{y = 0.0877m}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.30m \cdot 0.0877m \cdot 14000KN/m^2 = 313.089KN$$

$$\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 313.089KN}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya:

$$\begin{array}{l} 2\phi 16 = 139.90KN \\ 2\phi 20 = 218.50KN \end{array} \Rightarrow 358.4KN > 313.09KN \quad \text{OK}$$

Refuerzo:

$$\underline{A_s = 2\phi 16 + 2\phi 20}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{313.09KN}{347826.087KN/m^2} = 0.0008999m^2$$

$$\underline{A_s = 9.00 \text{ cm}^2}$$

Diseño de los negativos: (Izquierda)

Datos:

$$M_d = 261.27KN.m \quad f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m} \quad f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.607 \text{ m} \quad f_{cd} = 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m} \quad f_{yd} = 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$L = 7.2$ metros (longitud)

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.607m \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{261.27 \text{ KN} \cdot m}{0.425 \cdot 0.30m \cdot (0.607m)^2 \cdot 14000 \text{ KN} / m^2}} \right) = 0.13m$$

$y = 0.13m$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.30m \cdot 0.13m \cdot 14000 \text{ KN} / m^2 = 464.75 \text{ KN}$$

$$\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 464.75 \text{ KN}}$$

$$1\phi 20 = 109.3 \text{ KN}$$

$$2\phi 20 = 218.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 467.7 \text{ KN} > 464.7 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$2\phi 16 = 139.9 \text{ KN}$$

Refuerzo:

$$\underline{A_s = 1\phi 20 + 2\phi 20 + 2\phi 16}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{464.75 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN} / m^2} = 0.000136 m^2$$

$$\mathbf{A_s = 13.6 \text{ cm}^2}$$

Diseño de los negativos: (Derecha)

Datos:

$$M_d = 71.08 \text{ KN} \cdot m$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.607 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$L = 7.2$ metros (longitud)

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.46m \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{71.08 \text{ KN} \cdot m}{0.425 \cdot 0.30m \cdot (0.607m)^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.034m$$

$$\underline{y = 0.034m}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.30m \cdot 0.034m \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 = 120.448 \text{ KN}$$

$$\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 120.448 \text{ KN}}$$

$$1\phi 20 = 109.3 \text{ KN}$$

$$2\phi 16 = 139.9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 249.448 \text{ KN} > 120.448 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Refuerzo:

$$\underline{A_s = 1\phi 20 + 2\phi 16}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{121.448 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.0003463 \text{ m}^2$$

$$\underline{A_s = 3.463 \text{ cm}^2}$$

Dominio de deformación:

$$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.0877m}{0.80} = 0.1096m$$

$$x_{\min} = 0.259 \cdot d = 0.259 \cdot 0.607m = 0.109m$$

$$x_{\lim} = \frac{d}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \frac{0.607m}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot 347.83MPa} = 0.4344m$$

DOMINIO 2

$$\underline{0.1096m \leq 0.157m \leq 0.4344m}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$\rho_{\min} = 0.0033$ Para vigas (Norma CBH-87).

Positivos:

$$\rho_{positivos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8.99cm^2}{30cm \cdot 60.7cm} = 0.00494$$

$$\underline{0.0033 \leq 0.00494} \quad \text{OK}$$

Negativos: (Izquierda)

$$\rho_{negativos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{13.36cm^2}{30cm \cdot 60.7cm} = 0.00734$$

$$\underline{0.0033 \leq 0.007337} \quad \text{OK}$$

Negativos: (Derecha)

$$\rho_{negativos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.45cm^2}{30cm \cdot 60.7cm} = 0.001895$$

$$\underline{0.0033 \leq 0.00189} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se debe rediseñar

Como la cuantía mínima según la norma CBH - 87 es 0.0033.

$$A_s = \rho_{negativos} * b * d = 0.0033 * 30 * 60.7 = 6.0093cm^2$$

$$A_s = 6.0093 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 209.0191 \text{ KN}}$$

Comprobación de las nuevas cuantías.

$$\begin{aligned} 1\phi 20 &= 109.3 \text{ KN} & 249.448 \text{ KN} &> 209.02 \text{ KN} \text{ OK} \\ 2\phi 16 &= 139.9 \text{ KN} \end{aligned}$$

Cuantías mecánicas mínimas según CBH-87:

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14000 \text{ KN/m}^2}{347826.087 \text{ KN/m}^2} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.65 \text{ m} = 0.000314 \text{ m}^2 = 3.1395 \text{ cm}^2$$

Positivos: $\underline{8.999 \text{ cm}^2} > 3.140 \text{ cm}^2$ OK

Negativos (Izquierda): $\underline{13.36 \text{ cm}^2} > 3.140 \text{ cm}^2$ OK

Negativos (Derecha): $\underline{3.463 \text{ cm}^2} > 3.140 \text{ cm}^2$ OK

3.5.4.1.1.2. Diseño a cortante

Cortante Izquierda

Datos:

$$Q_d = 226.58 \text{ KN} \quad f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m} \quad f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.607 \text{ m} \quad f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m} \quad f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$L = 7.2$ metros (longitud)

Solución: $V_{rd} = V_d = 226.58 \text{ KN}$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.30 \text{m} \cdot 0.607 \text{m} = 764.82 \text{KN}$$

$$\underline{226.58 \text{KN} < 764.82 \text{KN}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{MPa})^2} = 0.997 \text{MPa} = 997.12 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.30 \text{m} \cdot 0.607 \text{m} = 181.576 \text{KN}$$

$$\underline{226.580 \text{KN} < 181.576 \text{KN}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 226.58 \text{KN} - 181.57 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{V_{cu} = 45.01 \text{KN}}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{226.58 \text{KN}}{764.82 \text{KN}} = 0.2963$$

Cumpliendo con la segunda condición de separación entre planos de cercos y estribos del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 374

$$\underline{0.20 < 0.2963 < 0.67} \Rightarrow \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.6 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 371, con la siguiente relación.

$$\text{Estribo } 2 \text{ } \varnothing 8 \quad \frac{s}{d} = 0.35 \quad \Rightarrow \quad u = 57.2 \text{KN}$$

$$\underline{89.9 \text{KN} > 45.01 \text{KN}} \quad \text{OK}$$

$$\text{Separación} \quad \frac{s}{d} = 0.35$$

$$s = 0.35 \cdot d = 0.35 \cdot 0.607 = 0.21 \text{m}$$

Refuerzo

estribos $\phi 8c / 21cm$

Cortante Derecha

Datos:

$$Q_d = 152.48 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.607 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 7.2 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

$$V_{rd} = V_d = 152.48 \text{ KN}$$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.607 \text{ m} = 764.82 \text{ KN}$$

$$\underline{152.48 \text{ KN} < 764.82 \text{ KN}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.997 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN/m}^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.607 \text{ m} = 181.576 \text{ KN}$$

$$\underline{152.48 \text{ KN} < 181.57 \text{ KN}} \quad \text{OK}$$

Separación máxima CBH-87:

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$\underline{S = 30 \text{ cm}}$$

Armadura de refuerzo a cortante con la cuantía mínima por un metro lineal CBH-87:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{\text{sen} \alpha} \geq 0.02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot t$$

$$\frac{4 \text{estribos} \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot (0.008m)^2 \cdot 2 \right) \cdot 347826.087 \text{ KN} / m^2}{\text{sen}(90)} \geq 0.02 \cdot 14000 \text{ KN} / m^2 \cdot 0.30m \cdot 1m$$

$$\underline{139.82 \text{ KN} > 84 \text{ KN}} \quad \text{OK} \quad \Rightarrow \underline{\text{estribos } \phi 8c / 30cm}$$

3.5.4.1.2. Diseño en E.L.S

Se verifican las deformaciones máximas producidas por las cargas de servicio y peso propio.

Datos:

$g_T = 19.94 \text{ KN/m}$ Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

$q_T = 14.49 \text{ KN/m}$ Carga variable repartida que actúa sobre el elemento

Para comprobación y obtención de estos datos ver (ANEXO III)

$l = 7.2 \text{ m}$ Longitud

$E_Y = 0.0035$ Alargamiento unitario del acero

Verificación para Estados límites de Servicio

$$d \geq 30 \cdot E_Y \cdot l_i$$

$$0.607m \geq 30 \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 7.2m)$$

$$\underline{0.607m > 0.4536m} \quad \text{OK}$$

$$d \geq 50 \cdot \frac{g}{g + q} \cdot E_Y \cdot l_i$$

$$0.607 \geq 50 \cdot \frac{19.94 \text{ KN} / m}{19.94 \text{ KN} / m + 14.49 \text{ KN} / m} \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 7.2m)$$

$$\underline{0.607m > 0.438m} \quad \text{OK}$$

Realizadas las comprobaciones del artículo 8.5.3 de la norma CBH-87, no será necesaria la comprobación de la flecha.

3.5.4.2. Columna

El diseño se basa en la determinación de una armadura simétrica en los E.L.U. con una sección dada:

Datos:

$$b = 35 \text{ cm} \qquad I_x = \frac{0.35 \text{ cm} \cdot (0.30 \text{ cm})^3}{12} = 0.0007875 \text{ m}^4$$

$$h = 30 \text{ cm} \qquad I_y = \frac{0.30 \text{ cm} \cdot (0.35 \text{ cm})^3}{12} = 0.00107188 \text{ m}^4$$

$$N_d = 368.3 \text{ KN} \qquad A = 0.35 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 0.105 \text{ m}^2$$

$$L = 3.7 \text{ m (longitud)}$$

$$M_{xd} = 65.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{yd} = 0.3 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_x = 1.734 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$\alpha_y = 1.384 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

Solución:

Longitud de pandeo en Y:

$$l_o = \alpha_y \cdot L = 1.384 \cdot 3.7 \text{ m} = 5.12 \text{ m}$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_o}{h} = \frac{5.12 \text{ m}}{0.30 \text{ m}} = 17.067$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 17.067 < 29 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{5.12m}{\sqrt{\frac{0.0007875m^4}{0.105m^2}}} = 59.121$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 59.121 < 100 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizara los cálculos de las excentricidades.

Excentricidad accidental

$$e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \Rightarrow \frac{30cm}{20} \geq 2cm \Rightarrow 1.5cm < 2cm$$

$$\underline{\underline{e_a = 2cm}}$$

Excentricidad de primer orden

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{0.3KN.m}{368.3KN} = 0.000815m = 0.082cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 0.082cm}}$$

Excentricidad ficticia

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_{oy}}{c + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_o^2}{r} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{347.83MPa}{1200} \right) \cdot \frac{0.30m + 20 \cdot 0.083m}{0.30m + 10 \cdot 0.083m} \cdot \frac{(5.12m)^2}{\sqrt{\frac{0.0007875m^4}{0.105m^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.0598m$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 5.983cm}}$$

Excentricidad Total

$$e_a = e_a + e_{oy} + e_{fic}$$

$$e_T = 2cm + 0.082cm + 5.983cm = 8.065cm = 0.081m$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.081m}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden:

$$M_y = N_d \cdot e_T = 368.3KN \cdot 0.081m = 29.7034KN.m$$

$$\underline{\underline{M_y = 29.7034KN.m}}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizara el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición.

Como el monograma es para un hormigón H-20 se calcula un ancho ficticio para un hormigón H-21.

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.35m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.3675m \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.3675m}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_y}{b_1} = \frac{29.7034KN \cdot m}{0.3675m} = 80.8256KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{368.3KN}{0.3675m} = 1002.177KN / m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s^l \cdot f_{yd}}{b_1} = 200KN / m$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 200KN / m \cdot b_1 = 200KN / m \cdot 0.3675m = 73.5KN$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 73.5KN \cdot 2 = 147KN$$

$$4\phi 12 = 157.4KN \quad 157.4KN > 147KN \quad \text{OK}$$

Área total de acero:

$$A_{STotal} = \frac{147KN}{347826.087KN / m^2} = 0.0004226m^2$$

$$A_s = \mathbf{4.226 \text{ cm}^2}$$

Cuantía geométrica mínima:

Para pilares $\rho_{\min} = 0.006$ según la CBH-87

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.226cm^2}{35cm \cdot 27cm} = 0.004472$$

$$\underline{0.004472 > 0.006} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Rediseño:

$$6\phi 16 = 419.6KN \quad 419.6KN > 128KN$$

Área total de acero:

$$A_{STotal} = \frac{419.6KN}{347826.087KN/m^2} = 0.001206m^2$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

Cuantía geométrica mínima:

Para pilares $\rho_{min} = 0.006$ según la CBH-87

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.06cm^2}{30cm \cdot 27cm} = 0.01490$$

$$\underline{0.015 > 0.006} \quad \text{OK}$$

Comprobación de las armaduras longitudinales:

$$A_s^l \cdot f_{ycd} \geq 0.05 \cdot N_d$$

$$(0.001426m^2 / 2) \cdot 347826.087KN/m^2 \geq 0.05 \cdot 368.3KN$$

$$\underline{248KN \geq 18.42KN} \quad \text{OK}$$

$$A_s^l \cdot f_{ycd} < 0.5 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$(0.001426m^2 / 2) \cdot 347826.087KN/m^2 < 0.5 \cdot 14000KN/m^2 \cdot 0.105m^2$$

$$\underline{248KN < 735KN} \quad \text{OK}$$

Diseño de estribos:

Separación:

$$\begin{array}{ll} S \leq 12\phi_{min} & S \leq 12 \cdot 1.2cm = 15cm \\ S \leq b - 2r & \Rightarrow S \leq 30cm - 2 \cdot 2cm = 26cm \\ S \leq 30cm & S \leq 30cm \end{array}$$

$$\underline{S = 15cm}$$

Diámetro de estribos:

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{mayor}$$

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot (16mm) = 4mm \Rightarrow \phi = 6mm$$

$$\underline{Estrivos \phi 6c / 15cm}$$

Longitud de pandeo en X:

$$l_o = \alpha_x \cdot L = 1.734 \cdot 3.7m = 6.416m$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{6.416m}{0.35m} = 18.3314$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 18.3314 < 29 \quad (\text{Se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{6.416m}{\sqrt{\frac{0.00107188m^4}{0.105m^2}}} = 65.136$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 65.136 < 100 \quad (\text{Se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizara los cálculos de las excentricidades.

Excentricidad Accidental

$$e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm \Rightarrow \frac{30cm}{20} \geq 2cm \Rightarrow 1.50cm < 2cm$$

$$\underline{\underline{e_a = 2cm}}$$

Excentricidad de Primer Orden

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{65.5KN.m}{368.3KN} = 0.1778m = 17.78cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 18cm}}$$

Excentricidad Ficticia

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{1200} \right) \cdot \frac{c + 20 \cdot e_{oy}}{c + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_o}{r} \cdot 10^{-4}$$

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{347.82MPa}{1200} \right) \cdot \frac{0.35m + 20 \cdot 0.1778m}{0.35m + 10 \cdot 0.1778m} \cdot \frac{(6.416m)^2}{\sqrt{\frac{0.00107188m^4}{0.105m^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.0852m$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 8.52cm}}$$

Excentricidad Total

$$e_a = e_a + e_{oy} + e_{fic}$$

$$e_T = 2cm + 17.78cm + 8.5cm = 28.28cm = 0.283m$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.28m}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden

$$M_y = N_d \cdot e_T = 368.3KN \cdot 0.28m = 103.124KN.m$$

$$\underline{\underline{M_y = 103.124KN.m}}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizara el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición.

Como el monograma es para un hormigón H-20 se calcula un ancho ficticio para un hormigón H-21.

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.30m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.315m \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.315m}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_y}{b_1} = \frac{103.124KN.m}{0.315m} = 327.3778KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{368.3KN}{0.315m} = 1169.21KN/m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s^l \cdot f_{yd}}{b_1} = 600 \text{KN} / \text{m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 600 \text{KN} / \text{m} \cdot b_1 = 600 \text{KN} / \text{m} \cdot 0.315 \text{m} = 189 \text{KN}$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 189 \text{KN} * 2 = 378 \text{KN}$$

$$6\phi 16 = 419.6 \text{KN} \quad 419.6 \text{KN} > 378 \text{KN} \quad \text{OK}$$

3.5.4.3. Zapata

El diseño de las cimentaciones de este proyecto fue mediante una fundación superficial con zapatas aisladas.

Datos:

$$N_d = 753.6 \text{KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.1 \text{MPa} = 100 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_{dy} = 26.2 \text{KN.m}$$

$$Q_y = -0.3 \text{KN}$$

$$N = 521.9 \text{KN}$$

$$M_y = -0.4 \text{KN}$$

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 100 \text{KN} / \text{m}^2}{100} = 0.12$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{521.9 \text{KN} \cdot (1 + 0.12)}{100 \text{KN} / \text{m}^2} = 5.845 \text{m}^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{5.845 \text{m}^2} = 2.41 \text{m} \approx 2.5 \text{m}$$

$$\underline{a = b = 2.5 \text{m}}$$

Canto útil:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{753.6 \text{KN}}{2.5 \text{m} \cdot 2.5 \text{m}} = 120.57 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 120.57 \text{KN} / \text{m}^2}{120.57 \text{KN} / \text{m}^2 + 370} \cdot \left(\frac{2.5 \text{m} - 0.30 \text{m}}{2} \right) = 0.297 \text{m} \approx 30 \text{cm}$$

$$\underline{d = 30 \text{cm}} \quad (\text{Constructivo})$$

Canto Total

$$h_T = d + r = 30 \text{cm} + 10 \text{cm} = \underline{40 \text{cm}}$$

Las dimensiones que se asumirán serán las que fueron propuestas en los resultados del programa por motivo de mayor seguridad, y en vista que las dimensiones calculadas son menores, se comprueba si es rígida.

Dimensiones

$$a = b = 2.5 \text{m}$$

$$d = 0.45 \text{m}$$

$$h = 0.55 \text{m}$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{\max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(2.5 \text{m} - 0.30 \text{m})}{2} < 2 \cdot 0.55 \text{m}$$

$$1.1 \text{m} < 1.1 \text{m} \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación de los esfuerzos en el terreno, libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 507

$$n_{\text{relativa}} = \frac{e}{a}$$

$$N = P_{\text{zapata}} = V \cdot \gamma_H = (2.5 \text{m} \cdot 2.5 \text{m} \cdot 0.55 \text{m}) \cdot 25 \text{KN} / \text{m}^3 = \underline{85.94 \text{KN}}$$

$$N_T = N + P_{\text{zapata}} = 521.9 \text{KN} + 85.94 \text{KN} = 607.84 \text{KN}$$

$$e = \frac{M_y}{N_T} = \frac{26.2 \text{ KN}\cdot\text{m}}{607.54 \text{ KN}} = 0.0431 \text{ m}$$

Excentricidad relativa

$$n_{relativa} = \frac{e}{a} = \frac{0.0431 \text{ m}}{2.5 \text{ m}} = 0.0172$$

$$n \leq \frac{1}{90}$$

$$0.0172 \leq 0.01 \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$n \leq \frac{1}{9}$$

$$0.0172 \leq 0.1$$

$$0.01 \leq 0.0172 \leq 0.1$$

Por lo tanto se realiza una comprobación a la zapata y al pilar:

$$\lambda_g = 1 + 3n = 1 + 3 \cdot 0.0172 = 1.0333$$

$$\lambda_e = 1 + 4.5n = 1 + 4.5 \cdot 0.0172 = 1.0774$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{521.9 * 1.0333 \text{ KN}}{2.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m}} \leq 100 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\underline{.86.285 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 100 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK}}$$

3.5.4.3.1. Comprobación al vuelco

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5$$

$$\frac{(N+G)\frac{a}{2}}{M+Q\cdot h} = \frac{521.9+85.94KN\cdot\frac{2.5m}{2}}{0.4KN\cdot m+0.3KN\cdot 0.55m} = 1342.80$$

$$\underline{1342.8 \geq 1.5} \quad \text{OK}$$

3.5.4.3.2. Comprobación al deslizamiento

$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} = \frac{521.9+85.94KN\cdot\tan\left(\frac{2}{3}\cdot 25^\circ\right)}{0.3KN} = 606.59$$

$$\underline{606.59 \geq 1.5} \quad \text{OK}$$

3.5.4.3.3. Diseño a flexión

En dirección X = Y

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b(v_a + 0.15a_o)^2$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{753.6KN}{2.5m \cdot 2.5m} = 120.58KN/m^2$$

$$M_d = \frac{120.58KN/m^2}{2} \cdot 2.5m \cdot (1.1m + 0.15 \cdot 0.3m)^2 = 197.604KN\cdot m$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{197.604KN\cdot m}{2.5m \cdot (0.45m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0279$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0279 \cdot (1 + 0.0279) = 0.0287$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.0287 \cdot 2.5m \cdot 0.55m \cdot 14000KN/m^2 = 552.475KN$$

$$A_s = \frac{552.475KN}{347826.087KN/m^2} = 0.001540m^2 = 15.88cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_{S \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 2.5m \cdot 0.45m = 0.00225m^2 = 22.5cm^2$$

$$A_s = 22.50 \text{ cm}^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.00225m^2 \cdot 347826.087 \text{ KN} / m^2 = 782.61 \text{ KN}$$

$$9\phi 16 = 786.8 \text{ KN} \Rightarrow 786.8 \text{ KN} > 782.61 \text{ KN} \text{ OK}$$

$$\text{Separación} = S = \frac{b - 2 \cdot r}{13} = \frac{2.5m - 2 \cdot 0.1m}{8} = 0.2875m \approx 29cm$$

$$9\phi 16c / 29cm$$

3.5.4.3.4. Diseño a cortante

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.45m}{2} = 0.225m \text{ Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{753.6 \text{ KN}}{2.5m \cdot 2.5m} = 120.576 \text{ KN} / m^2$$

$$V_d = 120.576 \text{ KN} / m^2 \cdot 2.5m \cdot \left(\frac{2.5m - 0.3m}{2} - 0.45m \right) = 195.936 \text{ KN}$$

Comprobación de cortante:

$$V_d \leq 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$b_2 = b_o + d = 0.30m + 0.45m = 0.75m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (1.1m - 0.225m) = 1.3125m$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.9971 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN} / m^2$$

$$195.936 \text{ KN} \leq 2 \cdot 0.75m \cdot 1.3125m \cdot 997.12 \text{ KN} / m^2$$

$$\underline{195.936 \text{ KN}} \leq 1963.08 \text{ KN} \text{ OK}$$

3.5.4.4. Losa alivianada de viguetas pretensadas

La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con aligerante de plastofomo.

Datos:

$a = 22$ cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$ cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

$$h_o \geq 3cm \geq \frac{1}{6} \cdot a \quad \frac{1}{6} \cdot a = \frac{1}{6} \cdot 22cm = 3.66cm$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$\underline{5cm \geq 3cm \geq 3.66cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

No se comprueba la flecha si se cumple la relación canto/luz de la tabla 9.9.10.4.3b según la CBH-87.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{0.20m}{4.8m} = 0.0417 \quad \frac{1}{24} = 0.0416$$

$$\underline{0.0417 \geq 0.0416} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

Según la tabla 9.9.10.4.3 a de la norma CBH-87. Para: $h_o = 5cm$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2/m$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$

$$1.41cm^2 > 0.79cm^2$$

$$\underline{\phi 6c / 25cm}$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{347.82MPa} = 0.718cm^2 / m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{347.82MPa} = 0.575cm^2 / m$$

$$\mathbf{A_s = 0.72 cm^2/m}$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$

$$1.41cm^2 > 0.72cm^2$$

$$\underline{\phi 6c / 25cm}$$

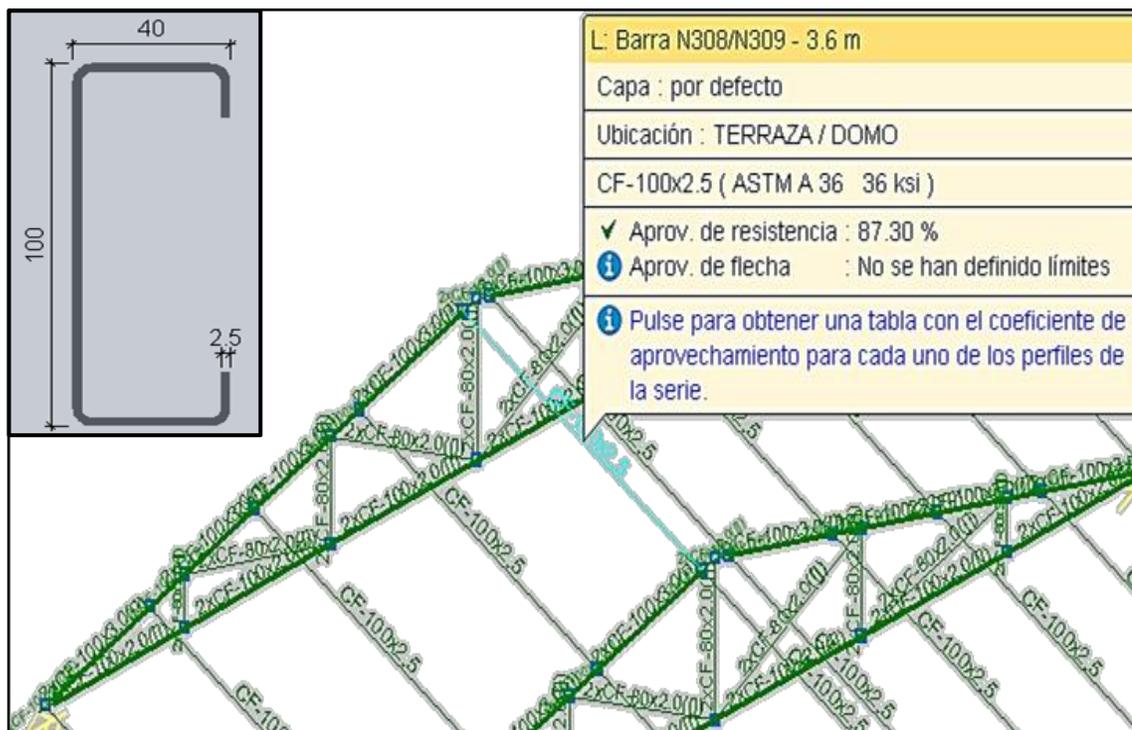
3.5.5. Cerchas metálicas

La cubierta calculada y diseñada está conformada por elementos metálicos, siguiendo la normativa AISC método LRFD para estructuras metálicas. El análisis del cálculo estructural se realizó mediante un ordenador CYPE CAD 2016.

3.5.5.1. Verificación de la correa

En el diseño de las correas de la cubierta se utilizó un perfil C de 100x40x15x2.5 mm.

Figura Nro. 25: Correa más solicitada con 87.3% de aprovechamiento.



Fuente: CYPECAD 2016.

Datos:

 $M_f = 2.17 \text{ KN.m}$ Momento de diseño $I_x = 72.1 \text{ cm}^4$ $I_y = 10.34 \text{ cm}^4$ $f_y = 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ KN/m}^2$ $\phi = 0.95$ factor de resistencia LRFD $y = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$

Se debe verificar que se cumpla la condición:

$$M_f < M_c \quad \text{ó} \quad \eta_b = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

Canto total:	100.0 mm
Canto del ala:	40.0 mm
Canto rigidizador:	15.0 mm
Espesor:	2.5 mm
Radio de acuerdo interior:	2.5 mm
Área sección:	4.84 cm²
Inercia flexión I _{yy} :	72.01 cm⁴
Inercia flexión I _{zz} :	10.34 cm⁴
Inercia a torsión:	0.10 cm⁴
Módulo de alabeo:	223.22 cm⁶

Momento resistente de la sección:

$$M_C = \phi \cdot S_x \cdot f_y$$

$$S_x = \frac{I_x \cdot I_y}{I_y \cdot y} = \frac{72.1cm^4 \cdot 10.34cm^4}{10.34cm^4 \cdot 5cm} = 14.42cm^3 = 14.42 \times 10^{-6} m^3$$

$$M_C = \phi \cdot S_x \cdot f_y = 0.95 \cdot 14.42 \times 10^{-6} m^3 \cdot 250000 KN / m^2 = 3.425 KN \cdot m$$

Verificación:

$$\underline{2.17 KN \cdot m < 3.425 KN \cdot m} \quad \text{OK}$$

3.5.5.2. Barra más comprimida

Se utilizó dos perfiles en C de 100x40x15x3mm, para conformar un perfil cajón unidos con soldadura.

Figura Nro. 26: Elemento diagonal más solicitada con 84.99% de aprovechamiento.



Fuente: CYPECAD 2016.

Datos:

$N_f = 99.48$ KN axil de diseño ó resistencia a compresión requerida para las combinaciones DE carga LRFD.

$$A_e = 10.20 \text{ cm}^2 = 10.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área eficaz}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 250000 \text{ KN/m}^2$$

$$I_y = 105.43 \text{ cm}^4 = 10.543 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$A = 10.20 \text{ cm}^2 = 10.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área neta}$$

$$E = 203000 \text{ MPa} = 203000000 \text{ KN/m}^2$$

$$K_y = 0.240 \quad \phi = 0.85 \quad \text{coeficientes LRFD}$$

$$L = 5.029 \text{ m longitud de la barra}$$

E: Módulo de Young.

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

ϕ : Factor de resistencia para compresión.

Solución:

Se debe verificar que se cumpla la condición de:

$$N_f < N_c$$

Cálculo de la resistencia nominal a compresión de la pieza.

$$N_c = \phi \cdot A_e \cdot (0.658^{\frac{f_y}{f_{cy}}}) \cdot f_y$$

Primero se calcula la tensión crítica de pandeo.

$$f_{cy} = \frac{\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{I_y}{A}} \right)^2 \cdot E}{(K_y \cdot L)^2} = \frac{\left(\pi \cdot \sqrt{\frac{10.54 \times 10^{-7} \text{ m}^4}{10.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2}} \right)^2 \cdot 203000000 \text{ KN/m}^2}{(0.24 \cdot 5.29 \text{ m})^2} = 1630629.515 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{f_{cy} = 1630.6295 \text{ MPa}}$$

Canto total:	100.0 mm
Canto del ala:	40.0 mm
Canto rigidizador:	15.0 mm
Espesor:	3.0 mm
Radio de acuerdo interior:	3.0 mm
Área sección:	5.70 cm ²
Inercia flexión I _{yy} :	83.51 cm ⁴
Inercia flexión I _{zz} :	11.74 cm ⁴
Inercia a torsión:	0.17 cm ⁴
Módulo de alabeo:	248.64 cm ⁶

$$N_c = 0.85 \cdot (10.20 \times 10^{-4} \text{ m}^4) \cdot \left(0.658 \frac{250000 \text{ KN/m}^2}{163062 \text{ KN/m}^2} \right) \cdot 250000 \text{ KN/m}^2 = 203.278 \text{ KN}$$

Verificación:

$$\underline{99.48 \text{ KN} \cdot \text{m} < 203.278 \text{ KN} \cdot \text{m}} \quad \text{OK}$$

3.5.5.3. Barra con mayor tracción

Se utilizó dos perfiles en C de 100x40x15x2mm, unidas con soldadura.

Figura Nro. 27: Elemento de la horizontal más solicitada con 86.57% de aprovechamiento.



Fuente: CYPECAD 2016.

Datos:

$T_f = 94.36 \text{ KN}$ axial de tracción ó resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 250000 \text{ KN/m}^2$$

$\phi = 0.90$ factor de resistencia para tracción LRFD.

$$A = 6.92 \text{ cm}^2 = 6.92 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ área bruta}$$

Canto total:	100.0 mm
Canto del ala:	40.0 mm
Canto rigidizador:	15.0 mm
Espesor:	2.0 mm
Radio de acuerdo interior:	2.5 mm
Área sección:	3.92 cm²
Inercia flexión I _{yy} :	59.12 cm⁴
Inercia flexión I _{zz} :	8.65 cm⁴
Inercia a torsión:	0.05 cm⁴
Módulo de alabeo:	189.83 cm⁶

Solución:

Se debe verificar que se cumpla la condición de:

$$T_f < T_C$$

Calculo de la resistencia nominal de la sección a tracción.

$$T_C = \phi \cdot A \cdot f_y = 0.90 \cdot (6.92 \times 10^{-4} m^2) \cdot 250000 KN / m^2 = 155.7 KN$$

Verificación:

$$\underline{94.36 KN \cdot m < 155.7 KN \cdot m} \quad OK$$

3.5.5. Comparación de los resultados de los cálculos manuales con los del programa CYPECAD

Se procederá al análisis del diseño a mano y de los resultados obtenidos por el programa, los cuales fueron calculados con las mismas solicitaciones y secciones, se aceptan resultados superiores en 5 % a los del CYPECAD, Véase también Anexo IV.

Tabla Nro. 22: Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.

Flexión positivos		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m	
Área de acero nec.	9.00 cm ²	9.32 cm ²
Armado	2φ16 + 2φ20	2φ16 + 2φ20
Flexión negativos (Izquierda)		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m	
Área de acero nec.	13.6 cm ²	12.8 cm ²
Armado	1φ20 + 2φ16+ 2φ20	2φ20 + 2φ16+ 1φ20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 23: Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.

Flexión negativos (Derecha)		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m	
Área de acero nec.	3.46 cm ²	6.44 cm ²
Armado	2φ16 + 1φ20	2φ16 + 1φ20
Cortante (Izquierda)		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m	
Área de acero nec.	s/d=35	1.93 cm ³ 3.47 ²
Armado	Estribos φ8 c/21 cm	Estribos φ8 c/20 cm
Cortante (Derecha)		
Calculo manual	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m	0,30 m x 0,65 m x 7.2 m
Área de acero nec.	Cuantía mínima	6.44 cm ²
Armado	Estribos φ8 c/30 cm	Estribos φ8 c/30 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 24: Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.

Flexo compresión		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,35 m x 3.7 m	
Área de aceros nec.	10.86 cm ²	14.31 cm ²
Armado	6φ16	6φ16

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 25: Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.

Estribos		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD
Dimensiones	0,30 m x 0,35 m x 3.7 m	
Área de aceros	Separación minima	0,6 cm ²
Armado	φ6 c/15 cm	φ6 c/15 cm

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 26: Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.

Flexión lado X e Y		
Concepto	Calculo manual (flexión simple, momento reducido)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	2.50 m x 2.50 m x 0,55 m	
Área de aceros	22.5 cm ²	22.5 cm ²
Armado	9φ16 c/29 cm	9φ16 c/29 cm
Cortante lado X e Y		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	2.50 m x 2.50 m x 0,55 m	
Área de aceros	No requiere	No requiere
Armado	No requiere	No requiere

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 27: Comparación de resultados del cálculo de la losa en E.L.U.

Losa aligerada de viguetas pretensadas		
Concepto	Calculo manual	CYPECAD (2016)
Carpeta de compresión	5 cm	5 cm
Altura de canto	20 cm	20 cm(*)
Armado	1φ6c/25	1φ6c/25

Fuente: Elaboración propia.

3.6. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase (Anexo IV)

3.7. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo VI)

3.8. Costo total de la obra

Haciendo un análisis de precios unitarios se pudo obtener una cifra en bolivianos del costo de la obra bruta, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

$$\text{Costo} = 1,985,849.03 \text{ Bs}$$

Esta cifra corresponde al diseño convencional, y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo solo contempla la parte la parte de la obra gruesa del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

$$\text{Costo por m}^2 = 2,758.12 \text{ Bs}$$

Siendo el área en total de la construcción de 720 m².

Para más detalle véase los (Anexo VI y Anexo VII)

3.9 Cronograma de ejecución de la obra

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de ruta crítica en el diagrama de Gantt, con un plan de obra preestablecido, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto, el cual nos da un tiempo de:

Plazo de ejecución = 176 días hábiles

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de 13 trabajadores, para todas las actividades requeridas y estos deben ser:

3 albañiles o especialistas y 6 ayudantes

2 metalúrgicos y 2 ayudantes de metalurgia.

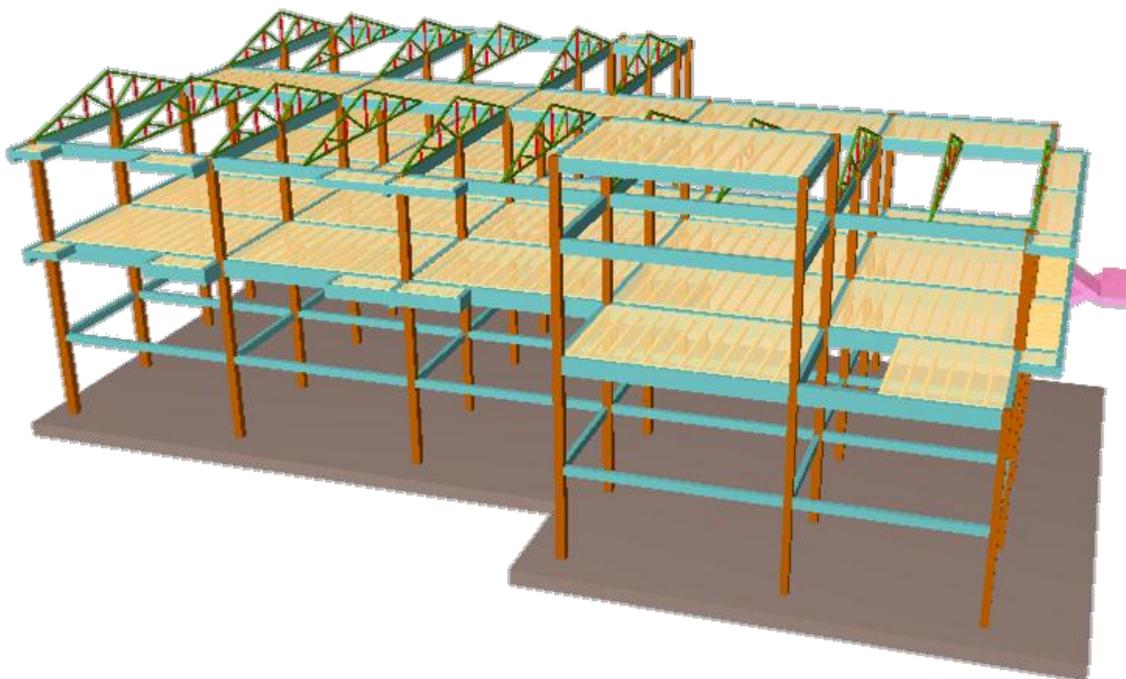
CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO “DISEÑO DE UNA LOSA DE FUNDACIÓN”

4.1. Introducción

Como aporte académico se propuso el análisis y diseño estructural de una losa de cimentación.

Figura Nro. 28: Losa de fundación.



Fuente: CYPECAD 2016.

Una losa de cimentación es una placa de hormigón apoyada sobre el terreno la cual reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo.

Las losas son un tipo de cimentación superficial que tiene muy buen comportamiento en terrenos poco homogéneos que con otro tipo de cimentación podrían sufrir asentamientos diferenciales.

Una losa de cimentación es una estructura que puede soportar varias columnas o muros a la vez, se emplea cuando hay capacidad de carga muy baja del suelo y las cargas a soportar son muy grandes.

4.2. Determinación del centro de presiones

Para el diseño de la losa de cimentación se debe determinar el centro de presiones de todo el edificio.

Las reacciones de los pilares deben estar referidas a las acciones sin mayorar, lo que significa que es la sumatoria de todas las combinaciones de carga de servicio, con tal objeto se debe determinar una resultante que viene a ser la sumatoria de todas las reacciones de los pilares, dicha resultante tiene un punto de aplicación referido a la planta del edificio.

Conocido la resultante total, reacciones de los pilares, distancia y localización de los pilares con respecto a un punto, se realiza una sumatoria de momento respecto a un eje global, de la cual se despeja el brazo o punto de aplicación de la resultante, y se aplica las siguientes ecuaciones.

$$X_C = \frac{\sum N \cdot X_i}{R_{Total}} \qquad Y_C = \frac{\sum N \cdot Y_i}{R_{Total}}$$

Donde:

Xc= Punto de aplicación de la resultante respecto a un eje global Y

Yc= Punto de aplicación de la resultante respecto a un eje global X

N= Normal do reacciones de pilares

Xi= Localización de pilar respecto a un eje global Y

Yi= Localización de pilar respecto a un eje global X

Rtotal= Resultante total de reacciones de pilares

Las resultantes o normales de los pilares fueron calculado con el programa CYPECAD 2016.

Tabla Nro. 28: Normales o reacciones de pilares.

Columna	C1	C2	C3	C4
Peso propio (KN)	102,70	171,10	192,60	203,80
Cargas muertas (KN)	77,90	130	153	116,30
Sobrecarga de uso (KN)	22,90	34,80	35,90	39,40
Q 1 (1) (KN)	26,10	36,60	31	54,70
Q 1 (2) (KN)	1,90	28,50	34,70	25,30
Suma (KN)	231,50	401	447,20	439,50
Columna	C6	C7	C8	C9
Peso propio (KN)	135	39,60	133,90	115,50
Cargas muertas (KN)	112	24,30	95,40	82,30
Sobrecarga de uso (KN)	25,10	0	9,90	11,40
Q 1 (1) (KN)	23	-2,80	29,40	24,80
Q 1 (2) (KN)	24,50	16,10	10,50	-1,20
Suma (KN)	319,60	77,20	279,10	232,80
Columna	C11	C12	C13	C14
Peso propio (KN)	161,70	169,40	166,30	1740
Cargas muertas (KN)	50,70	53,40	64,8	62,9
Sobrecarga de uso (KN)	2,60	2,30	1,10	1,40
Q 1 (1) (KN)	49,70	52,70	50	55
Q 1 (2) (KN)	49,80	52,20	50	55,60
Suma (KN)	314,50	3300	332,20	348,90

Fuente: CYPECAD 2016.

Tabla Nro. 29: Normales o reacciones de pilares.

Columna	C16	C17	C18	C19
Peso propio (KN)	120,10	209,50	193,60	194
Cargas muertas (KN)	72,70	111,20	104,50	104,80
Sobrecarga de uso (KN)	27,20	45,90	42,50	42,40
Q 1 (1) (KN)	16,60	48,40	44,70	45,10
Q 1 (2) (KN)	24	47,60	44,70	46,10
Suma (KN)	260,6	462,60	430	432,40
Columna	C21	C22	C23	C24
Peso propio (KN)	182	105,80	132,20	113,80
Cargas muertas (KN)	119,80	55,20	58,40	48,60
Sobrecarga de uso (KN)	45,70	20,20	14,80	13,10
Q 1 (1) (KN)	23	14,70	18	9,10
Q 1 (2) (KN)	18,80	-2,10	20,90	24,30
Suma (KN)	389,30	193,80	244,30	208,90
Columna	C26	C27	C28	C29
Peso propio (KN)	214,20	118,50	107,50	182,80
Cargas muertas (KN)	113,80	71,30	51,40	71
Sobrecarga de uso (KN)	47,10	27	1,4	1,4
Q 1 (1) (KN)	49,30	16,30	22,20	58,40
Q 1 (2) (KN)	50	23,50	22	58,50
Suma (KN)	474,40	256,60	204,50	372,10

Fuente: CYPECAD 2016.

Tabla Nro. 30: Normales o reacciones de pilares.

Columna	C31	C32	C33	C34
Peso propio (KN)	52,40	66,90	56,50	114,60
Cargas muertas (KN)	3,80	9,90	6,70	54,80
Sobrecarga de uso (KN)	13,80	26,40	28,40	42
Q 1 (1) (KN)	0,80	16,40	0,30	-1,60
Q 1 (2) (KN)	0,10	-9	0,60	23,60
Suma (KN)	70,90	110,60	92,50	233,40
Columna	C36	C37	C38	C39
Peso propio (KN)	80,10	31,40	31,70	51
Cargas muertas (KN)	50,80	1,80	3,10	12
Sobrecarga de uso (KN)	21	6,50	6,20	23,60
Q 1 (1) (KN)	24,50	0,10	-0,30	3,70
Q 1 (2) (KN)	-1,50	0,20	0,70	4,90
Suma (KN)	174,90	40	41,40	95,20
suma total	10911,7	KN		10911,7

Fuente: CYPECAD 2016.

Tabla Nro. 31: Brazos de cada columna en el eje X y el eje Y.

Columna	C1	C2	C3	C4	C5
Brazo en eje X (m)	1	8,20	15,40	22,60	29,80
Brazo en eje Y (m)	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80
Columna	C6	C7	C8	C9	C10
Brazo en eje X (m)	35,80	35,80	29,80	22,60	35,80
Brazo en eje Y (m)	5,80	1	1	1	10,60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 32: Brazos de cada columna en el eje X y el eje Y.

Columna	C11	C12	C13	C14	C15
Brazo en eje X (m)	29,80	22,60	15,40	8,20	1
Brazo en eje Y (m)	10,60	10,60	10,60	10,60	10,60

Columna	C16	C17	C18	C19	C20
Brazo en eje X (m)	1	8,2	15,40	22,60	29,80
Brazo en eje Y (m)	15,40	15,40	15,40	15,40	15,40

Columna	C21	C22	C23	C24	C25
Brazo en eje X (m)	35,80	35,80	29,80	22,60	15,40
Brazo en eje Y (m)	15,4	19	19	19	19

Columna	C26	C27	C28	C29	C30
Brazo en eje X (m)	8,20	1	1	8,20	15,40
Brazo en eje Y (m)	19	19	23,80	23,80	23,80

Columna	C31	C32	C33	C34	C35
Brazo en eje X (m)	18,60	18,60	18,60	15,40	8,20
Brazo en eje Y (m)	23,80	19	28,60	28,60	28,60

Columna	C36	C37	C38	C39
Brazo en eje X (m)	1	18,60	15,40	16,60
Brazo en eje Y (m)	28,60	30,50	30,50	23,80

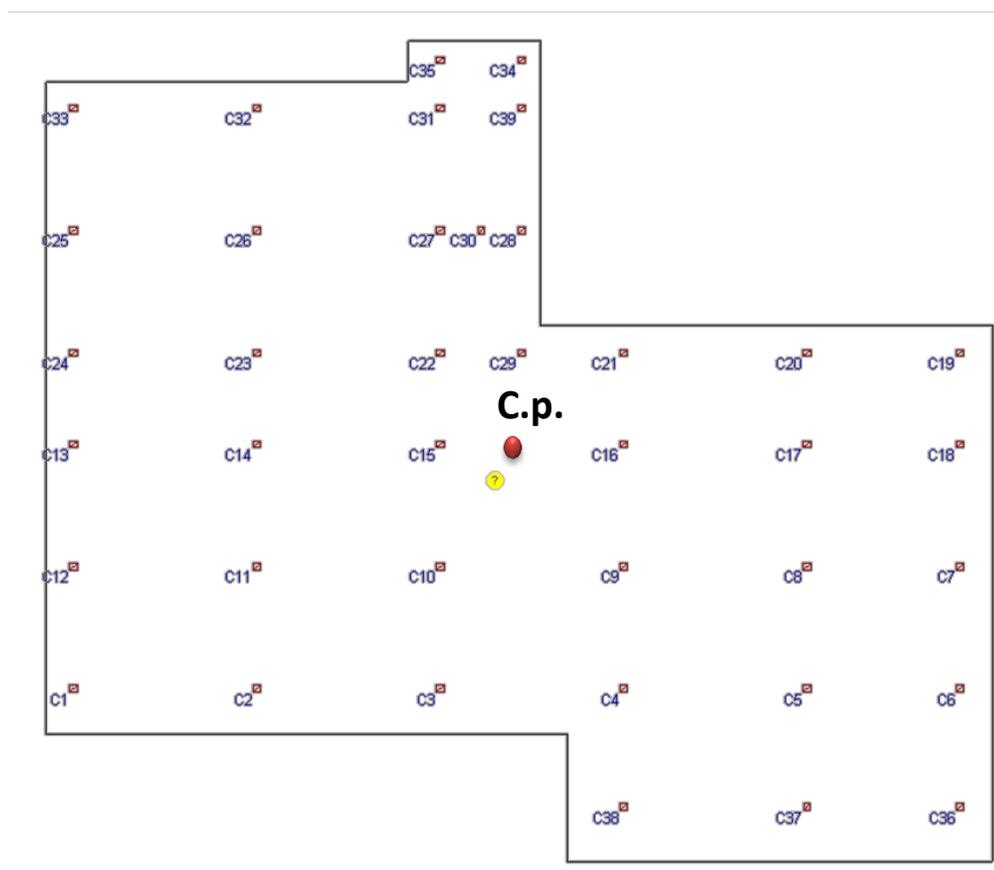
Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 33: Determinación de centro de presiones.

Columna	N (KN)	BRAZ. X (m)	BRAZ. Y (m)	Mom. (X) KN*m	Mom. (Y) KN*m
C1	231,5	1	5,80	231,50	1342,70
C2	401	8,20	5,80	3288,20	2325,80
C3	447,2	15,40	5,80	6886,88	2593,76
C4	439,5	22,60	5,80	9932,70	2549,10
C5	447,9	29,80	5,80	13347,42	2597,82
C6	319,6	101,40	5,80	32407,44	1853,68
C7	77,2	35,80	1	2763,76	77,20
C8	279,1	29,80	1	8317,18	279,10
C9	232,8	22,60	1	5261,28	232,80
C10	295,1	35,80	10,60	10564,58	3128,06
C11	314,5	29,80	10,60	9372,10	3333,70
C12	330	22,60	10,60	7458	3498
C13	332,2	15,40	10,60	5115,88	3521,32
C14	348,9	8,20	10,60	2860,98	3698,34
C15	200,9	1	10,60	200,90	2129,54
C16	260,6	1	15,40	260,60	4013,24
C17	462,6	8,20	15,40	3793,32	7124,04
C18	430	15,40	15,40	6622	6622
C19	432,4	22,60	15,40	9772,24	6658,96
C20	411,3	29,80	15,40	12256,74	6334,02
C21	389,3	35,80	15,40	13936,94	5995,22
C22	193,8	35,80	19	6938,04	3682,20

Fuente: Elaboración propia.

Figura Nro. 29: Centro de Presiones (vista en planta de la losa de fundación).



Fuente: Elaboración propia.

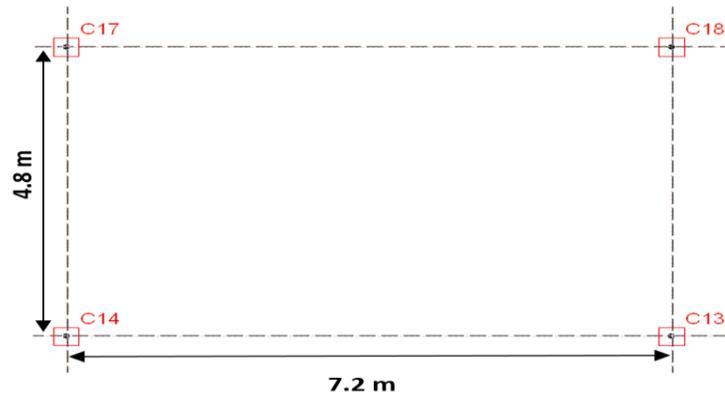
4.3. Calculo del Módulo de Balasto

El módulo de balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p , y el asiento que se produce, y , es decir $K_s = p/y$. Este parámetro tiene dimensión de peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno (esto no se le escapa a nadie) no es una constante del mismo ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno (esto se debe tener claro para introducir el dato al CYPECAD). Siendo un dato a introducir en el programa, su determinación se realiza mediante métodos empíricos de ensayo de placa de carga denominado K30 para los respectivos coeficientes de balasto de acuerdo al tipo de suelo. Normalmente, si se ha hecho un estudio geotécnico, éste le debe proporcionar el valor exacto de este módulo para las dimensiones que va a tener la losa, zapata o viga de cimentación.

Se determina con la siguiente Formula de acuerdo a la memoria de cálculo en el CYPECAD, para un suelo arenoso.

$$k_1 = \frac{Kp * (b + 30)^2}{(2 * b)^2}$$

Figura Nro. 30: Lados entre pilares.



Fuente: elaboración propia

Lado Mayor, $Lx = 7.2 \text{ m}$

Lado menor, $Ly = 4.8 \text{ m}$

Promedio de los lados

$$L = \frac{Lx + Ly}{2} = \frac{7.2 + 4.8}{2} = 6m$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Para losas de Cimentación se tiene $b = 0.7 * L = 0.7 * (6) = 4.2 \text{ m}$

$$\underline{b = 420 \text{ cm}}$$

Tabla Nro. 35: Coeficientes de Balasto.

Clases de suelo	Coefficiente de balasto (kg/cm³)		
Suelo ligero de turba y cenagoso	0.5	-	1.0
Suelo pesado de turba y cenagoso	1.0	-	1.5
Arena fina de ribera	1.0	-	1.5
Capas de humus, arena y grava	1.0	-	2.0
Tierra arcillosa mojada	2.0	-	3.0
Tierra arcillosa húmeda	4.0	-	5.0
Tierra arcillosa seca	6.0	-	8.0
Tierra arcillosa seca dura	10.0	-	
Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8.0	-	10.0
Lo mismo con muchas piedras	10.0	-	12.0
Grava fina con mucha arena fina	8.0	-	10.0
Grava media con arena fina	10.0	-	12.0
Grava media con arena gruesa	12.0	-	15.0
Grava gruesa con arena gruesa	15.0	-	20.0
Grava gruesa con poca arena	15.0	-	20.0
Grava gruesa con poca arena, muy firmemente estratificada	20.0	-	25.0

Fuente: Memoria de cálculos CYPECAD 2016.

De acuerdo a la tabla del profesor Rodríguez Ortiz y el tipo de suelo (Arena Fina) el coeficiente de balasto Promedio es:

$$\underline{Kp = 1.3 \text{ Kp/cm}^3}$$

$$k_1 = \frac{Kp * (b + 30)^2}{(2 * b)^2} = \frac{1.3 * (420 + 30)^2}{(2 * 420)^2} = 0.37308 \text{ Kp/cm}^3$$

$$\underline{k_1 = 0.37308 \text{ Kp/cm}^3}$$

$$k_1 = 0.37308 \text{ Kp/cm}^3 * \frac{0.001 \text{ Tn} * (100 \text{ cm})^3}{1 \text{ Kp} * (1 \text{ m})^3} = 373.08 \text{ Tn/m}^3$$

$$k_1 = 373.08 \text{ Tn/m}^3 * \frac{1000 \text{ kg}}{1 \text{ Tn}} * 10 \text{ m/s}^2 = 3730800 \text{ N/m}^3 * 10^{-3} = 3730.8 \text{ KN/m}^3$$

Módulo de balasto determinado

$$\underline{k_1 = 3730.8 \text{ KN/m}^3}$$

4.4. Diseño en planta de la losa de fundación

Para determinar el diseño en planta de la losa de fundación se determinó el centro de gravedad de la losa vista en planta que debe estar lo más próximo posible al centro de presiones de la estructura, donde las diferencias de excentricidades tanto en x y y sean despreciables para no generar momentos y la fundación trabaje idealmente como indica los lineamientos en la norma CBH-87.

1ra Tentativa

Para la primera tentativa se colocó 0.5 m en los lados externos de los pilares de toda la estructura, tomando en cuenta que la tensión admisible del suelo es demasiado bajo.

Tabla Nro. 36: Hoja de cálculo determinación del centro de gravedad Ira tentativa.

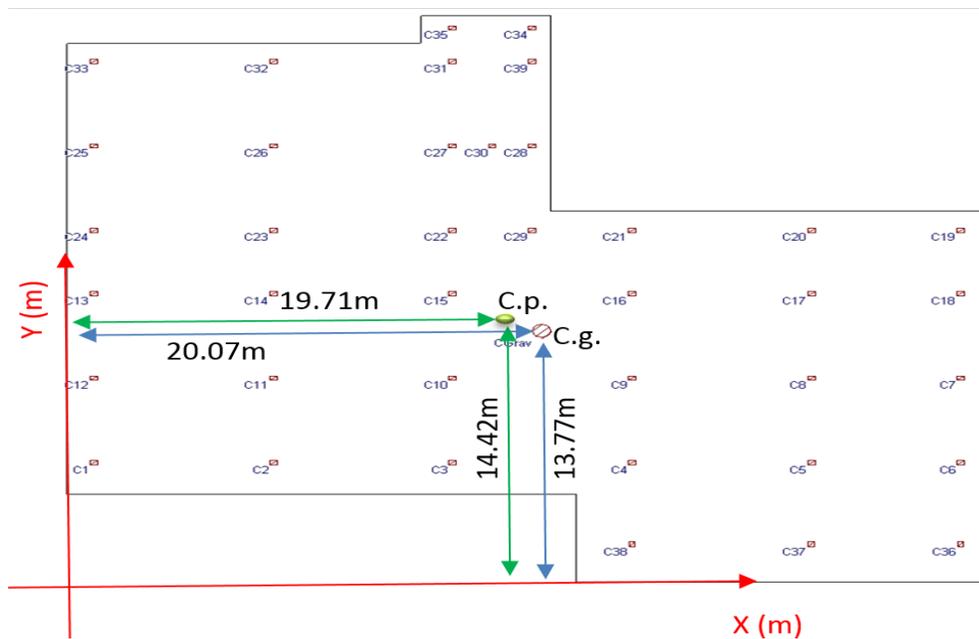
a	b	Bx	By	Lx	Ly
4,2	1,90	2,10	0,95	14,40	28,60
18,6	9,60	9,30	4,80	0	19,00
43	14,20	21,50	7,10	0	4,80
14,2	4,80	7,10	2,40	28,80	0
Figura	Xcg	Ycg	Area	A*Xcg	A*Ycg
1	16,50	29,55	7,98	131,67	235,81
2	9,30	23,80	178,560	1660,61	4249,73
3	21,50	11,90	610,60	13127,90	7266,14
4	35,90	2,40	68,160	2446,94	163,58
Total			865,3	17367,122	11915,261

Centro de grav. de la losa

de fundación $X_{cg} = 20,0706368 \text{ m}$

$Y_{cg} = 13,7700925 \text{ m}$

Figura Nro. 31: Centro de gravedad Ira tentativa para la losa de fundación.



Fuente: Elaboración propia.

2da Tentativa

Tabla Nro. 37: Hoja de cálculo determinación del centro de gravedad 2da tentativa.

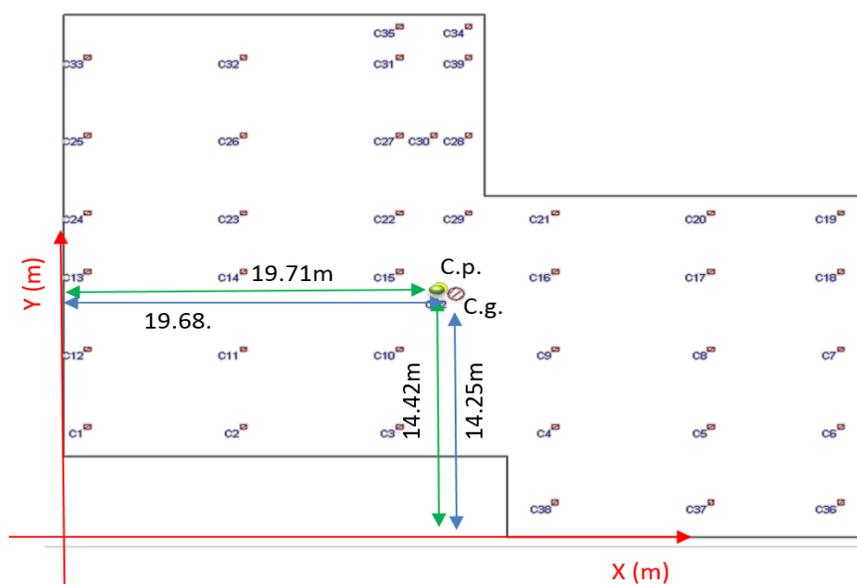
a	b	Bx	By	Lx	Ly
18,60	1,90	9,30	0,95	0	28,60
18,60	9,60	9,30	4,80	0	19,00
43,00	14,20	21,50	7,10	0	4,80
14,20	4,80	7,10	2,40	28,80	0
Figura	Xcg	Ycg	Area	A*Xcg	A*Ycg
1	9,30	29,55	35,34	328,66	1044,30
2	9,30	23,80	178,56	1660,61	4249,73
3	21,50	11,90	610,60	13127,90	7266,14
4	35,90	2,40	68,16	2446,94	163,58
Total		892,66	17564,114	12723,749	

Centro de grav. de la losa

de fundación $X_{cg} = 19,676152 \text{ m}$

$Y_{cg} = 14,253746 \text{ m}$

Figura Nro. 32: Centro de gravedad 2da. tentativa de la losa de fundación.



Fuente: Elaboración propia.

3ra Tentativa

Tabla Nro. 38: Hoja de cálculo determinación del centro de gravedad 3ra tentativa.

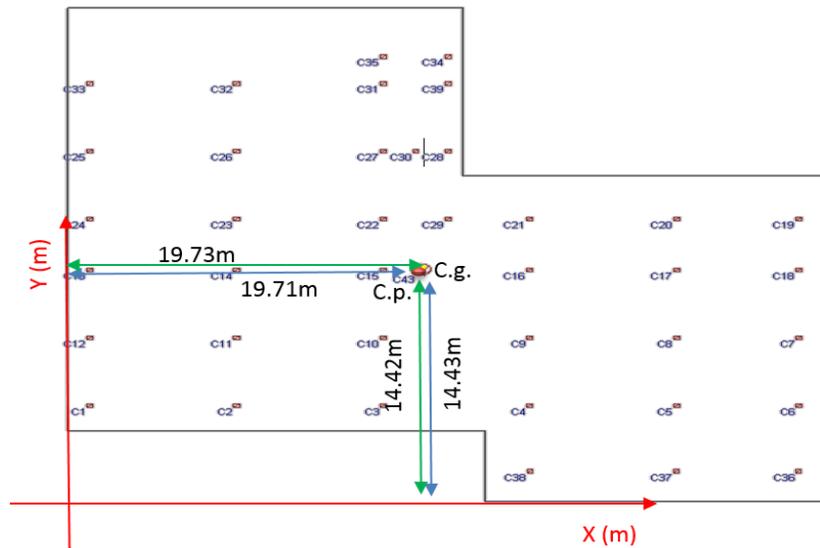
a	b	Bx	By	Lx	Ly
18,6	2,20	9,30	1,10	0	28,60
18,6	9,20	9,30	4,60	0	19,50
43	14,60	21,50	7,30	0	4,80
14,2	4,80	7,10	2,40	28,80	0
Figura	Xcg	Ycg	Area	A*Xcg	A*Ycg
1	9,30	29,70	40,92	380,56	1215,32
2	9,30	23,60	171,12	1591,42	4038,43
3	21,50	12,10	627,8	13497,70	7596,38
4	35,90	2,40	68,16	2446,94	163,58
Total			908	17916,616	13013,72

C.g. de toda la losa de fundación

Xcg = 19,731956 m

Ycg = 14,42652 m

Figura Nro. 33: Centro de gravedad definitivo.



Fuente: Elaboración propia.

Centro de gravedad definitiva de la losa de fundación

Realizado los diferentes cálculos interactivos con distintas figuras geométricas para poder encontrar el centro de gravedad más próximo al centro de presiones de la estructura, el más aproximado es: $C_{gx} = 19.73\text{m}$; $C_{gy} = 14.43\text{m}$

Siendo los centros de presiones: $C_{px} = 19.71\text{m}$ $C_{py} = 14.42\text{m}$

Entonces el centro de gravedad para el diseño en planta es de la alternativa 3.

X centro de gravedad = 19.73 m

Y centro de gravedad = 14.43 m

Tabla Nro. 39: Comparación centro de presiones y centro de gravedad.

Centro de gravedad		Centro de presiones	
Cgx	19.73m	Cpx	19.71m
Cgy	14.43m	Cpy	14.42m

Fuente: Elaboración propia.

4.5. Diseño del canto de la losa de fundación

Se realizó diferentes interacciones para diseñar el canto de la losa comenzado con un canto definido, con el criterio para diseño de zapatas aisladas y no sobredimensionar la losa.

Se inició a diseñar con un canto de losa la más sencilla y aceptable de 0.35 m, este canto no cumplió ya que en algunos puntos de la losa donde la tensión admisible de suelo está por debajo de la actuante y existe muchas armaduras de punzonamiento.

El segundo canto se tomó de 0.40 m con este canto se cumple la tensión admisible, pero aún se tenía mucha armadura de punzonamiento en varias columnas haciendo que la losa requiera demasiada armadura.

El tercer canto se calculó con 0.45 m, con este canto se cumple la tensión admisible del suelo en toda la losa de fundación, siendo no necesario las armaduras de punzonamiento, generando cuantías mínimas y con una losa de fundación rígida como indica la norma CBH - 87.

Canto de la losa de fundación.

$$D \text{ (canto de la losa)} = 0.45 \text{ m}$$

4.6. Costo de la Losa de fundación

El costo de la losa de fundación llega a ser con todos los ítems requeridos casi la mitad del costo de toda la obra ya que se requiere un gran movimiento de suelo y un volumen de hormigón considerable.

El costo de la losa de fundación es de 852.796,12 Bs. Incluye movimiento de tierras, armado de acero, hormigonado y relleno más compactado con maquinaria y material seleccionado para el relleno.

Para el detalle de volúmenes y costo de la losa de fundación ver Anexo IV, V y VI.

4.7. Análisis técnico y económico de la losa de fundación

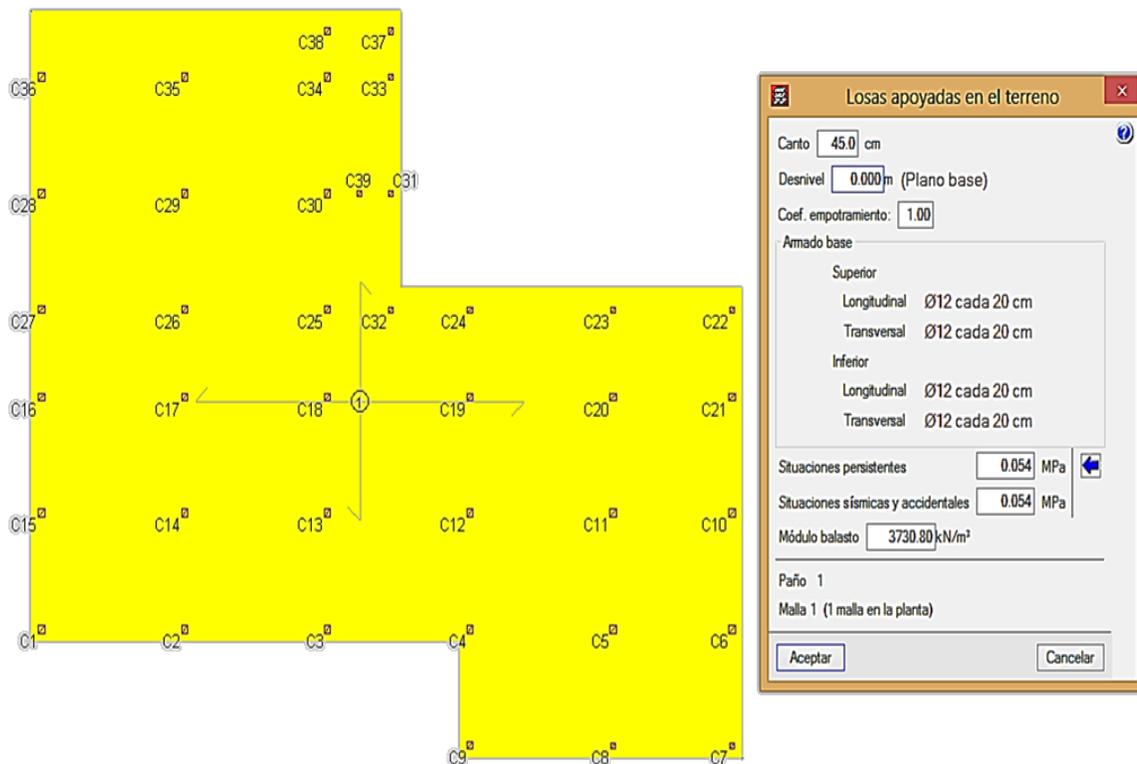
El diseño de la geometría de la losa de fundación, su centro de gravedad con el centro de presiones existe una diferencia despreciable que no se generan momentos, donde la armadura base y los refuerzos se distribuyen de mejor manera.

La excentricidad en el eje x de 0.02 m ó 2cm es despreciable por el tamaño de la obra, ya que no genera momentos tanto en el eje x como en el eje y.

El canto de la losa de fundación es considerable pero cumple con lo que indica la norma CBH – 87, por lo cual se requerirá un volumen apreciable de hormigón pero con cuantías mínimas sin requerir armadura para el punzonamiento

Como se puede apreciar el costo del proyecto construido con la losa de fundación de acuerdo al esfuerzo admisible del suelo obtenido a una profundidad de 1.5 m por debajo de la cota de fundación que es de 0.54 kg/cm^2 , tiene un costo de 852.796,12 Bs. con un presupuesto de casi la mitad de toda la obra pero tomando en cuenta el relleno y compactado con material seleccionado. Siendo un precio considerable se garantiza la estabilidad de la estructura sobre el sustrato de arena.

Figura Nro. 34: Resultados de la losa de fundación.



Fuente: CYPECAD 2016.

4.8. Comparación técnica y económica de la cimentación del proyecto con el aporte académico.

Tabla Nro. 40: Comparación de resultados.

Movimiento de suelo		
Concepto	Zapatatas aisladas	Losa de fundación
Área de construcción	650.70 m ²	
Volumen de Excavación	651,48 m ³	1199,31 m ³
Volumen de relleno y compactado	491.51 m ³	828,69 m ³

Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 41: Comparación de resultados.

Material		
Concepto	Zapatas aisladas	Losa de fundación
Área de construcción	650.70 m ²	
Volumen de Hormigón	79.89 m ³	359.79 m ³
Cantidad de acero	2479.43 Kg	17946 Kg
Hormigón de Limpieza	8.33 m ³	39.98 m ³

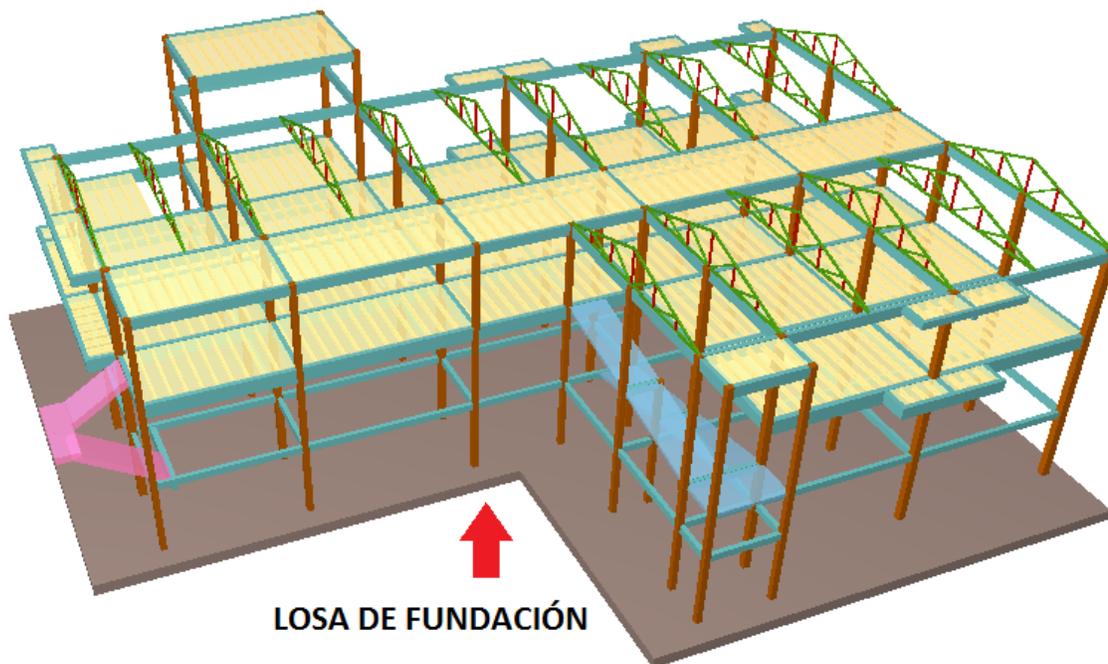
Fuente: Elaboración propia.

Tabla Nro. 42: Comparación de resultados.

Material		
Concepto	Zapatas aisladas	Losa de fundación
Área de construcción	650.70 m ²	
Costo de excavación	24.228,54 Bs.	27.407,21 Bs.
Relleno y compactado	91.568.31 Bs.	120.424,24 Bs.
Hormigón de Limpieza	5.413,00 Bs.	25.505,44 Bs.
Concepto	Hormigón Armado	
Hormigón	280.420,29 Bs.	266.049,60 Bs.
Acero		375.325,9 Bs.
Costo Total	401630.14 Bs.	814712.39 Bs.

Fuente: Elaboración propia.

Figura Nro. 35: Vista de la placa de fundación.



Fuente: CYPECAD 2016.

4.9. Conclusiones del aporte académico

Se concluye que con el diseño de la losa de fundación para ese esfuerzo portante del suelo cumplen con los requisitos de seguridad de capacidad de carga.

Para el diseño de la fundación es aceptable ya que con este tipo de fundación garantiza la estabilidad de estructura, y con esto se soluciona el problema de trabajar sobre un suelo demasiado desfavorable para construcción de estructuras muy importantes.

Como aporte académico se propuso el diseño estructural sobre un suelo de mala calidad y diseñar la losa de fundación con criterios técnicos y económicos siguiendo los lineamientos de la norma CBH-87.