

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

1. CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1. El problema

La comunidad de Yaguacua cuenta con una posta de salud precaria la cual no cuenta con el equipamiento ni con el personal necesario para brindar una buena atención hospitalaria a su población, así mismo las comunidades cercanas como Sacha Pera, Caiza y Sunchal no cuentan con ningún centro de salud que pueda cubrir sus necesidades básicas de atención médica.

Con el diseño estructural del Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua se pretende solucionar el principal problema que es la deficiente y precaria atención médica existente en la comunidad de Yaguacua y demás comunidades aledañas. Como consecuencia que no existe un centro de salud adecuado para la atención médica en dicha comunidad, la población realiza un gasto económico en transporte a otras ciudades, con este fin se propone la construcción de un Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua que satisfaga las necesidades de la población y sus alrededores posibilitando de esta manera el acceso a mejores condiciones de atención médica y la disminución del traslado de los pacientes a otras ciudades.

1.1.1. Planteamiento.- La población de la comunidad de Yaguacua no cuenta con una infraestructura de salud adecuada que brinde una buena atención médica y responda a las necesidades de la población de dicha comunidad, debido a la falta de infraestructura.

La problemática de la deficiente atención médica de la comunidad de “Yaguacua” se genera por las siguientes causas.

- Infraestructura deficiente.
- Falta de equipamiento y personal médico.
- Los pacientes optan por trasladarse a otras comunidades en busca de una mejor atención médica.
- Falta de una nueva infraestructura de salud.
- Atención deficiente de salud.

De mantenerse la situación actual se incrementará la demanda de atención médica de la población, como así el disgusto de la población por la falta de una mejor infraestructura de salud lo que producirá la necesidad de la población de trasladarse a otras comunidades en busca de una mejor atención médica, en el presente trabajo se determinará la alternativa de solución al problema, por lo que hace necesario plantear como solución. Las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes destinados a ampliar la atención médica.
- Construcción del Nuevo Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua.

A consecuencia de los hechos actuales que atraviesan la población de Yaguacua, se generaran situaciones que afectan directamente a la población de dicha comunidad, generando una serie de conflictos sociales.

Dichas situaciones futuras son:

- Perjuicio a los pacientes de la comunidad de Yaguacua, ya que, si no se define una alternativa de solución al problema, se seguirá generando un alto déficit de atención médica.
- El posible fallecimiento de algunos pacientes por la falta de una atención médica rápida, oportuna y eficiente.
- Traslado de los pacientes a otras comunidades en busca de una mejor atención médica.
- Considerables gastos económicos de los pacientes, cuando tienen que trasladarse a comunidades vecinas, al ver que en la comunidad de Yaguacua no cuenta con una infraestructura de salud apropiada.

1.1.2. Formulación.- Con la construcción de una nueva infraestructura de salud en la comunidad de Yaguacua se puede solucionar el problema. Por consiguiente, las demás posibles alternativas de solución se descartan. De manera que, en base al análisis planteado en el presente proyecto, la alternativa que solucionara el problema, es la “Construcción del Nuevo Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua”.

1.1.3. Sistematización.- Con la alternativa definida se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementaran en el diseño estructural del hospital, donde sistematizó contemplando lo siguiente.

En función a los planos arquitectónicos se plantea para el diseño estructural lo siguiente:

Estructura de entresijos y cubierta: Losas alivianadas de viguetas pretensadas.

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

Estructura de cimentación: Cimentación de zapatas aisladas de H°A°

Estructura de las escaleras: Escaleras de H°A°.

De ahora en adelante este diseño será denominado como **convencional**.

1.2. Objetivos

1.2.1. General.- Realizar el diseño estructural del Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua, garantizando el cumplimiento de las bases de cálculo dispuestas por la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87.

1.2.2. Específicos.- Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos para determinar la capacidad portante del terreno.
- Diseñar las cimentaciones de acuerdo al tipo de suelo de fundación.
- Diseñar los elementos estructurales de hormigón armado siguiendo lo especificado en la norma CBH-87.
- Hacer el análisis del efecto P delta en la estructura.
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto
- Determinar el plazo de ejecución estimado.
- Realizar planos estructurales.

1.3. Justificación

1.3.1. Técnica.- Se realizará el cálculo estructural con el software CYPECAD, para diseñar las estructuras de sustentación del edificio, verificando manualmente los resultados obtenidos por el programa, aplicando los conocimientos de ingeniería civil aprendidos en la carrera.

1.3.2. Académica.- Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño de edificaciones de hormigón armado, realizando el dimensionamiento de todos los elementos intervinientes adecuadamente y según las normativas vigentes.

1.3.3. Social institucional.- Contribuir a la población de Yaguacua con el diseño estructural del Centro de Salud de Segundo Nivel, este proyecto brindará un mejoramiento en la atención médica en Yaguacua y comunidades cercanas, por lo cual disminuirá los índices de enfermedades porque contará con atención en las especialidades de medicina interna, cirugía, pediatría, gineco-obstetricia anestesiología y con servicios complementarios de diagnóstico y tratamiento, coordinando las acciones con el Seguro Básico de Salud.

1.4. Alcance del proyecto

Teniendo clara la idea de que es lo que se pretende realizar, es muy importante definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para poder llevar a cabo satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance principal se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación de la edificación, así como la cubierta de losa y los entresijos, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

En cuanto a las instalaciones de agua potable y sanitaria, solo se cuantificará el precio de los artefactos sanitarios que se presentan en los planos arquitectónicos, no llegando a elaborar su diseño debido a que el proyecto está enfocado al diseño estructural como prioridad, en cuanto a las instalaciones eléctricas y de gas no se las realizará y tampoco se las cuantificará en el análisis de costos.

1.5. Localización

El emplazamiento de la nueva infraestructura del Hospital de segundo nivel, que se planea diseñar y construir se encuentra ubicado en un área verde de la comunidad de Yaguacua con las siguientes coordenadas 21 ° 43 'S, 63 ° 34' W provincia Gran Chaco del Departamento de Tarija.

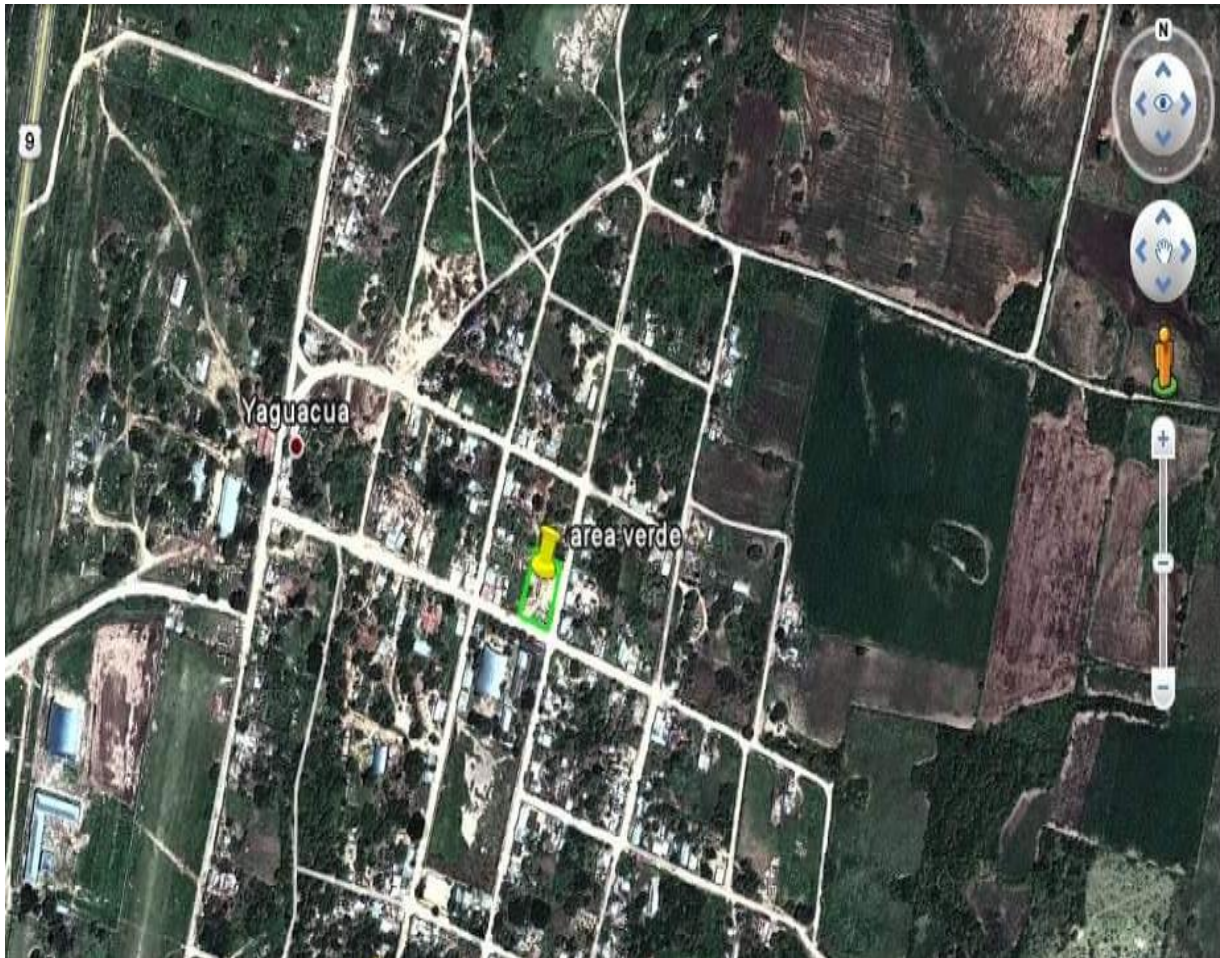


Figura 1.1 Ubicación general del proyecto (fuente: Google heart)

1.5.1. Disponibilidad de servicios.- El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: Agua potable, administrado por EMAPYC (Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Yacuiba), energía eléctrica administrada por SETAR (Servicios Eléctricos de Tarija), gas domiciliario administrado por EMTAGAS (Empresa Tarijeña del Gas).

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2. CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

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

Los planos del levantamiento topográfico del presente proyecto fueron proporcionados por la Secretaría de Obras Públicas y Energía del Gobierno Autónomo Regional del Chaco Tarijeño-Yacuiba.

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 de suelos y cimentaciones de la norma española, 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 ESTANDAR SPT-ASTM 1586, ésta 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.

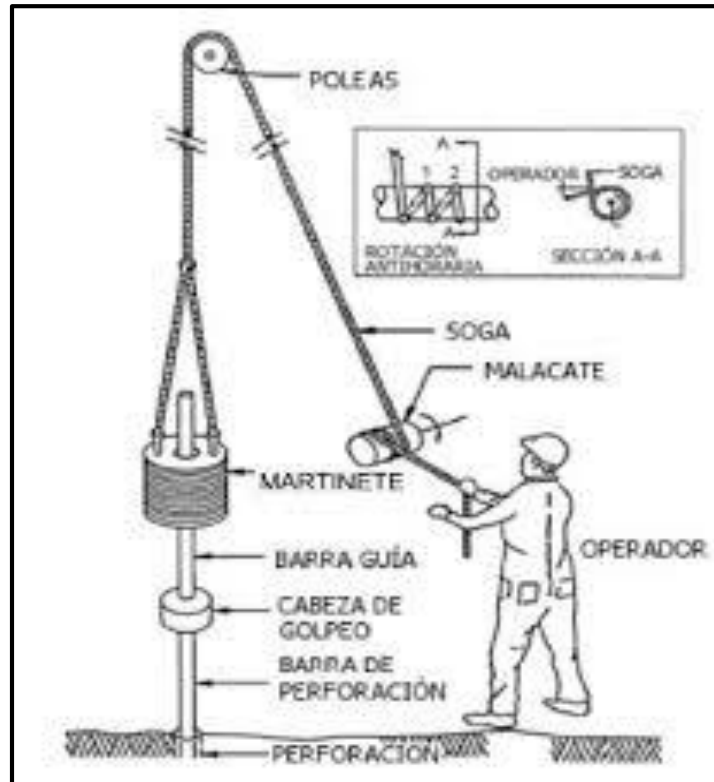


Figura 2.1 Esquema de la prueba SPT (fuente norma E050 de cimentación)

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, aún cuando esta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de estos. 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, con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

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 utilizará la norma DBSE-AE del 2007 que es la normativa para cargas de servicio en edificios según 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 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 2.1.
Resistencia característica del hormigón**

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H 12.5	H15	H 17.5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Norma CBH-87

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 coqueas. 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 tomará 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 2.2.
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 2.3.
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 entendiéndose 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 solicitaciones normales y por solicitaciones 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 2.4.
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 2.5.
Coefficientes 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:

Coefficientes de minoración del acero..... $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de minoración del hormigón..... $\gamma_c = 1.50$

Coefficiente 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 $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

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

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

Donde:

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 de ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

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

$\gamma_{fg} = 1,50$ Si el efecto de las cargas permanentes 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 sólo 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 sollicitaciones 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 sollicitaciones 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 sollicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite 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.

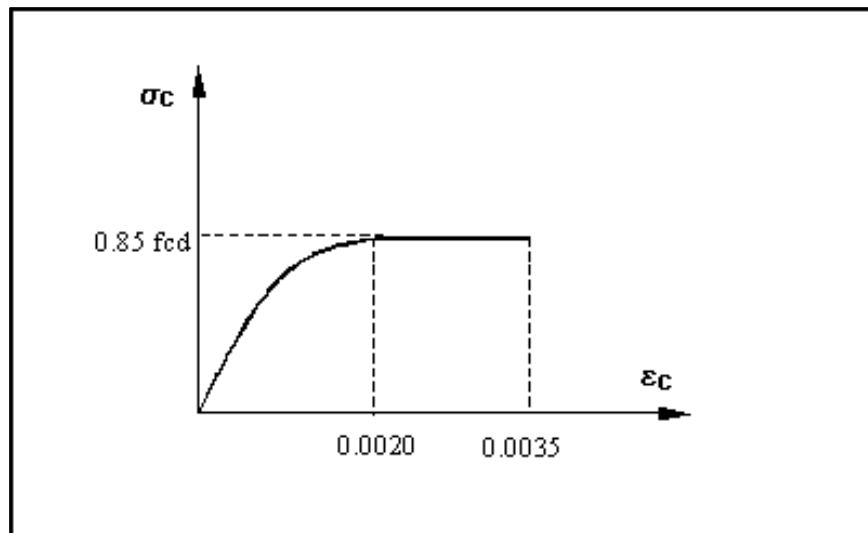


Figura 2.2. Diagrama parábola rectángulo (fuente: Norma CBH-87)

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).

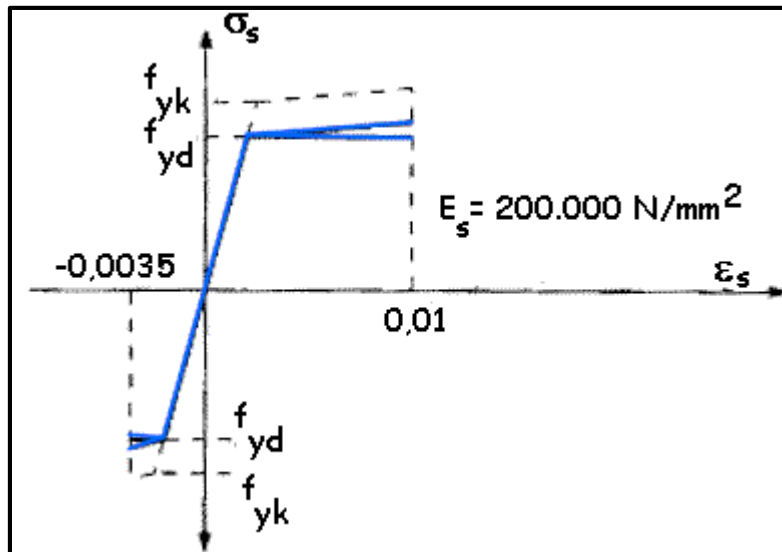


Figura 2.3. Diagrama tensión deformación del acero (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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.

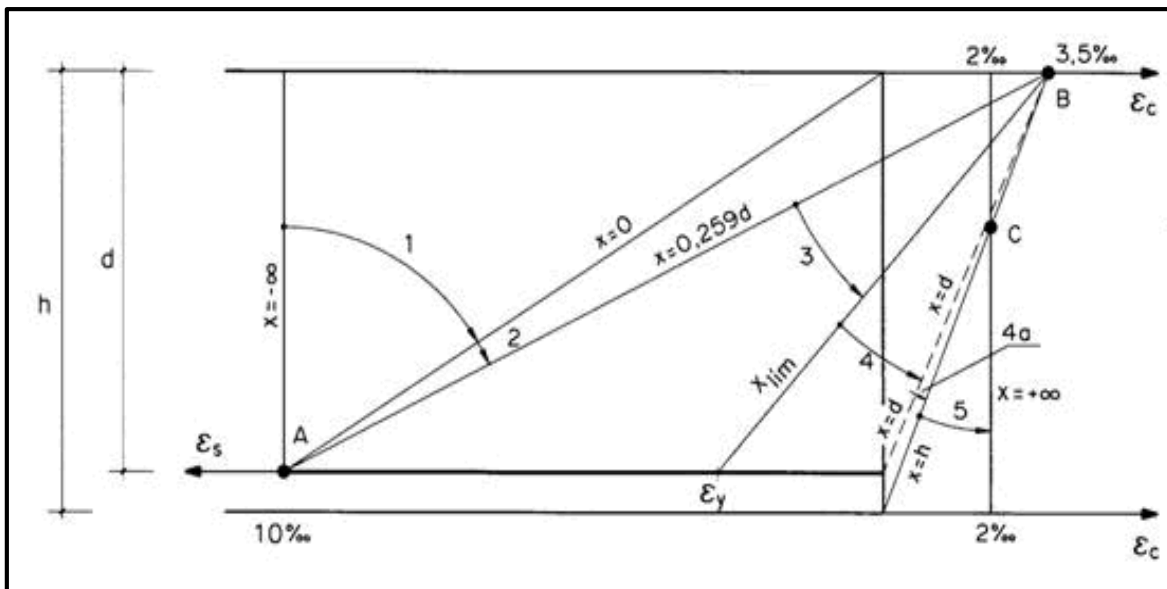


Figura 2.4. Dominios de deformación (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 $0.259*d \leq x \leq x_{lim}$ 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 $0.85*f_{cd}$. 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.

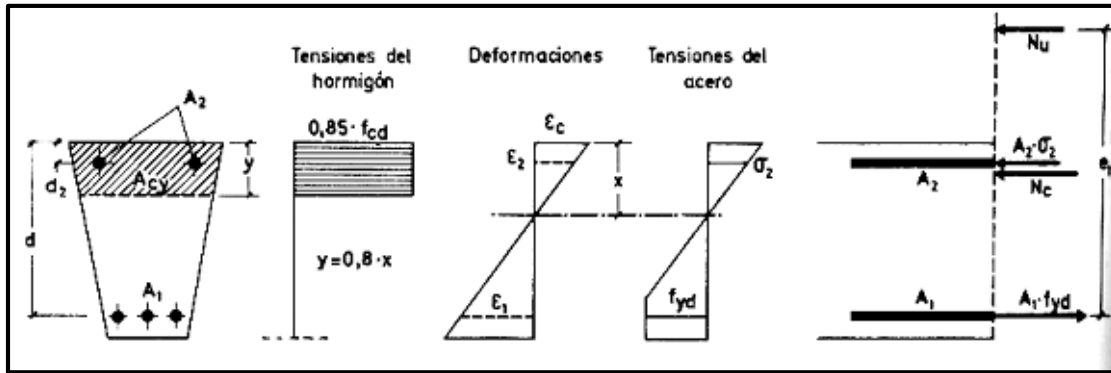


Figura 2.5. Sección sometida a flexión simple (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 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 2.6.), corresponde a este caso las solicitaciones de compresión con débiles excentricidades.

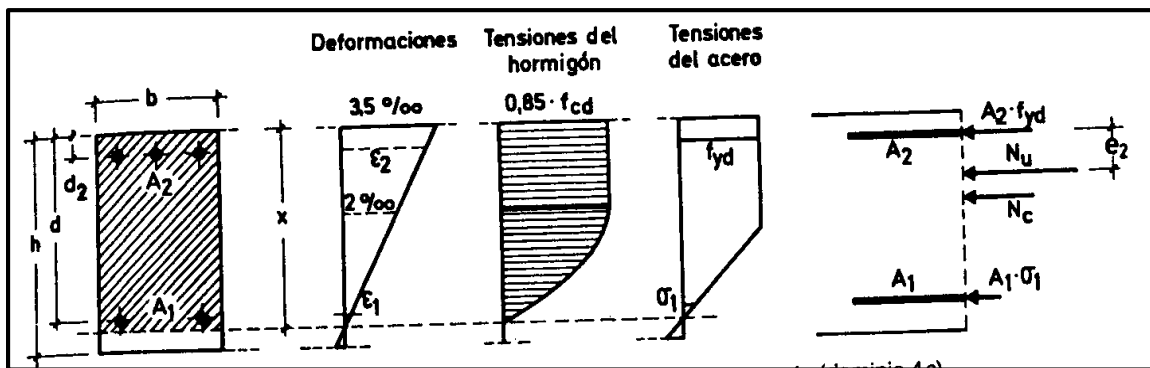


Figura 2.6. Sección sometida a compresión (fuente: H. A. Jiménez Montoya)

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 último 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.XI).

Debe tenerse en cuenta que para pequeñas excentricidades, se han tomado momentos respecto a la armadura más comprimida, lo que tiene ventajas 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 del 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:

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

Donde:

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_s y S_x son el área transversal de aceros y la separación de estribos.

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:

$$\begin{aligned} S_t &\leq 30cm \\ S_t &\leq 0.85 \cdot d \\ S_t &\leq 3 \cdot b \end{aligned}$$

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:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right) + A'_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

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:

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

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

Donde:

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 “ Γ ”, 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.

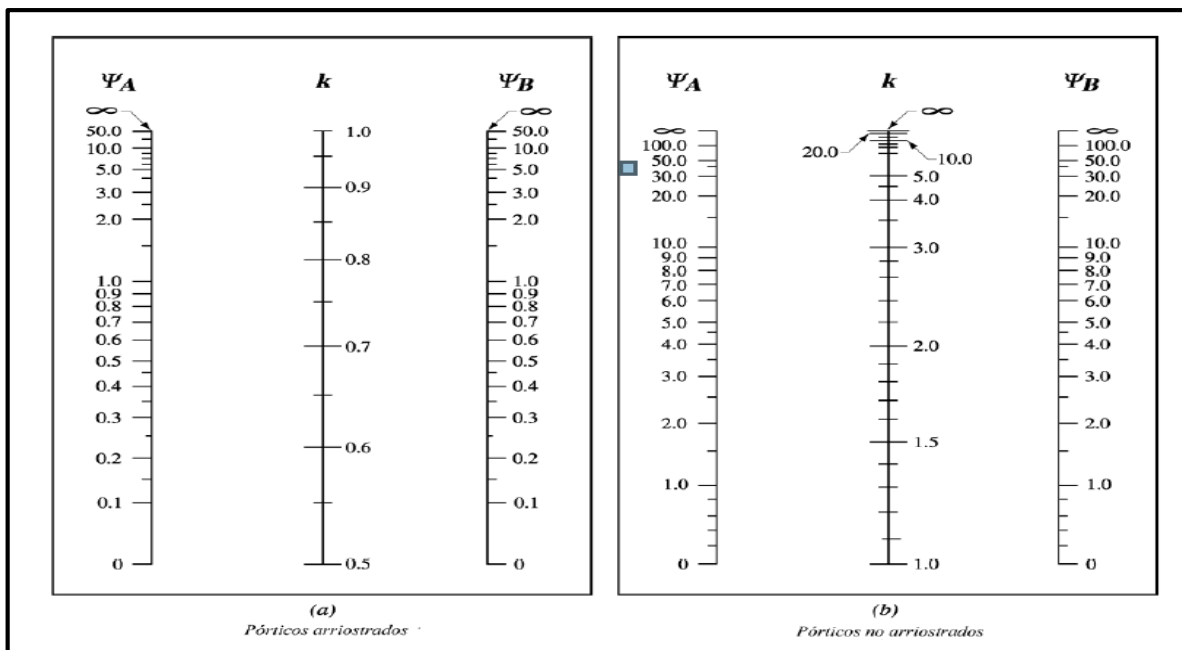


Figura 2.7. Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos (Norma CBH-87).

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 2.6.
Coefficientes 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:

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

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

Donde:

e_e = excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0.6e_2 + 0.4e_1 \text{ para soportes intraslacionales.}$$

$$e_e = e_2 \text{ para soportes traslacionales.}$$

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 $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$.

2.5.9.4. 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:

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

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.

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

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

Donde:

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 “Cálculo 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:

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

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:

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

2.5.10. 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.

2.5.10.1. 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:

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

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.

2.6. 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.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
 - Bonos y Primas.
 - Incidencia de la Inactividad.
 - Cargas Sociales:
 - Incidencia de los Subsidios.
 - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
 - Incidencia de la Antigüedad.
 - Otros.
- b) **Costos indirectos.-** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra

2.8. Cómputos métricos

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

2.9. Presupuesto del proyecto

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

Para el desarrollo de una buena evaluación económica se utiliza el método de los precios unitarios el cual se basa en cubicar los ítems de la obra, cuantificar los insumos de materiales que se requiera para construir una unidad de cada determinado ítem, valorar la unidad más gastos de impuestos, mano de obra, gastos administrativos y utilidades, para finalmente

multiplicar estos precios unitarios por los volúmenes de la obra y con esto se suman todos los valores de los ítems en conjunto y se estima el precio total de la obra.

2.10. Cronograma de ejecución del proyecto

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

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

El diagrama de PERT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación donde se muestran las actividades en modo de casillas sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra, pudiendo ser más entendible para el ejecutor.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

Los resultados obtenidos de la aplicación de los conceptos del marco teórico al Diseño Estructural del Nuevo Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua, se presentan el siguiente capítulo.



Figura 3.1. Vista en perspectiva del edificio (fuente: Plano Arquitectónico)

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

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico con el manejo de la ESTACIÓN TOTAL–SOKKIA SET 630RK y de este se obtienen las curvas de nivel y la ubicación de las coordenadas del terreno para el emplazamiento de la estructura.

El terreno asignado para la construcción del Nuevo Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua tiene una superficie de 2650 m²; donde se tiene 50 m de frente por 53 m lateralmente, topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 1%.



Figura 3.2. Lugar de Emplazamiento (fuente: elaboración propia)

3.3. Análisis y resultados del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de penetración estándar “S.P.T.” en el área de emplazamiento. Dicho ensayo se realizó en tres pozos, con una profundidad de hasta 3,5 m en cada uno. También se extrajo el material necesario para realizar los ensayos correspondientes para su clasificación.

Para el Pozo N°1 se realizó el ensayo a 2 y 3,5 m donde se pudo determinar el mismo tipo de suelo en el estrato, que clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “CL” arcilla inorgánica de baja compresibilidad, con una capacidad portante de 1,62 y 1,77 kg/cm² respectivamente con características medianamente compacta.

Para el Pozo N°2 también se realizó el ensayo a 2 y 3,5 m donde se pudo determinar el mismo tipo de suelo en el estrato, clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “CL” arcilla inorgánica de baja compresibilidad, con una capacidad de 1,65 y 1,81 kg/cm² respectivamente también posee característica medianamente compacta.

Por su parte, en el Pozo N°3 también se realizó el ensayo a 2 y 3,5 m donde se pudo determinar el mismo tipo de suelo en el estrato, clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “CL” arcilla inorgánica de baja compresibilidad, con una capacidad de 1,60 y 1,75 kg/cm² respectivamente también posee característica medianamente compacta.

Una vez analizado los dos pozos con calicatas de hasta 3,5 m de profundidad se llegó a la conclusión que se posee un terreno favorable con las mismas características en toda la zona de emplazamiento, como así también la capacidad portante del suelo es buena y firme, apta para ser fundada, por lo que para el proyecto se empleará cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas a una profundidad de 2 metros y un esfuerzo admisible del suelo de $1,60 \text{ kg/cm}^2$.

El detalle de las planillas del estudio de suelos se encuentra adjunta en anexos del presente trabajo.

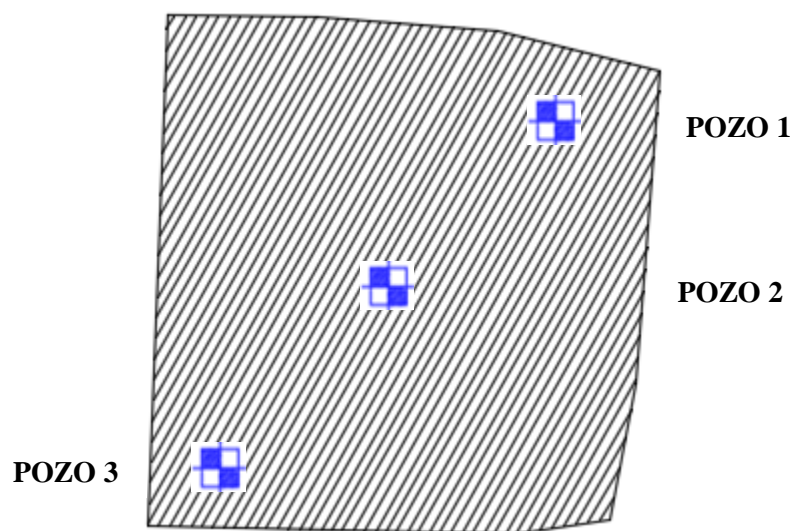


Figura 3.3. Ubicación de pozos de estudio (fuente: elaboración propia)

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, 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:

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

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 $\text{m}^2 = 34 \text{ kg/m}^2$ (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).

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

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

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

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

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 usará en la planta baja y el segundo se utilizará en el resto 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 (catálogo INCERPAZ).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{Peso}_{\text{muro}} = 2.19\text{KN}/1\text{m}^2 = 2.2\text{KN}/\text{m}^2$$

Peso de muro de ladrillo de 6 H e = 12 cm con revoque y planchado por m^2 :

Datos:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 tomará en cuenta la altura del muro de 3,10 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 3,1m de altura de ladrillo 6H e=18cm

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 2.2KN / m^2 = 6.8KN / m$$

CM (muro e=18cm con ventana) = 6,8 KN/m

Peso lineal de muro de 3,1 m de altura de ladrillo 6H e = 12 cm:

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 1.6KN / m^2 = 4.96KN / m$$

CM(muro e=0,12m) = 4,96 KN/m

Peso lineal de muro de 3,1 m de altura de aluminio y vidrio:

$$Peso_{muro} = 3.1m \cdot 0.28KN / m^2 = 0.87KN / m$$

CM(muro de carpintería de aluminio) = 0,87 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.

3.4.2. Análisis de cargas Vivas.- La sobrecarga de uso en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre el por razón de su uso: personas, muebles, instalaciones amovibles, materias almacenadas, etc.

- **Sobrecarga en azotea**

Se tomará una sobrecarga de uso para azoteas accesibles privadamente de 1,50 KN/m².

- **Sobrecarga en entresijos**

Se tomará una sobrecarga de uso de 3 KN/m² que es una sobrecarga de uso para oficinas públicas.

- **Sobrecarga de balcones o volados**

Los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con una sobrecarga superficial, actuando en toda su área, igual a la de las habitaciones con que comunican, más una sobrecarga lineal, actuando en sus bordes frontales, de 2 KN/m.

- **Sobrecarga en las escaleras**

La sobrecarga de uso que se utilizará para las escaleras es de 4 KN/m².

A continuación, se tiene una tabla utilizada como referencia para determinar las sobrecargas de usos para la estructura.

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
A. Azoteas	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
B. Viviendas	
Habitaciones de viviendas	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
D. Oficinas y comercios	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
E. Edificios docentes	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
G. Calzadas y garajes	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

Fuente: Jiménez Montoya "Hormigón Armado", 13ª Edición; Tabla 3.1.

3.5. Cálculo 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-500 control normal, el tamaño máximo de árido será de 19 mm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

TABLA 3.2.
Datos de entrada para el cálculo

Dato	Valor	Unidades
resistencia del hormigón	H-21 Control normal	MPa
resistencia del acero	AH-500 control normal	MPa
tamaño máximo de árido	19	mm
esfuerzo admisible del suelo	0,16	MPa

Fuente: elaboración propia

3.5.1.3. 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:

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

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

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo 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.

3.5.1.4. 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, 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 entrepisos.

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

3.5.2. Elementos más solicitados.- Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2016, 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.

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo A-3), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla:

TABLA 3.3.
Elementos más solicitados

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas P28 – P29 primera losa
Columna	P9 a nivel planta baja
Zapata	De la columna P4

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 realizó el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

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

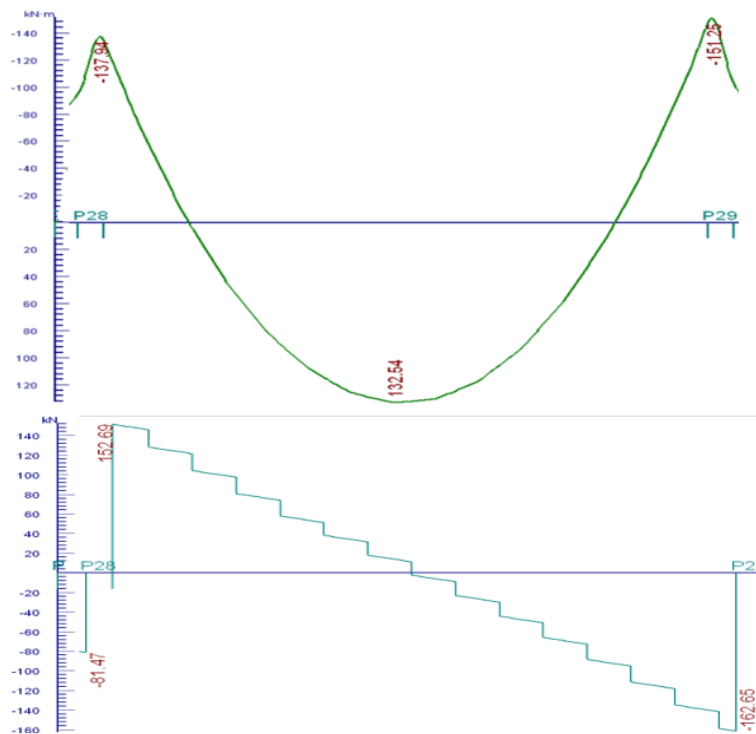


Figura 3.4. Envolventes de M y V. (Fuente: CYPECAD 2016)

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

3.5.3.4. Columna.- Los siguientes esfuerzos de la columna más solicitada fueron obtenidos del programa y con los mismos se diseñará la columna en los E.L.U. Estados Límites Últimos.

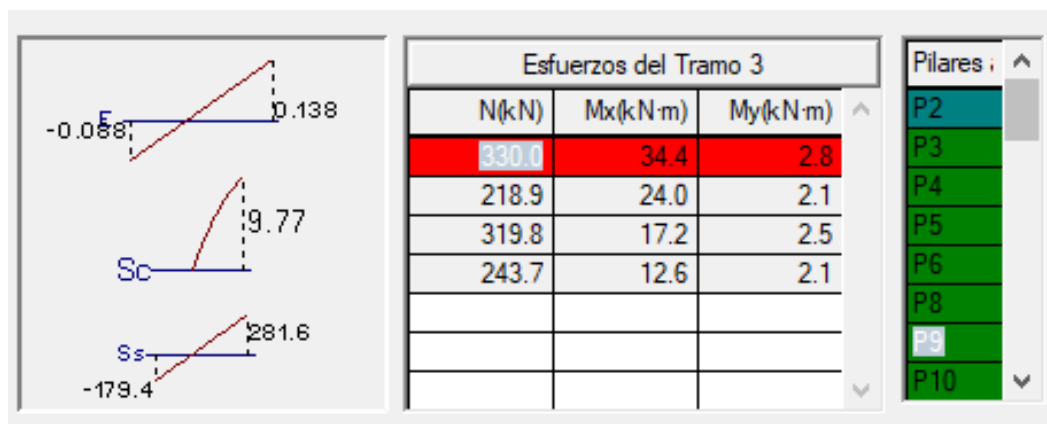


Figura 3.5. Esfuerzos de diseño de la columna P9 (Fuente: CYPECAD 2016)

3.5.3.5. Zapata.- Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. Estados Límites Últimos son:

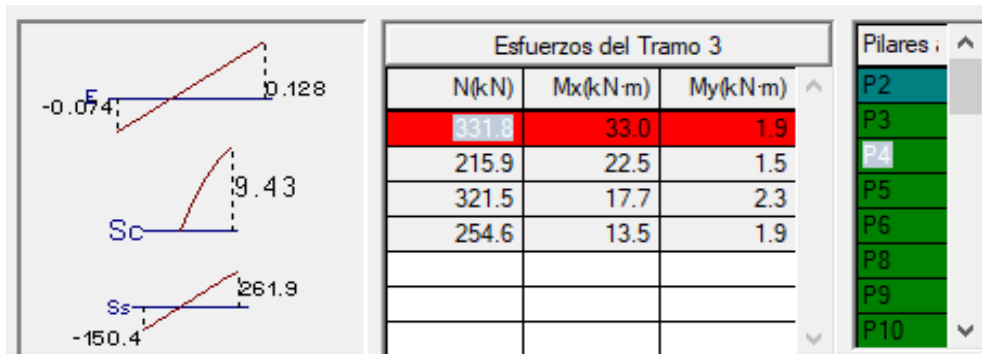


Figura 3.6. Esfuerzos de diseño de la zapata P4 (Fuente: CYPECAD 2016)

3.5.3.6. 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.

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:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 132.54 \text{ KN.m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\
 h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\
 d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\
 b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ KN/m}^2 \\
 L &= 7,42 \text{ metros (longitud)}
 \end{aligned}$$

Solución:

Comprobación de la armadura de compresión:

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

$$M_d < 0.251 \cdot 0.25m \cdot (0.46m)^2 \cdot (14000KN/m^2)$$

$$132.54KN \cdot m < 185.89KN \cdot m \quad \mathbf{OK}$$

Profundidad eje neutro y equivalente:

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

$$y = 0.46m \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{132.54KN \cdot m}{0.425 \cdot 0.25m \cdot (0.46m)^2 \cdot 14000KN/m^2}} \right) = 0.11m$$

$$\underline{\underline{y = 0.11m}}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

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

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.25m \cdot 0.11m \cdot 14000KN/m^2 = 327.25KN$$

$$\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 327.25KN}}$$

De la tabla 8.10 del libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya: (Anexo A-2)

$$4\phi 16 = 349.7KN \Rightarrow 349.7KN > 327.25KN \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 4\phi 16}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{327.25KN}{434782.61KN/m^2} = 0.000753m^2$$

$$\boxed{A_s = 7.53 \text{ cm}^2}$$

Diseño de los negativos: (Izquierda)

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 137.94 \text{ KN.m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\
 h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\
 d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\
 b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ KN/m}^2 \\
 L &= 7,42 \text{ metros (longitud)}
 \end{aligned}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$\begin{aligned}
 y &= d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\
 y &= 0.46\text{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{137.94 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.25\text{m} \cdot (0.46\text{m})^2 \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2}} \right) = 0.115\text{m} \\
 &\quad \underline{\underline{y = 0.115\text{m}}}
 \end{aligned}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$\begin{aligned}
 U &= A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \\
 A_s \cdot f_{yd} &= 0.85 \cdot 0.25\text{m} \cdot 0.115\text{m} \cdot 14000 \text{ KN} / \text{m}^2 = 342.13 \text{ KN} \\
 \underline{\underline{U &= A_s \cdot f_{yd} = 342.13 \text{ KN}}} \\
 4\phi 16 &= 349.7 \text{ KN} \Rightarrow 349,7 \text{ KN} > 342,13 \text{ KN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 4\phi 16}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{357 \text{ KN}}{434782.61 \text{ KN} / \text{m}^2} = 0.000787 \text{ m}^2$$

$$\boxed{\boxed{A_s = 7.87 \text{ cm}^2}}$$

Diseño de los negativos: (Derecha)

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_d &= 151.25 \text{ KN.m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\
 h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\
 d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\
 b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ KN/m}^2 \\
 L &= 7,42 \text{ metros (longitud)}
 \end{aligned}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$\begin{aligned}
 y &= d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\
 y &= 0.46m \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{151.25 \text{ KN} \cdot m}{0.425 \cdot 0.25m \cdot (0.46m)^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.128m \\
 &\underline{\underline{y = 0.128m}}
 \end{aligned}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$\begin{aligned}
 U &= A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \\
 A_s \cdot f_{yd} &= 0.85 \cdot 0.25m \cdot 0.128m \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 = 380.80 \text{ KN} \\
 &\underline{\underline{U = A_s \cdot f_{yd} = 380.80 \text{ KN}}} \\
 4\phi 16 &= 349.7 \text{ KN} \\
 1\phi 10 &= 34.1 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 383.8 \text{ KN} > 380.80 \text{ KN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Refuerzo:

$$\underline{\underline{A_s = 4\phi 16 + 1\phi 10}}$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = A_s = \frac{380.80 \text{ KN}}{434782.61 \text{ KN/m}^2} = 0.000876 \text{ m}^2$$

$$\boxed{\underline{\underline{A_s = 8.76 \text{ cm}^2}}}$$

Dominio de deformación:

$$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.12m}{0.80} = 0.14m$$

$$x_{\min} = 0.259 \cdot d = 0.259 \cdot 0.46m = 0.12m$$

$$x_{\lim} = \frac{d}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \frac{0.46m}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot 434.78MPa} = 0.28m$$

DOMINIO 3

$$\underline{\underline{0.12m \leq 0.14m \leq 0.28m}}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$\rho_{\min} = 0.0028 \text{ Para vigas Norma CBH-87: (Anexo A-2).}$$

Positivos:

$$\rho_{\text{positivos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.53cm^2}{25cm \cdot 46cm} = 0.0065$$

$$\underline{\underline{0.0028 \leq 0.0065}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos: (Izquierda)

$$\rho_{\text{negativos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.87cm^2}{25cm \cdot 46cm} = 0.0068$$

$$\underline{\underline{0.0028 \leq 0.0068}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos: (Derecha)

$$\rho_{\text{negativos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{8.76cm^2}{25cm \cdot 46cm} = 0.0076$$

$$\underline{\underline{0.0028 \leq 0.0076}} \quad \mathbf{OK}$$

Cuantías mecánicas mínimas según CBH-87: (Anexo A-2).

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14000KN/m^2}{434782.61KN/m^2} \cdot 0.25m \cdot 0.50m = 0.000161m^2 = 1.61cm^2$$

Positivos

$$\underline{\underline{7.53cm^2 > 1.61cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Izquierda)

$$\underline{\underline{7.87cm^2 > 1.61cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Derecha)

$$\underline{\underline{8.76cm^2 > 1.61cm^2}} \quad \mathbf{OK}$$

3.5.4.1.1.2. Diseño a cortante

Cortante Izquierda

Datos:

$$\begin{aligned} Q_d &= 152.69 \text{ KN} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\ h &= 0.50 \text{ m} & f_{yk} &= 500 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\ d &= 0.46 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\ b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 500 \text{ MPa}/1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ KN/m}^2 \\ L &= 7,42 \text{ metros (longitud)} \end{aligned}$$

Solución:

$$\begin{aligned} V_{rd} &= V_d = 152.69 \text{ KN} \\ V_d &< V_{u1} \\ V_d &< V_{u2} \end{aligned}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.46 \text{ m} = 483 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{152.69 \text{ KN} < 483 \text{ KN}}} \quad \mathbf{OK}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

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

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.46 \text{ m} = 114.67 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{152.69 \text{ KN} < 114.67 \text{ KN}}} \quad \mathbf{NO CUMPLE}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 152.69 \text{ KN} - 114.67 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{V_{cu} = 38.02 \text{ KN}}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{152.69 \text{ KN}}{483 \text{ KN}} = 0.32$$

$$0.20 < 0.32 < 0.67 \Rightarrow \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.8 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 372, con la siguiente relación: (Anexo A-2).

$$\text{Estrizo } 2 \text{ } \varnothing 8 \quad \frac{s}{d} = 0.55 \quad \Rightarrow \quad u = 65.8 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{65.8 \text{ KN} > 38.02 \text{ KN}} \quad \text{OK}}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.55$$

$$s = 0.55 \cdot d = 0.55 * 0.46 = 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo

$$\underline{\underline{\text{estribos } \varnothing 8 \text{ c} / 25 \text{ cm}}}$$

Cortante Derecha

Datos:

$$Q_d = 162.65 \text{ KN}$$

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

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.46 \text{ m}$$

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

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} = 434782.61 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 7.42 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

$$V_{rd} = V_d = 162.65 \text{ KN}$$

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

Verificación del cortante V_{u1} :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.25 \text{m} \cdot 0.46 \text{m} = 483 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{162.65 \text{KN} < 483 \text{KN}}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante V_{u2} :

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

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.25 \text{m} \cdot 0.46 \text{m} = 114.67 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{162.65 \text{KN} < 114.67 \text{KN}}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 162.65 \text{KN} - 114.67 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{V_{cu} = 47.98 \text{KN}}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{162.65 \text{KN}}{483 \text{KN}} = 0.34$$

$$0.20 < 0.34 < 0.67 \quad \Rightarrow \quad \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.8 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 372, con la siguiente relación: (Anexo A-2).

$$\text{Estribo } 2 \text{ } \varnothing 8 \quad \frac{s}{d} = 0.55 \quad \Rightarrow \quad u = 65.8 \text{KN}$$

$$\underline{\underline{65.8 \text{KN} > 47.98 \text{KN}}} \quad \text{OK}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.55$$

$$s = 0.55 \cdot d = 0.55 \cdot 0.46 = 0.25 \text{m}$$

Refuerzo

$$\underline{\underline{\text{estribos } \varnothing 8 \text{c} / 25 \text{cm}}}$$

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

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

$$\frac{4\text{estribos} \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot (0.008\text{m})^2 \cdot 2 \right) \cdot 434782.61 \text{KN/m}^2}{\text{sen}(90)} \geq 0.02 \cdot 14000 \text{KN/m}^2 \cdot 0.25\text{m} \cdot 1\text{m}$$

$$\underline{\underline{174.84\text{KN} > 70\text{KN}}} \quad \text{OK} \quad \Rightarrow \underline{\underline{\text{estribos } \phi 8\text{c} / 25\text{cm}}}$$

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:

$g_T = 20.29 \text{ KN/m}$ Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

$q_T = 14.81 \text{ KN/m}$ Carga variable repartida que actúa sobre el elemento

$L = 7.42 \text{ m}$ Longitud

$E_y = 0.0035$ Alargamiento unitario del acero

Verificación para Estados límites de Servicio

$$d \geq 30 \cdot E_y \cdot l_i$$

$$0.46\text{m} \geq 30 \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 7.42\text{m})$$

$$\underline{\underline{0.46\text{m} \geq 0.46\text{m}}} \quad \text{OK}$$

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

$$0.46 \geq 50 \cdot \frac{20.29 \text{KN/m}}{20.29 \text{KN/m} + 14.81 \text{KN/m}} \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 7.42\text{m})$$

$$\underline{\underline{0.46\text{m} > 0.45\text{m}}} \quad \text{OK}$$

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:

$$b = 30 \text{ cm} \quad I_x = I_y = \frac{0.30 \text{ cm} \cdot (0.30 \text{ cm})^3}{12} = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad A = 0.30 \text{ m} \cdot 0.30 \text{ m} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$N_d = 330.0 \text{ KN}$$

$$L = 3.4 \text{ m (longitud)}$$

$$M_{xd} = 34.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{yd} = 2.8 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_x = 1.70 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$\alpha_y = 1.36 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

Solución:

Determinación si la estructura es traslacional o intraslacional.- Para verificar si la estructura es traslacional o intraslacional se realizó un cálculo con el programa CYPECAD, se efectuó una iteración de las secciones de los elementos estructurales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y columnas, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de carga más desfavorables siendo los resultados obtenidos los siguientes:

TABLA 3.4.
Sumatorio de esfuerzos de pilares resumido del pre diseño

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Cimentación	-2.00	Peso propio	6499.3	71295	83515	-0.0	0.0	0.0
		Cargas muertas	3708.5	40927	50910	-0.0	-0.0	0.0
		Sobrecarga de uso	2161.2	24149	25906	-0.0	0.0	0.0

Fuente: CYPECAD 2016

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

$$\underline{\underline{\sum N_{total} = 12369 \text{ KN}}}$$

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

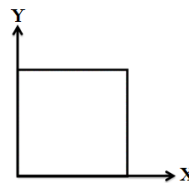
Módulo secante de elasticidad medio:

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

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

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

Inercias X



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

$$I_{x_1} = \frac{0.30\text{m} \cdot (0.30\text{m})^3}{3} \cdot 41 = 0.1107\text{m}^4$$

$$\underline{\underline{\sum I_{xTotal} = 0.1107\text{m}^4}}$$

Por ser una figura simétrica las inercias en el eje x como en el eje y son iguales, por lo tanto:

$$\underline{\underline{\sum I_{yTotal} = 0.1107\text{m}^4}}$$

La altura total del edificio es 8.80 m, Con estos datos se procede a determinar si la estructura es traslacional o no, según la norma CBH-87.

Traslacionalidad en el eje X

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

$$8.8\text{m} \cdot \sqrt{\frac{12369\text{KN}}{29187009.84\text{KN} / \text{m}^2 \cdot 0.1107\text{m}^4}} = 0.54 < 0.6 \quad \underline{\underline{\text{INTRASLACIONAL EJE X}}}$$

Traslacionalidad en el eje Y

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

$$8.8m \cdot \sqrt{\frac{12369KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.11107m^4}} = 0.54 < 0.6 \quad \underline{\underline{\text{INTRASLACIONAL EJE Y}}}$$

Longitud de pandeo en X:

$$l_o = \alpha_x \cdot L = 1.70 \cdot 3.4m = 5.78m$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{L_a}{h} = \frac{5.78m}{0.30m} = 19.27$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 19.27 < 29 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{5.78m}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} = 66.74$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 66.74 < 100 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizará 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

$$e_{ox} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{34.4KN \cdot m}{330.0KN} = 0.104m = 10.4cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 10.4cm}}$$

Excentricidad Ficticia

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

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{434.78MPa}{1200} \right) \cdot \frac{0.30m + 20 \cdot 0.104m}{0.30m + 10 \cdot 0.104m} \cdot \frac{(5.78m)^2}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.083m$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 8.3cm}}$$

Excentricidad Total

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

$$e_T = 2cm + 10.4cm + 8.3cm = 20.7cm = 0.207m$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.207m}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden

$$M_x = N_d \cdot e_T = 330.0KN \cdot 0.207m = 68.31KN.m$$

$$\underline{\underline{M_x = 68.31KN.m}}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizará el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición: (Anexo A-2).

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

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.30m \cdot \frac{21MPa}{20MPa} = 0.32m \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.32m}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_x}{b_1} = \frac{68.31KN.m}{0.32m} = 213.47KN$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{330.0KN}{0.32m} = 1031.25KN/m$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s^l \cdot f_{yd}}{b_1} = 450KN/m$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 450KN/m \cdot b_1 = 450KN/m \cdot 0.32m = 144KN$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{sTotal} \cdot f_{yd} = 144KN \cdot 2 = 288KN$$

$$6\phi 12 = 295KN \quad 295KN > 288KN \quad \mathbf{OK}$$

Área total de acero:

$$A_{sTotal} = \frac{288KN}{434782.61KN/m^2} = 0.000662m^2$$

$$A_s = 6.62 \text{ cm}^2$$

Cuantía geométrica mínima:

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.62cm^2}{30cm \cdot 27cm} = 0.008$$

$$\underline{0.008} > 0.006 \quad \mathbf{OK}$$

Comprobación de las armaduras longitudinales:

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

$$(0.000662m^2 / 2) \cdot 434782.61KN/m^2 \geq 0.05 \cdot 330.0KN$$

$$\underline{143.9KN} \geq 16.5KN \quad \mathbf{OK}$$

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

$$(0.000662m^2 / 2) \cdot 434782.61KN/m^2 < 0.5 \cdot 14000KN/m^2 \cdot 0.09m^2$$

$$\underline{143,9KN} < 630KN \quad \mathbf{OK}$$

Diseño de estribos:

Separación:

$$S \leq 12\phi_{min}$$

$$S \leq 12 \cdot 1.2cm = 15cm$$

$$S \leq b - 2r$$

$$\Rightarrow$$

$$S \leq 30cm - 2 \cdot 2cm = 26cm$$

$$S \leq 30cm$$

$$S \leq 30cm$$

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

Diámetro de estribos:

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

$$\phi_6 \geq \phi \geq \frac{1}{4} \cdot (12mm) = 3mm \Rightarrow \phi = 6mm$$

Estribos $\phi_6c/15cm$

Longitud de pandeo en Y:

$$l_o = \alpha_y \cdot L = 1.36 \cdot 3.4m = 4.62m$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{4.62m}{0.30m} = 15.4$$

$$10 < \lambda_g < 29 \Rightarrow 10 < 15.4 < 29 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Esbeltez mecánica:

$$\lambda_m = \frac{L_a}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{4.62m}{\sqrt{\frac{0.000675m^4}{0.09m^2}}} = 53.35$$

$$35 < \lambda_m < 100 \Rightarrow 35 < 53.35 < 100 \quad (\text{se consideran efectos de pandeo})$$

Se realizará 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

$$e_{oy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{2.8KN.m}{330.0KN} = 0.0085m = 0.85cm$$

$$\underline{\underline{e_{oy} = 0.85cm}}$$

Excentricidad Ficticia

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

$$e_{fic} = \left(0.85 + \frac{434.78 \text{MPa}}{1200} \right) \cdot \frac{0.30 \text{m} + 20 \cdot 0.0085 \text{m}}{0.30 \text{m} + 10 \cdot 0.0085 \text{m}} \cdot \frac{(4.62 \text{m})^2}{\sqrt{\frac{0.000675 \text{m}^4}{0.09 \text{m}^2}}} \cdot 10^{-4} = 0.036 \text{m}$$

$$\underline{\underline{e_{fic} = 3.6 \text{cm}}}$$

Excentricidad Total

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

$$e_T = 2 \text{cm} + 0.85 \text{cm} + 3.6 \text{cm} = 6.45 \text{cm} = 0.0645 \text{m}$$

$$\underline{\underline{e_T = 0.0645 \text{m}}}$$

Momento amplificado considerando efectos de 2 orden

$$M_y = N_d \cdot e_T = 330.0 \text{KN} \cdot 0.0645 \text{m} = 21.29 \text{KN.m}$$

$$\underline{\underline{M_y = 21.29 \text{KN.m}}}$$

Para el diseño de las armaduras se utilizará el diagrama de flexión y compresión compuesta de la página 716 del libro Jiménez Montoya 14 edición: (Anexo A-2).

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

$$b_1 = b \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ckM}} = 0.30 \text{m} \cdot \frac{21 \text{MPa}}{20 \text{MPa}} = 0.32 \text{m} \Rightarrow \underline{\underline{b_1 = 0.32 \text{m}}}$$

Valores de entrada:

$$\frac{M_y}{b_1} = \frac{21.29 \text{KN.m}}{0.32 \text{m}} = 66.53 \text{KN}$$

$$\frac{N_d}{b_1} = \frac{330.0 \text{KN}}{0.32 \text{m}} = 1031.25 \text{KN/m}$$

Entrando con estos dos valores se obtiene:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_1} = \frac{A_s' \cdot f_{yd}}{b_1} = 150 \text{KN/m}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 150 \text{KN/m} \cdot b_1 = 150 \text{KN/m} \cdot 0.32 \text{m} = 48 \text{KN}$$

Armadura de refuerzo para toda la sección:

$$A_{STotal} \cdot f_{yd} = 48KN \cdot 2 = 96KN$$

$$6\phi 12 = 295KN$$

$$295KN > 96KN \quad \mathbf{OK}$$

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

Datos:

$$N_d = 530,88 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.16MPa = 160KN / m^2$$

$$M_{dy} = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$Q_y = 1.47 \text{ KN}$$

$$N = 331,8 \text{ KN}$$

$$M_y = 1.9 \text{ KN.m}$$

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 160KN / m^2}{100} = 0.11$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{331.8KN \cdot (1 + 0.11)}{100KN / m^2} = 3.68m^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{3.68m^2} = 1.92m \approx 2.0m$$

$$\underline{\underline{a = b = 2.0m}}$$

Canto útil:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{530,88KN}{2.0m \cdot 2.0m} = 132.7 \text{ KN} / m^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 132.7KN / m^2}{132.7KN / m^2 + 370} \cdot \left(\frac{2.0m - 0.30m}{2} \right) = 0.25m \approx 30cm$$

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

Canto Total

$$h_r = d + r = 30cm + 5cm = \underline{\underline{35cm}}$$

Las dimensiones que se asumirán serán las que fueron propuestas en los resultados del programa por motivo de mayor seguridad.

Dimensiones

$$a = b = 2m$$

$$d = 0.40m$$

$$h = 0.45m$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{\max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(2.0m - 0.30m)}{2} < 2 \cdot 0.45m$$

$$0.85m < 0.9m \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación de los esfuerzos en el terreno, libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 507

$$n_{\text{relativa}} = \frac{e}{a}$$

$$N = P_{\text{zapata}} = V \cdot \gamma_H = (2.0m \cdot 2.0m \cdot 0.45m) \cdot 25KN/m^3 = \underline{\underline{45KN}}$$

$$N_T = N + P_{\text{zapata}} = 331,8KN + 45KN = 376.8KN$$

$$e = \frac{M_y}{N_T} = \frac{1.9KN \cdot m}{376.8KN} = 0.005m$$

Excentricidad relativa

$$n_{\text{relativa}} = \frac{e}{a} = \frac{0.005m}{2.0m} = 0.0025$$

$$n \leq \frac{1}{90}$$

$$0.0025 \leq 0.01 \quad \text{OK (Zapata con carga centrada)}$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\frac{376.8KN}{2.0m \cdot 2.0m} \leq 160KN/m^2$$

$$\underline{\underline{94.2KN/m^2}} \leq 160KN/m^2$$

3.5.4.3.1. Comprobación al vuelco

$$\frac{(N+G)\frac{a}{2}}{M+Q\cdot h} \geq 1.5$$

$$\frac{(N+G)\frac{a}{2}}{M+Q\cdot h} = \frac{376.8KN \cdot \frac{2.0m}{2}}{1.9KN\cdot m + 1.47KN \cdot 0.45m} = 147.1$$

$$\underline{\underline{147.1 \geq 1.5}} \quad \mathbf{OK}$$

3.5.4.3.2. Comprobación al deslizamiento

$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N+G)\tan\varphi_d}{Q} = \frac{376.8KN \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 25^\circ\right)}{1.47KN} = 76.74$$

$$\underline{\underline{76.74 \geq 1.5}} \quad \mathbf{OK}$$

3.5.4.3.3. Diseño a flexión

En dirección X = Y

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

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{530.88KN}{2.0m \cdot 2.0m} = 132.7KN/m^2$$

$$M_d = \frac{132.7KN/m^2}{2} \cdot 2.0m \cdot (0.85m + 0.15 \cdot 0.3m)^2 = 106.30KN\cdot m$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{106.30KN\cdot m}{2.0m \cdot (0.40m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0237$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0237 \cdot (1 + 0.0237) = 0.024$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.024 \cdot 2.0m \cdot 0.40m \cdot 14000KN/m^2 = 268.8KN$$

$$A_s = \frac{268.8KN}{434782.61KN/m^2} = 0.00062m^2 = 6.2cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509 (Anexo A-2).

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 2.0m \cdot 0.40m = 0.0016m^2 = 16cm^2$$

$$A_s = 16 \text{ cm}^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.0016m^2 \cdot 434782.61KN/m^2 = 695.65KN$$

$$8\phi 16 = 699.3KN \Rightarrow 699.3KN > 695.65KN \quad \text{OK}$$

$$\text{Separación} = S = \frac{b}{N^\circ \text{barras}} = \frac{2m}{8} = 0.25m = 25cm$$

$$\underline{\underline{8\phi 16c / 25cm}}$$

3.5.4.3.4. Diseño a cortante

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.40m}{2} = 0.20m \quad \text{Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{530.88KN}{2.0m \cdot 2.0m} = 132.7KN/m^2$$

$$V_d = 132.7KN/m^2 \cdot 2.0m \cdot \left(\frac{2.0m - 0.30m}{2} - 0.40m \right) = 119.43KN$$

Comprobación de cortante:

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

$$b_2 = b_o + d = 0.30m + 0.40m = 0.70m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (0.85m - 0.25m) = 0.9m$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.9971MPa = 997.12KN/m^2$$

$$119.43KN \leq 2 \cdot 0.70m \cdot 0.9m \cdot 997.12KN/m^2$$

$$\underline{\underline{119.43KN \leq 1256.37KN}} \quad \text{OK}$$

3.5.4.4. Losa.- La losa a será calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con aligerante de plastofomo.

Datos:

$a = 22 \text{ cm}$ mitad del ancho del complemento

$h = 20 \text{ cm}$ canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

$$h_o \geq 3\text{cm} \geq \frac{1}{6} \cdot a \qquad \frac{1}{6} \cdot a = \frac{1}{6} \cdot 22\text{cm} = 3.66\text{cm}$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$\underline{\underline{5\text{cm} \geq 3\text{cm} \geq 3.66\text{cm}}} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

En forjados ordinarios de edificación con luces de hasta 6 m y para unas condiciones medias, no es preciso comprobar 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.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{0.25\text{m}}{5.5\text{m}} = 0.045 \qquad \frac{1}{24} = 0.0416$$

$$\underline{\underline{0.045 \geq 0.0416}} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

Según la **tabla 9.9.10.4.3 a** de la norma CBH-87. Para: $h_o = 5\text{cm}$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla :

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6\text{cm})^2 \cdot 5 = 1.41\text{cm}^2$$

$$1.41\text{cm}^2 > 0.79\text{cm}^2$$

$$\underline{\underline{\phi 6\text{c} / 25\text{cm}}}$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{434.78MPa} = 0.575cm^2 / m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434.78MPa} = 0.46cm^2 / m$$

$$A_s = 0.575 cm^2/m$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$

$$1.41cm^2 > 0.575cm^2$$

$\phi 6c / 25cm$

3.5.4.5. Estructuras Complementarias

3.5.4.5.1. Diseño de escalera

Datos

M = 17.67 KN.m	f _{ck} = 21 MPa	γ _c = 1.50
B = 1,1 m	f _{yk} = 500 MPa	γ _s = 1.15
H = 0,28m	f _{cd} = 21 MPa/1.50 = 14 MPa = 14000 KN/m ²	
C = 0,17m	f _{yd} = 500 MPa/1.15 = 434.78 MPa = 434782.61 KN/m ²	
Z = 3.5 m		
N = 20		
d = 0.13 m		

Solución

Momento mayorado de diseño

$$M_d = 1,6 \cdot 17.67 = 28.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{28.27 \text{ KN.m}}{1.1m \cdot (0.13m)^2 \cdot 14000 \text{ KN} / m^2} = 0.108$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \mu \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$U = 0.108 \cdot 1.1m \cdot 0.13m \cdot 14000KN/m^2 = 216.21KN$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{216.21KN}{434782.61KN/m^2} = 0.000506m^2 = 5.06cm^2$$

$$2\phi 10 = 282.7KN \Rightarrow 282.7KN > 216.21KN \quad \mathbf{OK}$$

$$\underline{\underline{\phi 10c / 20cm}}$$

3.5.4.5.2. Diseño de barandas

Datos

H = 1,75 m Altura de la escalera

A = 2,52 m Ancho de la escalera

s = 0,25 m espaciamiento de barras

solución

Comprobación de la pendiente mínima

Pendiente mínima recomendada 33°

$$\alpha = \text{Arctg} \frac{H}{A} \geq 33^\circ$$

$$\alpha = \text{Arctg} \frac{1,75}{2,52} = 34,77^\circ \geq 33^\circ \quad \text{recomendable}$$

Longitud de la escalera inclinada

$$R = \sqrt{H^2 + A^2}$$

$$R = \sqrt{1,75^2 + 2,52^2} = 3,06m$$

Calculo del número de barras

$$N = \frac{A}{s}$$

$$N = \frac{2,52}{0,25} = 10.08 \approx 10 \text{ barras}$$

Como se tiene una escalera en dos direcciones con descanso en el medio

Se utilizará longitud de la barra inclinada de:

$$L = 2R \qquad L = 2 * 3.06 = 6.12 \approx 6.20m$$

N de barras total

$$N_t = 2N \qquad N_t = 2 * 10 = 20 \text{ barras}$$

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.

TABLA 3.5.
Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.

Flexión positivos			
Concepto	Cálculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m x 7,42 m		
Área de acero nec.	7,53 cm ²	7.59 cm ²	0.79
Armado	4φ16	4φ16	
Flexión negativos (Izquierda)			
Concepto	Cálculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m x 7.42 m		
Área de acero nec.	7.87 cm ²	7.95 cm ²	1.01
Armado	4φ16	4φ16	
Flexión negativos (Derecha)			
Concepto	Cálculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m x 7.42 m		
Área de acero nec.	8.76 cm ²	8.81 cm ²	0.57
Armado	4φ16 + 1φ10	4φ16 + 2φ10	

Cortante (Izquierda)			
Concepto	Cálculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m x 7,42 m		
Área de acero nec.	3.59 cm ²	3.59 cm ²	0.0
Armado	Estribos $\phi 8$ c/25 cm	Estribos $\phi 8$ c/25 cm	
Cortante (Derecha)			
Concepto	Cálculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,25 m x 0,50 m x 7,42 m		
Área de acero nec.	4.19 cm ²	4.19 cm ²	0.0
Armado	Estribos $\phi 8$ c/25 cm	Estribos $\phi 8$ c/25 cm	

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.6.

Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.

Flexo compresión			
Concepto	Cálculo manual (monograma de flexocompresion H. A. J. Montoya)	CYPECAD (2016)	% de diferencia
Dimensiones	0,30 m x 0,30 m x 3,4 m		
Área de aceros nec.	6.62 cm ²	6.67 cm ²	0.75
Armado	6 $\phi 12$	6 $\phi 12$	
Estribos			
Concepto	Cálculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2016)	%
Dimensiones	0,30 m x 0,30 m x 3,4 m		
Área de aceros	0,6 cm ²	0,6 cm ²	0.0
Armado	$\phi 6$ c/15 cm	$\phi 6$ c/15 cm	

Fuente: elaboración propia

TABLA 3.7.

Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.

Flexión lado X e Y			
Concepto	Cálculo manual (flexión simple, momento reducido)	CYPECAD (2014)	% de diferencia
Dimensiones	2.0 m x 2.0 m x 0,45 m		
Área de aceros	16 cm ²	16,04 cm ²	0.25
Armado	8 $\phi 16$ c/25 cm	8 $\phi 16$ c/25 cm	

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 A-5).

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 A-6).

3.8. Presupuesto general de la obra

Haciendo un análisis de precios unitarios se pudo obtener una cifra en Bolivianos del costo total de la obra, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

$$\text{Costo} = 2.899.623,07 \text{ Bs}$$

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 obra gruesa y obra fina del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

$$\text{Costo por m}^2 = 333,69 \text{ Dólares/m}^2$$

Para más detalle véase los (Anexo A-6).

3.9. Cronograma de ejecución de la obra

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de la ruta crítica mediante 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:

$$\text{Plazo de ejecución} = 280 \text{ días calendario}$$

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de **10 trabajadores**, para todas las actividades y estos deben ser:

5 albañiles o especialistas y 8 ayudantes

1 retroexcavadora 420 F y 4 volquetas de 4 cubos

Para más detalle véase el (Anexos A-7).

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

4. CAPÍTULO IV APOORTE ACADÉMICO

El análisis P-Delta es una no linealidad geométrica de segundo orden que es particularmente importante para analizar el desplazamiento lateral en los edificios de varios pisos que experimentan una carga de gravedad.

Como aporte académico se propuso el análisis del efecto P-Delta en una columna de hormigón armado simulando que nuestra estructura actual de dos niveles se convierte en una estructura de 20 niveles.

4.1. La no linealidad del hormigón armado

El hormigón es un material heterogéneo. Su comportamiento deformacional depende de las características de los áridos y cementos, tipos de cargas (historia de carga, excentricidad), edad del hormigón, compacidad del mismo, grado de confinamiento, condiciones ambientales, etc.

No existe un modelo físico generalmente aceptado que cuantifique la influencia de estos factores, por lo que dicho comportamiento se deduce de ensayos de laboratorio

El código Boliviano de H^oA^o CBH-87 y la normativa española EHE, propone el diagrama parábola-rectángulo para el cálculo en agotamiento de secciones de hormigón armado. El diagrama citado no tiene en cuenta la resistencia a tracción del hormigón debido a suponer que la zona en tracción está fisurada. Sin embargo, cuando una pieza alcanza una configuración estable de fisuras existe una cierta transmisión de tensiones entre la armadura y el hormigón comprendido entre dos fisuras, efecto que se denomina «tension stiffening», y que hace que la deformabilidad de las piezas sea menor que la que correspondería a la hipótesis de una falta total de colaboración del hormigón en tracción.

El acero, por ser un material más homogéneo que el hormigón, tiene un comportamiento mecánico menos disperso.

La relación tensión-deformación depende de los tratamientos mecánicos a que haya sido sometido, distinguiendo los diagramas tensión-deformación para los aceros de dureza natural y los aceros estirados en frío.

En el estudio del comportamiento de piezas de hormigón armado habrá que considerar no sólo el comportamiento del hormigón y del acero por separado sino su interacción. Para esto, la relación que se utiliza es la de momento-curvatura (fig. 1), bien a nivel de sección o en valores medios en una longitud finita de pieza que debe ser superior a la distancia media entre fisuras. Estos diagramas pueden obtenerse experimentalmente, o numéricamente a partir de las leyes constitutivas tensión-deformación de los materiales y del esquema de pivotes que recoge la norma española, haciendo intervenir o no el efecto de «tensión stiffening» ya mencionado.

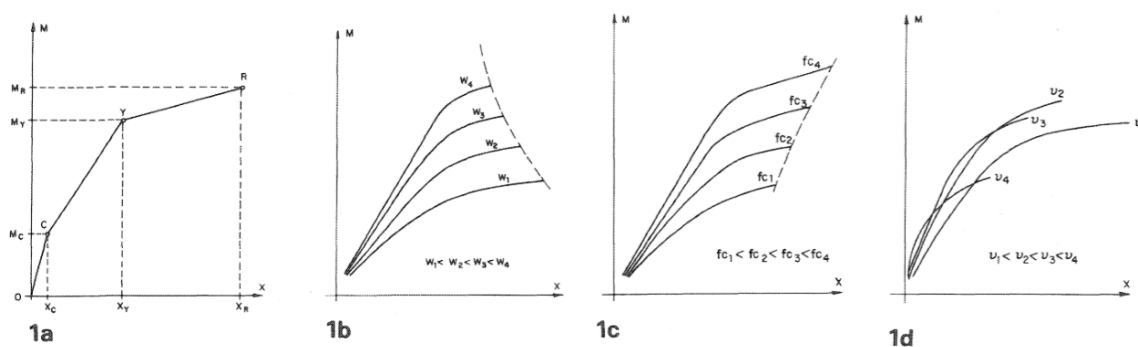


Fig. 1
DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

La figura 1.a. muestra el aspecto de un diagrama genérico, en el cual se ha señalado tres tramos característicos. El tramo O-C corresponde al estado de la sección sin fisurar. El tramo C-Y corresponde al estado de la sección desde el inicio de la fisuración hasta que el acero en tracción alcanza su límite elástico. Y el tramo Y-R, desde esta última situación hasta el agotamiento.

La existencia y extensión de estos tramos dependen de una serie de parámetros tales como: forma de la sección, disposición y cuantía de la armadura, calidad del hormigón, esfuerzo axial a que está sometida, etc.

Las figuras 1.b., 1.c. y 1.d. muestran la forma más habitual de evolucionar el diagrama momento-curvatura, a partir de una cierta situación de referencia, cuando se modifica la cuantía, calidad del hormigón o axial actuante, manteniendo fijos los restantes parámetros.

Puede observarse que para cuantías crecientes generalmente la sección es más resistente y más frágil. El aumento de la calidad del hormigón implica generalmente un aumento de resistencia y de la ductilidad de la sección. Respecto a la compresión axial, puede observarse que para valores pequeños se produce un aumento de la resistencia y que a partir de un cierto valor ésta disminuye, en tanto que, en general, la ductilidad disminuye al aumentar el axial actuante.

Figura 4.1. Diagrama momento curvatura (Fuente: Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado Alfonso Recuero Forniés)

La forma que adoptan estos diagramas nos indica el tipo de rotura, frágil o dúctil, que se producirá en la sección estudiada. La relación de la profundidad de la fibra neutra al canto útil de la sección, en rotura, mide su grado de ductilidad. Los valores de este parámetro que indican rotura de tipo dúctil son los inferiores al correspondiente a la situación balanceada, para los cuales el acero en tracción ha alcanzado su límite elástico. Cuando el acero sobrepasa

la deformación del límite elástico, pequeños incrementos del momento actuante comportan grandes aumentos en la rotación; esto es, la sección adquiere un comportamiento de tipo plástico hasta que se alcanza el valor límite de rotación. Con secciones dúctiles el estado límite último de la estructura no es alcanzado cuando la sección crítica fluye, sino cuando se produce el límite de la rotación plástica, después del cual la rotura tiene lugar.

Como consecuencia, una estructura con secciones críticas dúctiles tiene un grado de seguridad mayor que aquel que corresponde a una estructura con secciones frágiles. El grado adicional de seguridad debido a la ductilidad de las secciones puede ser detectado únicamente aplicando el análisis no lineal.

Debido al comportamiento no lineal del hormigón armado las solicitaciones reales de la estructura difieren de las calculadas suponiendo un comportamiento lineal. A esta variación de las solicitaciones es a lo que se denomina **redistribución de esfuerzos**. (Fig. 2).

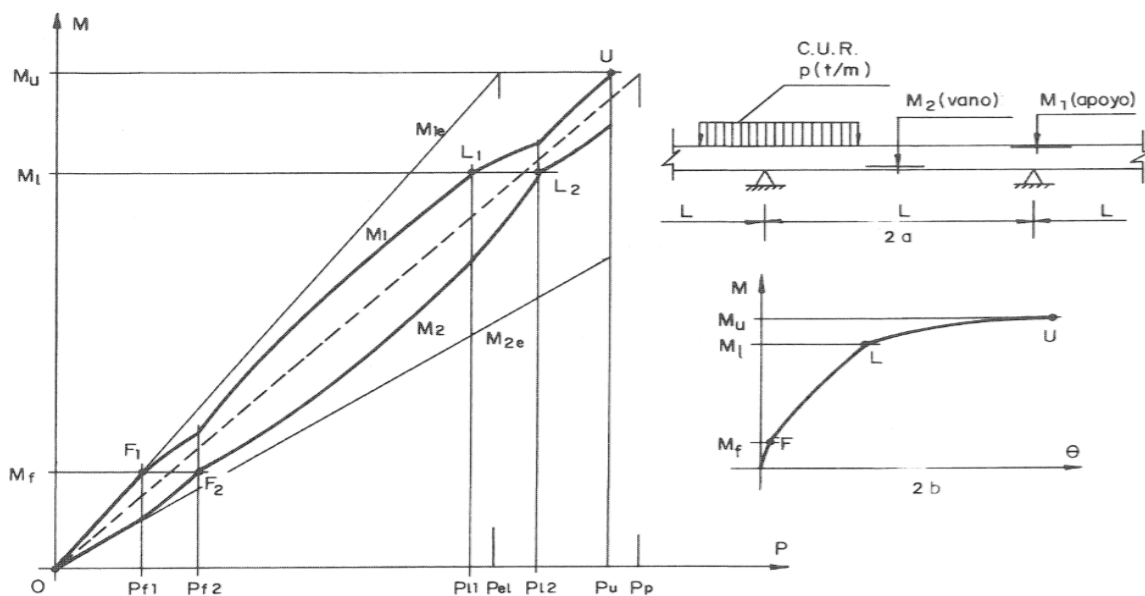


Fig. 2
REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN UNA VIGA CONTINUA

En una viga continua de muchos vanos iguales, sometida a una carga u.r. (fig. 2a), según la teoría elástica lineal el momento en apoyos M_1 , y el momento en centros de vano M_2 , valen $M_1 = 2 \cdot M_2 = pL^2/12$. Se supone que todas las secciones de la viga tienen un diagrama $M-\theta$ como el indicado en la figura 2b. Al crecer la carga los momentos reales en apoyos M_1 y en vanos M_2 son los de la teoría elástica lineal hasta que M_1 alcanza el momento de fisuración M_f (pto. F_1). Entonces M_2 crece más aprisa, hasta que también alcanza M_f (pto. F_2). Luego crecen ambos, manteniéndose su suma igual a $pL^2/8$, hasta que M_1 alcanza el momento de límite elástico M_l (pto. L_1), y otra vez M_2 crece más aprisa hasta alcanzar M_l (pto. L_2). Al fin se llega al agotamiento al alcanzar M_1 el momento último M_u (pto. U). La carga de agotamiento p_u es mayor que la elástica lineal p_e , pero no supera el valor de plasticidad perfecta p_p , dado por $M_1 = M_2 = p_u L^2/16$.

Figura 4.2. Redistribución de momentos (Fuente: Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado Alfonso Recuero Forniés)

Es una opinión muy extendida el que la redistribución debería ser una transmisión siempre favorable de momentos, necesaria solamente cuando el diseño se desvía de los resultados estrictos del análisis lineal. Dicha opinión es errónea, pues el estado tenso-deformacional real de la estructura es el único que cumple simultáneamente el equilibrio, compatibilidad de deformaciones y conformidad con las relaciones esfuerzo-deformación de las piezas. Por lo tanto, el resultado del análisis lineal no puede representar un estado tenso-deformacional real para las estructuras que tienen piezas de comportamiento no lineal. Este comportamiento, para niveles de carga de servicio, está básicamente producido por la fisuración del hormigón y por los efectos de segundo orden. La redistribución de solicitaciones debido a la fisuración puede ser considerable en algunos casos. Esta redistribución implica una transferencia de esfuerzos de unas zonas críticas a otras. Normalmente, esto conduce a una sobreestimación de la resistencia si la ductilidad no es suficiente.

No existe límite porcentual teórico en la cantidad de redistribución cuando se comprueba una estructura mediante análisis no lineal. Por ejemplo, una viga biempotrada, con un diseño apropiado, puede comportarse prácticamente como biapoyada después de producirse la redistribución de esfuerzos.

La no linealidad geométrica se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar.

En el análisis de pórticos puede distinguirse dos casos fundamentales de no linealidad geométrica:

- a) La debida a desplazamiento de los nudos, especialmente importante en pórticos traslacionales, en los que el movimiento horizontal de los pisos introduce unos momentos adicionales de vuelco producidos por el desplazamiento de las cargas verticales. Este fenómeno es el denominado efecto P-A (fig. 4.3.). Es un fenómeno de carácter global.

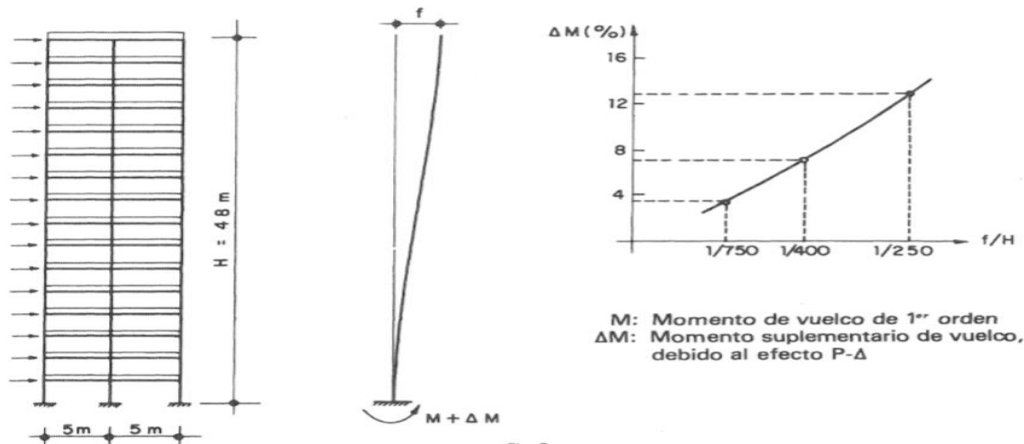


Figura 4.3. No linealidad geométrica (Fuente: Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado Alfonso Recuero Forniés)

- b) La debida deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local.

Los **métodos de cálculo de estructuras** de hormigón armado han evolucionado desde un cálculo elástico en tensiones admisibles, al concepto de diseño en estados límites basado en et análisis teórico-experimental de todas las etapas de comportamiento. En esta última aproximación cabe distinguir dos procedimientos conceptualmente diferentes pero cuyo desarrollo se solapa en el tiempo. El primero se caracteriza por la realización de comprobaciones locales de secciones o zonas determinadas, y el segundo por tener en cuenta el comportamiento global de la estructura considerado en su conjunto. Existe una discrepancia entre los avances teóricos y el correspondiente desarrollo en el ámbito del proyecto, ya que actualmente la práctica habitual es, según el primer procedimiento, calcular los esfuerzos de una estructura según modelos elásticos lineales, y posteriormente dimensionar las piezas con métodos que tienen en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, lo que supone una falta de coherencia entre estas dos fases de cálculo que puede traducirse en una inadecuada valoración de la seguridad e incluso en mayor costo de la estructura.

Es precisamente, el estudio del comportamiento global de la estructura, el análisis de la respuesta en todas las etapas del comportamiento, la confirmación de la incidencia del fenómeno inelástico en los diversos estados límites y la puesta al día de los principios de seguridad requeridos por la nueva aproximación, lo que caracteriza el desarrollo teórico en las últimas décadas, así como la iniciación de investigaciones sistemáticas sobre la intervención conjunta de la no linealidad geométrica y mecánica. Evidentemente, todos estos desarrollos no habrían sido posibles sin la evolución de los ordenadores.

El comportamiento de la mayoría de las estructuras hiperestáticas sometidas a cargas no repetitivas puede idealizarse por medio de tres modelos lineal, elasto-plástico perfecto y no lineal.

El modelo lineal es adecuado para el análisis de estructuras con un comportamiento frágil.

El modelo elasto-plástico perfecto se ajusta bien al comportamiento de las estructuras de acero y al de aquellas otras en las que la ductilidad del acero gobierna el estado último. Un caso particular importante es el modelo rígido plástico, ampliamente conocido y empleado en el cálculo de estructuras.

4.2. Análisis no lineal

Una de las hipótesis del análisis estructural de sistemas elásticos lineales es que las deformaciones son finitas, pero suficientemente pequeñas en magnitud para poder establecer el equilibrio de la estructura en la configuración no deformada sin incurrir en errores significativos. Esta suposición es generalmente válida para el estado de servicio de estructuras y por lo tanto, el análisis de 1er orden es adecuado para determinar la respuesta de la estructura para este nivel de solicitaciones.

Un análisis no lineal es aquel que tiene en cuenta no linealidad mecánica, esto es el comportamiento tensodeformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en situación deformada (efectos de segundo orden). El comportamiento no lineal lleva intrínseco la invalidez del principio de superposición y, por tanto, el formato de seguridad contemplado en las normativas de diseño no es aplicable en el análisis no lineal.

En las estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando estas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (e.g. fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.), su interacción y su proceso constructivo.

Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo completo de la estructura (ej. cuantía de armaduras, geometría, etc.), por lo que se suele utilizar para efectuar comprobaciones posteriores al dimensionamiento. Actualmente existen varias propuestas para el proyecto de estructuras de hormigón en este régimen, algunas la podemos encontrar en normativas internacionales como es el caso del método elástico con redistribución limitada.

La no-linealidad se puede deber solamente a que el material no es lineal y estamos en el caso de NO-LINEALIDAD FISICA.

Si en cambio la no-linealidad se debe a que los desplazamientos en la estructura no son pequeños estamos en el caso de NO-LINEALIDAD GEOMETRICA.

Veamos los cuatro niveles de análisis que podemos plantear:

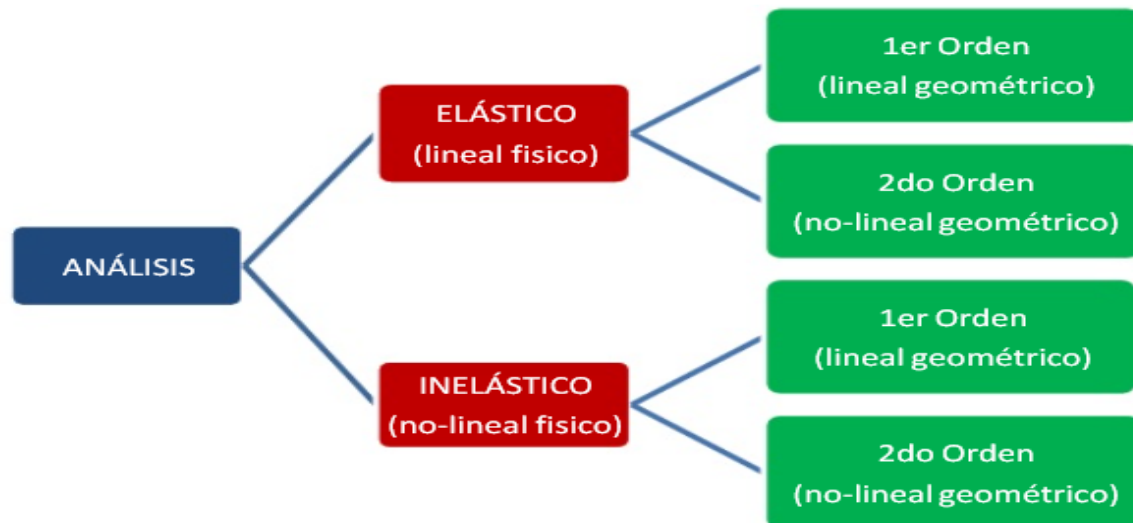


Figura 4.4. Análisis de linealidad (Fuente: Elaboración propia)

Análisis elástico de 1er Orden:

“Las deformaciones de sección y los desplazamientos de la estructura son pequeños”

El más comúnmente utilizado para diseño hoy en día. No considera ninguna de las fuentes de no linealidad de estructuras. Matricialmente lo podemos expresar como la solución al problema.

$$[K].\{u\} = \{f\}$$

Análisis elástico de 2do Orden:

“Las deformaciones de sección son pequeñas y los desplazamientos de la estructura no son pequeños”

Considera los efectos de sobre esfuerzos y deformaciones de la estructura provenientes de considerar el equilibrio de ésta en la posición deformada. No incluye los efectos de la no-linealidad del material, pero permite determinar la estabilidad elástica de estructuras sometidas simultáneamente a cargas verticales (gravitacionales) y laterales (sismo). El problema debe plantearse en forma incremental, debido a que el estado actual de la estructura depende de lo que haya pasado anteriormente.

$$[K + K_g].\{u + du\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K_g: Matriz de rigidez geométrica de la estructura.

u: Vector de desplazamientos de la estructura.

du: Incremento de desplazamiento.

f: Vector de fuerzas externas de la estructura

Análisis inelástico de 1er Orden:

“Las deformaciones de sección no son pequeñas y los desplazamientos de la estructura son pequeños”

Es el caso del análisis de estructuras en régimen anelástico (cálculo plástico), donde en ciertas zonas o secciones de la estructura se alcanza deformaciones muy importantes que se traducen en la formación de articulaciones plásticas, a pesar de las cuales los desplazamientos de la estructura se mantienen pequeñas y el equilibrio puede seguir siendo analizado sin tenerlos en cuenta. Esta es una NO-LINEALIDAD FÍSICA.

Similarmente al caso anterior, es necesario plantear el problema en términos incrementales de la siguiente forma:

$$[K + K_m]. \{u + d u\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K_m: Matriz de reducción plástica de la estructura.

u: Vector de desplazamientos de la estructura.

du: Incremento de desplazamiento.

f: Vector de fuerzas externas de la estructura

Análisis inelástico de 1er Orden:

“Las deformaciones de sección no son pequeñas y los desplazamientos de la estructura no son pequeños”

Considera tanto la no linealidad del material como la geométrica. En términos generales, provee la representación más adecuada del comportamiento real de la estructura ante cargas.

El problema a resolver se puede representar de la siguiente forma:

$$[K + K_m + K_g]. \{u + d u\} = \{f\}$$

En donde:

K: Matriz de rigidez elástica de la estructura.

K_m: Matriz de reducción plástica de la estructura.

K_g : Matriz de rigidez geométrica de la estructura.

u : Vector de desplazamientos de la estructura.

du : Incremento de desplazamiento.

f : Vector de fuerzas externas de la estructura

4.1.1. No linealidad del material

En todo punto de un sólido de un determinado material existe una relación entre las tensiones y las deformaciones en dicho punto al someter al sólido a un sistema cuales quiera de cargas. Si el sólido recupera su forma inicial al cesar la aplicación de las cargas, se dice que el material tiene un comportamiento elástico. Si además, la relación entre tensiones y deformaciones es lineal, se dice que el material tiene un comportamiento elástico y lineal.

Las tres hipótesis anteriores son necesarias y suficientes para considerar el sólido deformable como elástico y lineal. Además de las tres hipótesis anteriores, en el estudio de la Elasticidad Lineal y de la Resistencia de Materiales, se suponen estas otras hipótesis:

-Principio de Saint-Venant

-El material es homogéneo

-El material es isótropo

-El problema es estático

-El problema es isoterma

Cuando se consideran ciertos materiales, como por ejemplo el cobre, donde la curva de tensión-deformación no tiene ningún tramo lineal, aparece una dificultad ya que no puede usarse la Ley de Hooke. Para ese tipo de materiales no lineales pueden definirse magnitudes asimilables al módulo de Young de los materiales lineales, ya que la tensión de estiramiento y la deformación obtenida no son directamente proporcionales. Para estos materiales elásticos no-lineales se define algún tipo de módulo de Young aparente. La posibilidad más

común para hacer esto es definir el módulo de elasticidad secante medio, como el incremento de esfuerzo aplicado a un material y el cambio correspondiente a la deformación unitaria que experimenta en la dirección de aplicación del esfuerzo. La otra posibilidad es definir el módulo de elasticidad tangente.

La no linealidad del material se presenta cuando la relación constitutiva entre tensiones y deformaciones va cambiando para distintos niveles de carga, es decir no es constante a lo largo del proceso de deformación.

4.2.2. No linealidad geométrica

En muchos problemas de mecánica de sólidos deformables las cargas aplicadas provocan en el sólido unas deformaciones de tal magnitud que no puede aceptarse la hipótesis de que la posición final deformada coincide con la posición inicial. Por lo tanto, en este caso no puede emplearse la suposición habitual de plantear las ecuaciones de equilibrio en la posición inicial descargada del sólido. La respuesta del sólido es altamente no lineal pues por una parte no se conoce la posición deformada final en la cual plantear las ecuaciones de equilibrio y por otra la presencia de grandes deformaciones implica el uso de medidas de la deformación adecuadas, que son esencialmente no lineales.

Esta no linealidad asociada a las grandes deformaciones se conoce habitualmente como no linealidad de origen geométrico. A ella se puede añadir en algunos casos la no linealidad debida al comportamiento constitutivo del material, el cual puede ser elástico (lineal o no) o bien no elástico, que siempre es no lineal.

La no Linealidad Geométrica aparece cuando el cuerpo experimenta grandes desplazamientos o deformaciones, que producen cambios significativos en su configuración geométrica al avanzar el proceso de carga, la naturaleza no lineal del fenómeno hace que no pueda calcularse en general la situación deformada final.

4.2.3. Efecto P-Delta

Una de las hipótesis del análisis estructural de sistemas elásticos lineales es que las deformaciones son finitas, pero suficientemente pequeñas en magnitud para poder establecer el equilibrio de la estructura en la configuración no deformada sin incurrir en errores significativos. Esta suposición es generalmente válida para el estado de servicio de estructuras y, por tanto, el análisis elástico de 1er orden es adecuado para determinar la respuesta de la estructura para este nivel de solicitaciones. Sin embargo, cuando se debe determinar la capacidad de la estructura, ya sea en términos de resistencia (nivel de diseño) o de deformación (niveles de diseño y último), necesariamente tenemos que considerar los efectos de las solicitaciones actuando en la configuración deformada de la estructura. Estos efectos se pueden dividir en dos:

- a) Aumento en los esfuerzos internos de los elementos
- b) Aumento en las deformaciones de la estructura

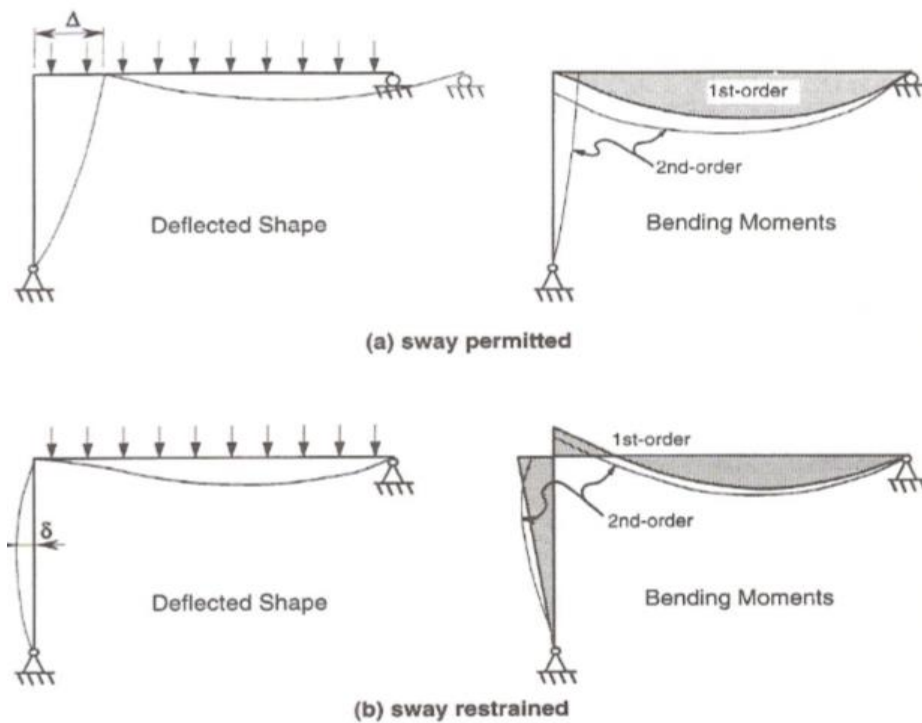


Fig. 16.2 Second-order $P-\Delta$ and $P-\delta$ moments.

Figura 4.5. Teoría de 2° orden (Fuente: U- Cursos Universidad de Chile)

Con respecto al aumento de los esfuerzos internos, normalmente se distingue entre dos tipos. Para ilustrar estos efectos vamos a volver al ejemplo:

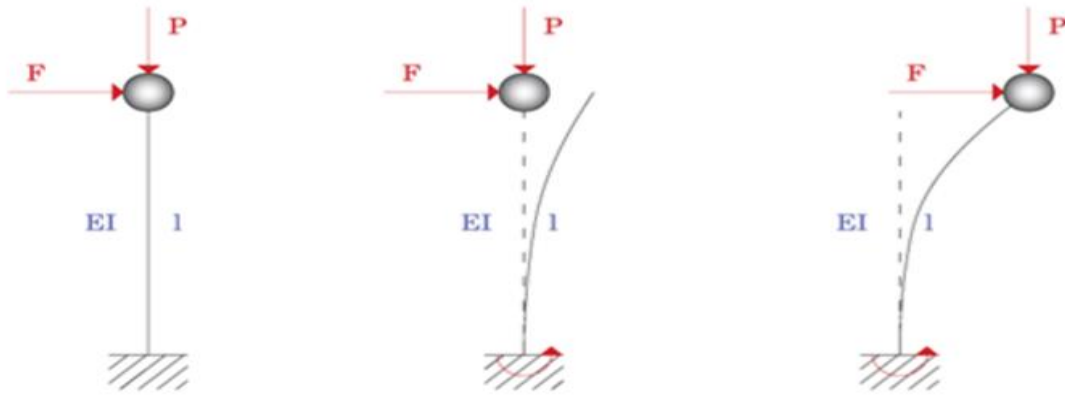
1. El primer aumento proviene del momento adicional causado por las cargas axiales en los extremos del elemento actuando a través de la posición desplazada de estos. Es por eso que este efecto es normalmente llamado $P-\Delta$.
2. El segundo efecto tiene que ver con el momento adicional generado en el elemento por el esfuerzo axial actuando a través de la deformación transversal del elemento δ . De ahí el nombre comúnmente asociado a este efecto ($P-\delta$).

Cuando se habla en general del efecto de segundo orden sobre los esfuerzos se utiliza normalmente el término “efecto P-delta”. Utilizando nuevamente el ejemplo, vamos a hacer algunas observaciones:

- Los efectos de segundo orden afectan los esfuerzos tanto en columnas como en vigas y conexiones.
- Los momentos de segundo orden no tienen necesariamente la misma distribución que los de primer orden. Por lo tanto, el uso de factores de amplificación para considerar estos efectos debe hacerse con mucho cuidado de las hipótesis consideradas cuando se derivaron estos factores.
- Todos los elementos estructurales están sujetos a ambos tipos de P-delta. En muchos casos un efecto dominará sobre el otro, pero la distinción entre ambos no siempre es tan clara como en el ejemplo considerado.
- Superposición ya no es aplicable. Para considerar los efectos de segundo orden en el análisis es necesario aplicar todas las acciones al mismo tiempo, mayoradas por sus respectivos factores si se está utilizando un método de diseño con factores de carga.

Otra aplicación muy importante del análisis de 2º orden es la determinación de la estabilidad de una estructura sometida a cargas laterales y verticales simultáneamente. Al analizar el límite de estabilidad de una estructura como la de la figura, un análisis de 1er orden diría que

la carga crítica que causa inestabilidad de la estructura es la misma para los casos con y sin carga lateral. Sin embargo, al considerar los efectos de 2° orden la carga crítica disminuye.



Efecto $P - \Delta$ sobre un sistema de un grado de libertad.

Figura 4.6. Efecto P- Δ (Fuente: El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras Juan C. Vielma P. Manuel A. Cando L.)

Se debe considerar la amplificación de esfuerzos de primer orden (efectos de segundo orden), tomando en consideración de forma simplificada el efecto debido al desplazamiento horizontal de las plantas a causa de la acción del viento. Frente a la actuación de acciones horizontales, los soportes pierden la verticalidad, con lo cual el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria produce un momento respecto a la base del pilar (efecto P-delta), cuyo resultado es la amplificación de la acción horizontal. Este efecto puede llegar a ser muy importante en el caso de estructuras esbeltas y es conveniente tenerlo en cuenta, en cualquier caso.

El procedimiento previsto permite amplificar los momentos de primer orden debido a los efectos de segundo orden a partir de los desplazamientos de primer orden de cada planta, pudiendo éstos últimos amplificarse por un coeficiente corrector para tomar en consideración la pérdida de rigidez de los elementos con secciones fisuradas.

4.3. Análisis del efecto P-Delta en una columna de hormigón armado

DATOS			mm	col 1	col 2	col 3	col 4	col 5	col 6	col 7	col 8	col 9	col 10	col 11	col 12	col 13	col 14	col 15	col 16	col 17	col 18	col 19	col 20	ΣL mm	ΣΔ mm							
f _c =	21	Mpa	para	L=	3400																				3400							
			carga 1	Δ=	0,41219																							0,412189				
E=	30245	N/mm ²	para	L=	3399,59	3400,4122																				6800						
			carga 2	Δ=	0,41214	0,4122393																							0,824379			
b=	300	mm	para	L=	3399,59	3399,9999	3400,4122																				10200					
			carga 3	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4122393																						1,236568			
A=	90000	mm ²	para	L=	3399,59	3400	3400	3400,41224																				13600				
			carga 4	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41223932																						1,648757		
L=	3400	mm	para	L=	3399,59	3400	3400	3399,99995	3400,4122																				17000			
			carga 5	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4122393																						2,060947	
P=	330	KN	para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400,4122																				20400			
			carga 6	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4122393																						2,473136
Δ = E*L/P*A			para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400	3400,4122																				23800		
			carga 7	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4121893	0,4122393																					
			para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400	3400	3400,4122																				27200	
			carga 8	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,4122393																				
			para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400,412																			30600	
			carga 9	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,412239																			
			para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400,412																		34000	
			carga 10	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,412189	0,412239																		
			para	L=	3399,59	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400	3400,4122																	37400	
			carga 11	Δ=	0,41214	0,4121893	0,4121893	0,41218934	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,4121893	0,412189	0,412189	0,4122393																	

4.4. Análisis de resultados

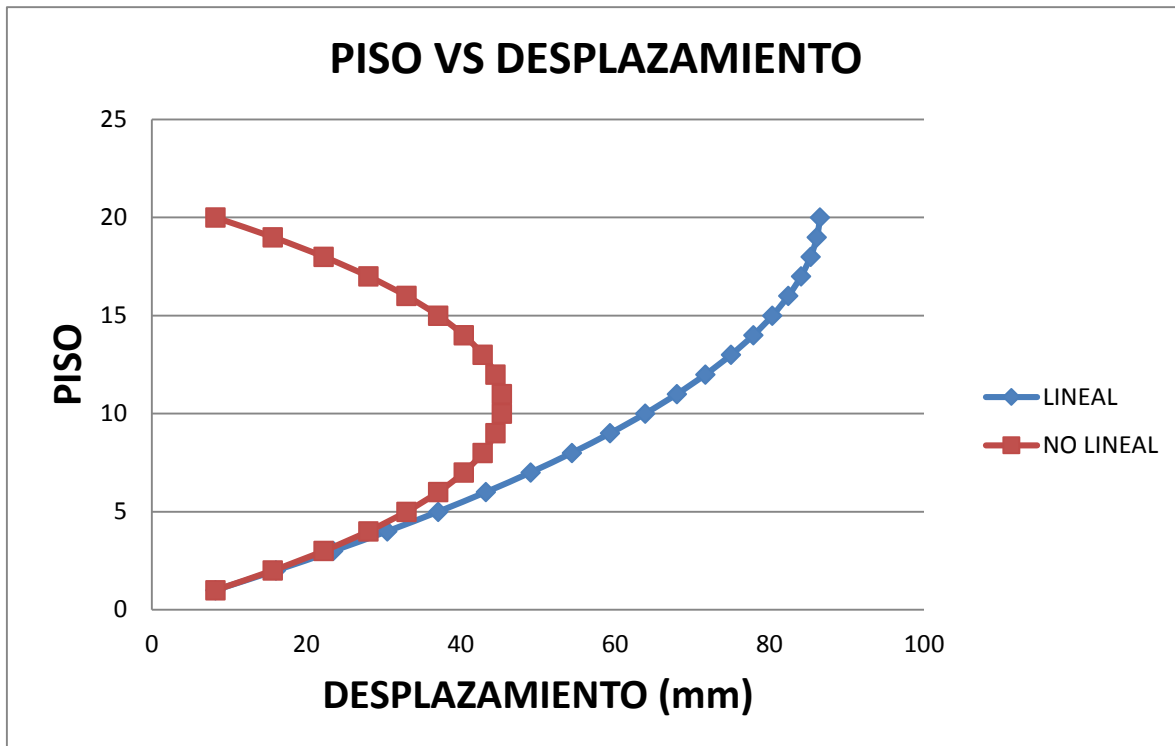


Figura 4.7. Piso Vs Desplazamiento (Fuente: Elaboración propia)

- *Del análisis realizado se puede concluir que el desplazamiento Δ hasta el quinto piso no presenta diferencias significativas tanto en el análisis lineal como en el análisis no lineal por lo que se puede concluir que para edificios de similares características al diseñado en el presente trabajo se puede despreciar el efecto P-Delta hasta en edificios de 5 pisos.*
- *Los edificios a partir de los 6 pisos en adelante deben considerar el efecto P-Delta en el diseño ya que la diferencia tanto en el análisis lineal como en el análisis no lineal es bastante significativa lo cual genera mayores desplazamientos y esfuerzos en la estructura los cuales deben de tomarse en cuenta.*

El modelo no lineal es el que se ajusta mejor a las estructuras de hormigón armado.

De lo planteado se puede concluir lo siguiente:

- *Para el estudio del comportamiento de estructuras típicas de edificios de hormigón armado en el régimen no lineal, con objeto de proporcionar a los proyectistas los elementos teóricos y prácticos necesarios para el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de acuerdo con criterios más ajustados al funcionamiento real de las mismas se debe partir de los diagramas tensión-deformación reales del hormigón, se deben calcular los esfuerzos mediante teorías de segundo orden y considerar las deformaciones diferidas debidas a las cargas sostenidas.*
- *El estudio de hormigón armado en el régimen no lineal permitirá completar las normativas vigentes en una serie de campos en los que se considere la necesidad o conveniencia de proceder a un análisis más avanzado que el lineal habitual, teniendo en cuenta, por ejemplo, la redistribución de esfuerzos en los elementos a flexión — forjados y vigas— y los efectos de segundo orden en las estructuras y elementos comprimidos. Para ello se deben desarrollar métodos de cálculo de carácter muy general y métodos simplificados de más fácil aplicación, delimitando los campos de validez respectivos.*

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

CONCLUSIONES:

Se concluye que:

- Se realizó satisfactoriamente el diseño estructural del Nuevo Centro de Salud de Segundo Nivel en la Comunidad de Yaguacua”
- La topografía del terreno es llana y no presenta erosiones ni desniveles de relevancia.
- La arquitectura del diseño es adecuada para la finalidad por la cual se construirá, además de mostrar una presentación moderna y cómoda.
- El suelo de fundación es apto para cimentaciones superficiales, porque el límite para optar otra fundación es de 0.6 kg/cm^2 la capacidad portante del suelo, presentando resistencias admisibles de suelo en un rango de 1,60 a 1,81 Kg/cm^2 y un estrato de arcilla inorgánica de baja compresibilidad.
- La CBH-87 al ser basada en la norma EHE de España, y por seguir los lineamientos de diseño en estados límites, y por no contar con normas nacionales, la norma de cargas usada es la DBSE-AE.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2016. Donde se verifico la cuantía de los elementos más solicitados en forma manual, de donde se concluyó que los resultados tienen alguna variación, pero siempre en favor de la seguridad de la estructura.
- Las columnas fueron verificadas al pandeo, debido a que se tratan de columnas intermedias, todas son de sección cuadrada de 30 cm x 30 cm, cumpliendo todas las recomendaciones de la Norma Boliviana de Hormigón Armado, como ser diámetros mínimos, separación entre estribos, recubrimientos, disposición de las armaduras.
- Se utilizó losa alivianada, debido a que presentan ciertas ventajas como ser:
 - 1.- Aligeramiento y por tanto reducción del peso de la estructura.
 - 2.- Reducción de materiales y mano de obra.
 - 3.- De fácil colocación y manejo.
- Es necesario hacer el análisis del efecto P delta, para estructuras esbeltas mayores a 6 pisos, por la deformación de segundo orden que sufren las estructuras esbeltas.

- Los precios unitarios y el costo total de la obra fueron evaluados solo para el diseño estructural tomando en cuenta la obra gruesa y la obra fina, no se tomaron en cuenta las instalaciones sanitarias, eléctricas y de gas.

RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos a la hora de emplazamiento del proyecto, para constatar los resultados de ensayos de suelos obtenidos para la elaboración del presente proyecto.
- Se recomienda que las dimensiones de las vigas de hormigón armado cumplan con el dominio 3 de deformación, para que los materiales trabajen eficazmente.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda hormigonar con hormigones premezclados ya que se tiene una cierta garantía y además se ahorra tiempo y dinero. Utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Al realizar el análisis de futuras construcciones siempre tomar en cuenta el efecto P delta para estructuras esbeltas, con esto podríamos evitar figuraciones.
- Si el proyecto no es ejecutado actualmente, modificar los precios unitarios, por la actualización de los precios de materiales de construcción.