

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

El acceso a agua potable es un derecho humano esencial y un pilar fundamental para la salud pública y el desarrollo sostenible de las comunidades. Sin embargo, en los barrios Monte Méndez y Erquíz Oropeza del municipio de San Lorenzo, el sistema de abastecimiento de agua potable presenta serias deficiencias, lo que incrementa el riesgo de enfermedades de origen hídrico y afecta significativamente la calidad de vida de sus habitantes.

1.1.1. Planteamiento del problema

La población de los barrios Monte Méndez y Erquíz Oropeza, en el municipio de San Lorenzo, enfrentan desafíos debido a la falta de un sistema adecuado de suministro de agua potable, que tiene como causas principales la infraestructura adecuada, el crecimiento poblacional sin la correspondiente expansión de servicios, el desarrollo urbano desordenado y falta de planificación.

Los efectos de este problema incluyen la escasez de agua en los hogares, el aumento en la incidencia de enfermedades relacionadas con la falta de agua potable, y la reducción en la calidad de vida de los habitantes, por lo que se vio la necesidad de plantear algunas alternativas de solución a esta problemática: Una de ellas es la instalación de cisternas subterráneas o superficiales en puntos estratégicos de los barrios para almacenar y distribuir agua potable de manera más eficiente, como una medida inmediata y temporal, se plantea el uso de camiones cisterna que recorran los barrios para entregar agua potable directamente a las familias, entre otras alternativas de solución se considera la construcción de un tanque elevado como una solución a largo plazo que permita almacenar volúmenes de agua y distribuirla eficientemente. Para comprender mejor el planteamiento del problema, se puede observar el (Anexo 1).

1.1.2. Formulación del problema

Con el diseño estructural y la construcción de los tanques elevados de almacenamiento de agua potable, se busca satisfacer de manera eficiente la demanda creciente de agua potable en los barrios Monte Méndez y Erquíz Oropeza, municipio de San Lorenzo, se puede solucionar el problema del acceso al agua potable, garantizando un suministro eficiente y mejorando la calidad de vida de la población.

1.1.3. Sistematización del problema

De la alternativa definida, "Diseño estructural de cinco tanques elevados de almacenamiento de agua potable en el municipio de San Lorenzo" y de acuerdo a los planos arquitectónicos, se consideran los siguientes aspectos técnicos.

- ✓ Tanques de forma rectangular.
- ✓ Losa de fondo (base) y superior del tanque conformada por una losa maciza de hormigón armado.
- ✓ Estructura de sustentación de la edificación porticada, conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- ✓ Paredes laterales del tanque de hormigón armado.
- ✓ Zapatas aisladas en terrenos con capacidad portante adecuada y losa de fundación en terrenos con baja capacidad portante.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- ✓ Realizar el análisis comparativo del diseño estructural de cinco tanques elevados de hormigón armado en el municipio de San Lorenzo, aplicando parámetros de las normas NB 1225001 y CBH - 87.

1.2.2. Objetivos específicos

- ✓ Abordar los criterios del diseño conceptual (estructuración y pre diseño) en tanques de hormigón armado.
- ✓ Modelar y analizar usando SAP 2000 la estructura planteada como solución, y juzgar los resultados obtenidos.
- ✓ Variar con los supuestos adoptados con el fin de observar la sensibilidad de las respuestas.
- ✓ Diseñar y detallar los elementos estructurales, aplicando las normas CBH - 87 y NB 1225001.
- ✓ Comparar los resultados obtenidos en el diseño para conocer las diferencias de hipótesis y de cálculos que existen entre estos dos códigos de diseño de hormigón armado.
- ✓ Realizar el cómputo métrico de los ítems del proyecto con sus respectivas especificaciones técnicas y su cronograma de ejecución.
- ✓ Elaborar un presupuesto aproximado.

1.3. Justificación

En Bolivia, el diseño de estructuras de hormigón armado se basa actualmente en la norma CBH-87, desarrollada en la década de 1990 a partir de criterios de la normativa europea EH-91. No obstante, esta norma no ha sido actualizada con el paso del tiempo, lo que limita su adecuación a las exigencias actuales del diseño estructural.

Ante esta situación, se viene desarrollando la nueva norma NB 1225001 la cual se fundamenta en la norma americana ACI 318-14, la cual introduce criterios más modernos y acordes a las prácticas actuales del diseño estructural.

Por tal motivo es justificable realizar una comparación aplicado al diseño estructural de tanques elevados, en los elementos más importantes como ser vigas, columnas, losa y zapata y ver las diferencias en el cálculo de la armadura, en los elementos estructurales bajo las dos normas.

1.3.1. Académica

Aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera de ingeniería civil, además se consolidará el aprendizaje en el área de estructuras para realizar el cálculo estructural de un tanque elevado. Además, plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

1.3.2. Técnica

El diseño estructural actual se basa en herramientas computacionales avanzadas que permiten cálculos precisos y eficientes. Estas facilitan la comparación de cálculo de armaduras en los elementos estructurales bajo las normativas vigentes en Bolivia, como la CBH - 87 y la NB 1225001, asegurando el cumplimiento normativo y un desempeño estructural seguro y eficiente.

1.3.3. Social

Los tanques elevados beneficiarán directamente a los barrios Monte Méndez y Erquiz Oropeza, solucionando problemas de escasez de agua potable. Al mejorar la calidad y disponibilidad del recurso, se fortalece el bienestar de la comunidad y se promueve su desarrollo social y urbano. Además, la gestión realizada ante el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo para obtener información clave, como el estudio de suelos, informe topográfico y planos arquitectónicos, asegura que el diseño esté basado en datos técnicos precisos y ajustados a las necesidades reales de la región (ver Anexos 2 y 3).

1.4. Alcance del proyecto

1.4.1. General

El presente trabajo, tiene el propósito de proporcionar un procedimiento de diseño y análisis estático lineal de los elementos que conforman los tanques elevados de hormigón armado considerando únicamente cargas gravitacionales y viento tomando como base las recomendaciones de cada normativa.

1.4.2. Resultados a lograr

Los resultados a lograr serán desarrollados en el transcurso del desarrollo del proyecto de grado que abarcara:

- ✓ Definir el tipo de acciones que intervienen en la estructura (cargas muertas, vivas y cargas de viento).
- ✓ Diseñar los elementos estructurales tomando en cuenta todas las hipótesis de cada norma utilizando la herramienta SAP 2000.
- ✓ Analizar los resultados de cálculo de los elementos estructurales para determinar un posible ahorro de materiales usados.
- ✓ Detallamiento de planos estructurales utilizando la herramienta Revit Structure.

1.4.3. Limitaciones

Estas limitaciones fueron planteadas analizando el desarrollo del proyecto tomando en cuenta el tiempo de ejecución de la misma los cuales se indican a continuación:

- ✓ No se contempla el diseño dinámico por sismo ni por viento, ya que la normativa CBH-87 no incluye dichos efectos. Asimismo, el estudio no abarca aspectos hidráulicos del sistema.

1.4.4. Aporte académico

Se realiza la comparación de los parámetros hidrodinámicos empleados en el diseño sísmico de tanques elevados de agua, considerando los lineamientos de las normas internacionales ACI 350 y Eurocódigo 8. El análisis se desarrolla mediante modelación numérica en el software SAP2000, evaluando la influencia de dichos parámetros en la respuesta sísmica global de la estructura, específicamente en el cortante basal y el momento basal para un tanque rectangular.

1.5. Localización

El proyecto está ubicado en el municipio de San Lorenzo, departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia. Abarca el Distrito 6, en la localidad de Monte Méndez, que incluye los barrios 3 de Junio, San Cristóbal, Villa Esperanza y 29 de Abril, y el Distrito 2, en la localidad de Erquiz Oropeza, específicamente en el Barrio 10 de Abril.

Tabla 1. Coordenadas UTM de los tanques elevados

TANQUE	COORDENADAS
Barrio Villa Esperanza	E = 320221.68
	N = 7628529.16
Barrio 29 de abril	E = 320709.82
	N = 7628657.59
Barrio 3 de junio	E = 320556.86
	N = 7628409.84
Barrio San Cristóbal	E = 321817.96
	N = 7630023.13
Barrio 10 de abril	E = 316111.90
	N = 7625253.47

Nota: Las coordenadas UTM fueron obtenidas del informe topográfico proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo.

Figura 1. Croquis de ubicación general



Fuente: Imagen obtenida Google earth.

Para obtener más detalles sobre el levantamiento topográfico y las características del terreno, véase el Anexo 4.

CAPÍTULO II

MARCO

TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

Es de suma importancia conocer la configuración del terreno en que se emplazara la estructura, para esto se hace necesario un levantamiento topográfico en el cual se toman los datos necesarios para la representación gráfica del área en estudio.

Tras la obtención de los datos del terreno se puede determinar la configuración del mismo, a través de la generación de curvas de nivel que nos permiten en forma sencilla obtener la cota de cualquier punto del terreno, estas curvas representaran el relieve del terreno.

2.2. Estudio de suelos

Para diseñar la cimentación de una estructura se deben conocer las propiedades del suelo. Con un estudio de suelos se determina la capacidad portante máxima que acepta el terreno y en función a este dato, se diseña el tipo de cimentación más conveniente y la profundidad a la cual se va a cimentar.

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

Para la determinación de la capacidad portante del suelo (in situ), se realizará el ensayo del suelo SPT (penetrómetro dinámico estándar). Este ensayo permite determinar la densidad relativa del suelo.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- ✓ Sacar su contenido de humedad de la muestra extraída, para determinar su condición saturada.

- ✓ Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTRBERG, para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.
- ✓ Se realiza la metodología de cálculo.

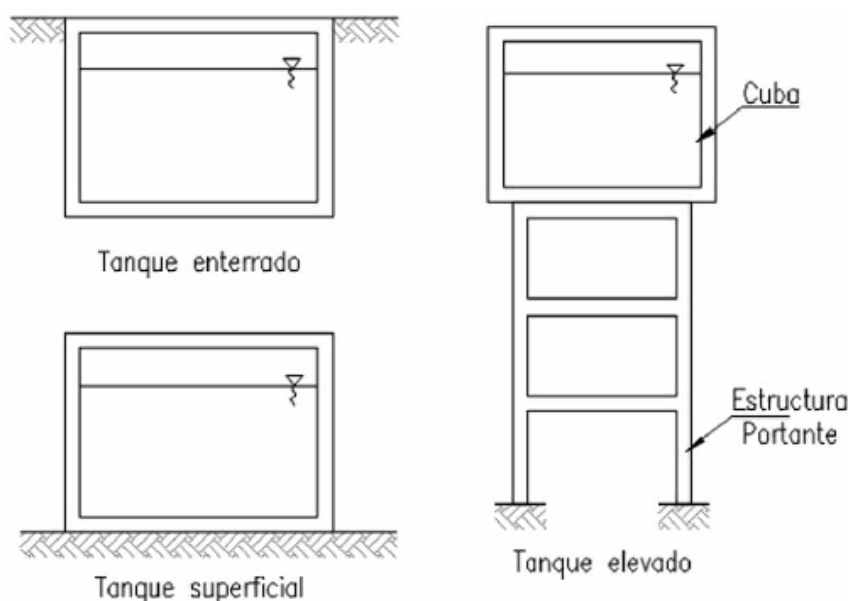
2.3. Tanques de almacenamiento

2.3.1. Generalidades

En diferentes obras de captación de agua potable se utiliza estructuras especiales para el almacenamiento. Entre ello se encuentra los tanques elevados de hormigón armado. Los tanques elevados son sistemas estructurales de almacenamiento y regulación de líquidos, que forman parte de una red de abastecimiento complementariamente por otros sistemas.

De forma general, los tanques de almacenamiento de agua pueden ser: tanques superficiales, tanques elevados, tanques enterrados. Son de diferentes tamaños dependiendo del volumen de líquido que almacenarán y esto condiciona su forma. Los tanques también se clasifican por su forma en planta en: cuadrados, rectangulares o circulares.

Figura 2. Tipos de tanques de almacenamiento



Fuente: Adaptado de Harmsen (2017, p. 851).

2.3.2. Ubicación de tanques de almacenamiento

La ubicación y la cota de nivel del tanque de almacenamiento deben definirse en función del área de cobertura del sistema, considerando criterios técnicos e hidráulicos que permitan garantizar un adecuado funcionamiento de la red de distribución.

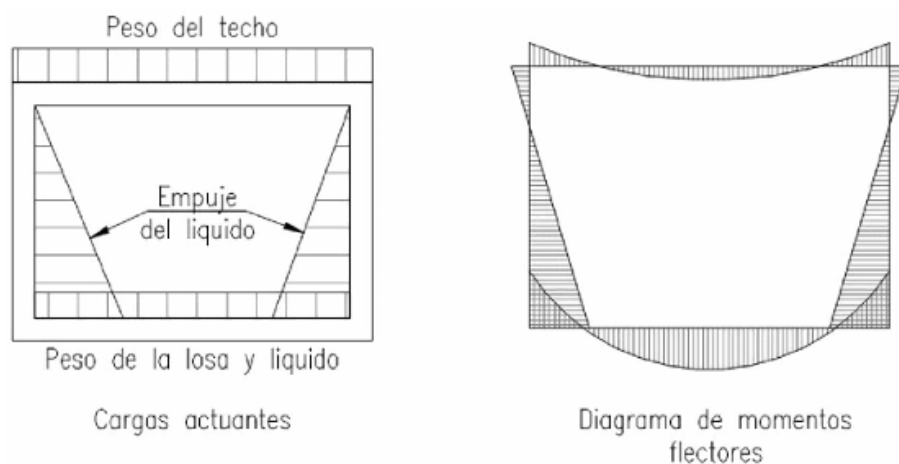
“La distribución a la red debe efectuarse por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar, en cualquier instante y en todos los puntos de la red, una presión suficiente” (Fernández, 2013, p. 4).

2.3.3. Análisis estructural de los tanques rectangulares

Las paredes, la base y la tapa de los tanques rectangulares son losas sometidas cargas uniformemente distribuidas, triangulares o trapezoidales. Dependiendo de sus dimensiones, experimentan flexión en una o dos direcciones.

La condición de carga crítica para este tipo de estructuras se presenta cuando el tanque está lleno. Sobre el techo, si existe, actúa su peso propio, el peso de alguna cobertura y la sobrecarga; mientras que, en las paredes, la presión del líquido contenido. Las cargas que actúan sobre la estructura son las mostradas en la figura (3).

Figura 3. Análisis de la cuba de un tanque elevado



Fuente: Adaptado de Harmsen (2017, p. 861).

2.4. Filosofías de las normativas bolivianas

Las dos normas bolivianas de hormigón armado están basadas en dos escuelas importantes a nivel mundial, la escuela europea (Código Técnico y Eurocódigo) y la escuela americana (American Concrete Institute ACI). Estas dos escuelas comparten varios aspectos en el diseño estructural, pero se diferencian en otras.

2.4.1. Filosofía de la Normativa CBH – 87

Para seguir el método de los estados limite la normativa CBH – 87 tiene varios principios, entre ellos se puede ver:

- ✓ **Racionalidad técnica:** La norma tiene un enfoque técnico y científico, que utiliza principios de ingeniería estructural y tecnología de los materiales, para asegurar la seguridad y durabilidad de las estructuras.
- ✓ **Seguridad estructural:** La norma busca garantizar la seguridad de las personas y de las estructuras, con ayuda de parámetros de diseño y requisitos que reduzcan el riesgo de fallas en la vida útil de la edificación frente a cualquier condición de carga y acción ambiental.
- ✓ **Eficiencia estructural y economía:** La estructura debe de ser eficiente en cuanto a resistencia, estabilidad y durabilidad de los elementos estructurales, minimizando el uso de materiales y recursos sin afectar a la seguridad
- ✓ **Adaptabilidad y evolución:** La CBH – 87 viene de la ideología EHE que se considera como una norma dinámica que se puede actualizar de acuerdo a las condiciones y necesidades de la sociedad.
- ✓ **Sostenibilidad:** La norma tiene énfasis en el uso responsable de los recursos naturales y el impacto ambiental que puede ocasionar una construcción.

En resumen, la filosofía de la normativa CBH – 87 tiene un enfoque técnico científico adoptada directamente de la normativa española EHE, buscando crear edificaciones de hormigón armado que sean seguras, eficientes en cuanto al uso de los materiales y sostenible, adaptándose a las necesidades sociales.

2.4.2. Filosofía de la normativa NB 1225001

La normativa NB 1225001 tiene como base filosófica concretamente al código ACI 318 – 14, teniendo varios principios entre las cuales se destaca.

- ✓ **Seguridad y confiabilidad:** La normativa se centra en la seguridad, resistencia y durabilidad que debe de tener una estructura, garantizando el rendimiento de esta en su vida útil.
- ✓ **Racionalidad en el diseño:** Debido a que normativa está en base a la ACI 318 – 14, esta comparte la idea de promover el diseño racional, utilizando métodos de análisis y diseño que estén basados principalmente en la experiencia práctica y estudios científicos, optimizando el uso de materiales de la edificación.
- ✓ **Durabilidad:** Aparte de que la edificación deba ser resistente, la norma provee condiciones de durabilidad, introduciendo aspectos como la corrosión del refuerzo y otros factores que puedan afectar a la estructura.
- ✓ **Innovación y actualización:** La norma debe de estar en constante actualización que reflejen los últimos avances científicos y de construcción.
- ✓ **Ética profesional:** La norma tiene base en la ACI 318 – 14 que toma relevancia en la ética profesional que debe tener el ingeniero estructurista a la hora de realizar el diseño y construcción de la obra, animando siempre a que los ingenieros tengan un alto nivel de integridad, responsabilidad y transparencia.

En general se puede decir que la filosofía de la normativa NB 1225001 está enfocada principalmente en estructuras seguras, diseñadas racionalmente en base a métodos de análisis basados en la experiencia y en la investigación científica, haciendo estructuras resistentes donde la integridad y responsabilidad del ingeniero son tomados en cuenta. Y al igual que cualquier normativa busca estar actualizada constantemente.

2.4.3. Diferencia entre filosofías normativas

Las normas CBH – 87 y la NB 1225001 en general pueden compartir algunas bases filosóficas como la seguridad estructural, la eficiencia y la sostenibilidad. Pero tiene algunas diferencias, siendo el principal la RACIONALIDAD TECNICA EN EL DISEÑO.

La norma CBH – 87 que viene prácticamente de la EHE, tiene opciones más técnicas basada en estudios realizados muy profundos, donde se crearon modelos (ecuaciones) a partir de hipótesis o principios teóricos que luego los pusieron a prueba en laboratorio. Si fallaban estos modelos en la prueba se los desechaba directamente con la creencia que las hipótesis dadas para el modelo eran fallidas o hay que revisarlas.

La NB 1225001 que es una fiel adaptación de la ACI 318 – 14, se basa en un enfoque racional y natural, donde la experimentación es fundamental. Los desarrolladores de la metodología ACI recopilaban datos durante varias décadas de investigación experimental, con los cuales se lograron desarrollar diferentes ecuaciones y modelos.

Una vez obtenido dichas ecuaciones, se los verificaron con datos de prueba de laboratorio y si el modelo no verificaba se lo desechaba directamente y se creaba otro a partir de los datos de la experimentación ya hecha.

Como se puede ver, la EHE tiene su base en un mayor nivel académico y de investigación teórica a diferencia de la ACI que es mucho más práctica y con un nivel alto en la investigación experimental.

Esto sin duda es la diferencia principal entre las dos normativas.

2.5. Diseño estructural

2.5.1. Materiales

La norma CBH - 87 y NB 1225001, nos sugieren utilizar: las propiedades, características, deformaciones admisibles y resistencia de los materiales, de la siguiente manera:

2.5.1.1. Hormigón

La resistencia característica o resistencia específica es un valor probabilístico de 5% de probabilidad de valores menores a esta. Se puede determinar de acuerdo a, (CBH - 87, p. 29).

$$f_{ck} = f_{cm} \cdot (1 - 1.6 \cdot \delta) \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde:

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón en MPa

f_{cm} = Resistencia media del hormigón en MPa

δ = Desviación estándar típica

Se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del hormigón, el valor f_{cd} , dado por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Ec. (2)}$$

Dado el coeficiente de minoración del hormigón es: $\gamma_c = 1.50$

La NB 1225001-1. En su sección 19.3.2.1 (capítulo 19, p. 411) establece:

$$f'_c \geq 17.5 \text{ [MPa]}$$

Donde:

f'_c = Resistencia característica cilíndrica de compresión a los 28 días.

2.5.1.1.1. *Propiedades características del hormigón*

✓ **Módulo de deformación longitudinal**

El módulo de elasticidad para el hormigón puede calcularse con la siguiente formula de acuerdo a su acápite 5.1.6, (CBH - 87, p. 34).

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad \text{Ec. (3)}$$

E_{cm} = Valor medio del módulo de la deformación longitudinal del hormigón.

Por su parte, la normativa boliviana NB 1225001 ofrece en su acápite 19.2.2 el siguiente valor de módulo de elasticidad del hormigón:

Para hormigones de densidad normal, E_c puede tomarse como:

$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde f'_c en MPa, resultado de E_c en MPa.

✓ **Módulo de corte**

El módulo de corte o rigidez para cualquier material, es el coeficiente de elasticidad para una fuerza de corte, se define como relación de:

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{Ec. (5)}$$

✓ **Coefficiente de Poisson**

La norma CBH - 87 y NB 1225001 recomiendan un valor medio bajo tensiones normales de utilización de:

$$\nu = 0.2$$

✓ **Peso específico**

La norma CBH - 87 en su acápite 6.2.2.1, considera las siguientes masas específicas:

- ✓ El peso específico del hormigón sin armar se toma igual a $\gamma_c = 23 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

- ✓ El peso específico del hormigón armado se toma igual a $\gamma_c = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

En cambio, la NB 1225001, establece en su parte dos de comentarios que en general, el hormigón de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 21 y 25 $\text{[kN/m}^3\text{]}$, y comúnmente se toma entre 23 y 23.5 $\text{[kN/m}^3\text{]}$.

Para el proyecto se tomará el caso más desfavorable para el análisis: $\gamma_c = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$

2.5.1.2. Acero

Según CBH - 87, se considera como resistencia de cálculo, o de diseño, del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

f_{yk} = Limite elástico del proyecto.

γ_s = Coeficiente de minoración del acero es: $\gamma_s = 1.15$

Por su parte la NB 1225001 especifica que los valores fluencia de la armadura longitudinal usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 [MPa]

La resistencia de diseño del acero corrugado será de grado 60 con un esfuerzo de fluencia:

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

2.5.1.2.1. Propiedades características del acero de dureza natural

- ✓ **Módulo de deformación longitudinal**

Según CBH-87 en su acápite 5.2.5, recomienda el siguiente valor de:

$$E_s = 210000 \text{ [MPa]}$$

Por su parte la NB 1225001 en su acápite 20.2.2.2, recomienda que para el acero de la armadura no pretensada puede tomarse como:

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]}$$

✓ **Peso específico**

La norma CBH-87 y NB 1225001 no establecen una recomendación, pero generalmente las especificaciones de las empresas de suministro de acero recomiendan un valor de:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

2.5.2. Acciones

2.5.2.1. Acciones según CBH - 87

La determinación de las acciones en el código boliviano se clasifica en:

- ✓ Acciones directas
- ✓ Acciones indirectas

Las acciones directas son producidas por fuerzas y otras aplicadas directamente a la estructura.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, imponiendo deformaciones, o aplicando aceleraciones de forma indirecta.

También por su naturaleza las acciones se pueden clasificar en:

- ✓ Acciones estáticas
- ✓ Acciones dinámicas

2.5.2.1.1. Acciones directas

Las acciones directas se pueden clasificar según la norma en: (CBH - 87, 1987, p. 44)

- ✓ Permanentes
- ✓ Variables
- ✓ Extraordinarias

2.5.2.1.2. Acciones indirectas

Las acciones indirectas pueden ser: (CBH - 87, 1987, p. 45)

- ✓ Acciones reológicas, como ser acciones por retracción y fluencia.

- ✓ Vibraciones, asientos de apoyos.
- ✓ Acciones sísmicas.

2.5.2.2. Acciones según NB 1225001

Las acciones sobre la estructura en la norma Bolivia actual están detalladas en la NB 1225002 “Acciones sobre la Estructura”, las que señalan lo siguiente:

2.5.2.2.1. Cargas Gravitatorias

Las cargas gravitatorias son las que actúan en la estructura en forma directa y cuyas fuerzas debidas a la masa por la gravedad producen cambios de estado tensional en la estructura:

Carga Muerta

- ✓ Peso Propio (D_G).
- ✓ Carga permanente (D_P).

Carga Viva

- ✓ Sobrecarga de Servicio (L)
- ✓ Sobrecarga de lluvia (R)
- ✓ Nieve (S)
- ✓ Carga sobre la cubierta (L_r).

2.5.3. Metodología de diseño según CBH – 87

La norma CBH – 87, utiliza el método de cálculo de los estados limite, donde la estructura debe reunir las condiciones adecuadas de: seguridad, funcionalidad y durabilidad.

En consecuencia, el proceso de cálculo consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d \quad \text{Ec. (7)}$$

R_d = Valor de calculo de la resistencia o respuesta estructural.

S_d = Valor de cálculo de los efectos o acciones.

2.5.3.1. Estados limites últimos

La denominación de estados limite últimos engloba todos aquellos que producen el fallo de la estructura, por pérdida de equilibrio, colapso o rotura de la misma o de una parte de ella. Como estados limite ultimo deben considerarse los debidos a:

- ✓ Fallo por deformaciones plásticas, rotura o pérdida de la estabilidad.
- ✓ Pérdida del equilibrio de la estructura, considerada como un sólido rígido.
- ✓ Fallo por acumulación de deformaciones o fisuración bajo cargas repartidas.

Se requiere comprobar para un cierto limite, que el valor de cálculo del efecto de las acciones no supere el valor de cálculo de la resistencia ultima correspondiente al estado limite ultimo de estudio.

2.5.3.2. Coeficientes de seguridad

Según CBH – 87, sección 7.3.1, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos coeficientes de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación o mayoración de las cargas.

2.5.3.2.1. Estados limites últimos

Coeficiente de minoración de materiales:

- | | |
|------------|-------------------|
| ✓ Hormigón | $\gamma_c = 1.5$ |
| ✓ Acero | $\gamma_s = 1.15$ |

Coeficiente de mayoración de acciones:

- | | |
|----------------------------------|------------------------------------|
| ✓ Con efecto desfavorable | $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1.60$ |
| ✓ De efecto favorable permanente | $\gamma_{fg} = 0.90$ |
| ✓ De efecto favorable variable | $\gamma_{fq} = 0$ |

2.5.3.2.2. Estados límites de utilización

a) Coeficiente de minoración de materiales:

✓ Hormigón $\gamma_c = 1$

✓ Acero $\gamma_s = 1$

b) Coeficiente de mayoración de acciones:

✓ Acciones de carácter variable, con efecto favorable, cuando puedan actuar o dejar de hacerlo. $\gamma_c = 0$

✓ En los demás casos. $\gamma_c = 1$

2.5.3.3. Combinación de acciones

Según CBH – 87, sección 7.4.2, las combinaciones de acciones a considerar son:

2.5.3.3.1. Estados límites últimos

✓ Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$

✓ Hipótesis I: $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$

✓ Hipótesis I: $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Donde:

G = Cargas permanentes.

W = Carga de viento.

Q = Cargas variables, como ser viva, empuje del terreno.

Q_{eq} = Cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno.

W_{eq} = Carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomará $W_{eq} = 0$

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

γ_{fg} = Coeficiente de mayoración de la carga permanente

γ_{fq} = Coeficiente de mayoración de carga variable.

2.5.3.3.2. Estados límites de servicio

Para cualquier tipo de acción se tomará el valor característico. $\gamma_f = 1$

✓ Hipótesis I: $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$

2.5.3.4. Estados de deformaciones en una sección armada

2.5.3.4.1. Hipótesis básicas

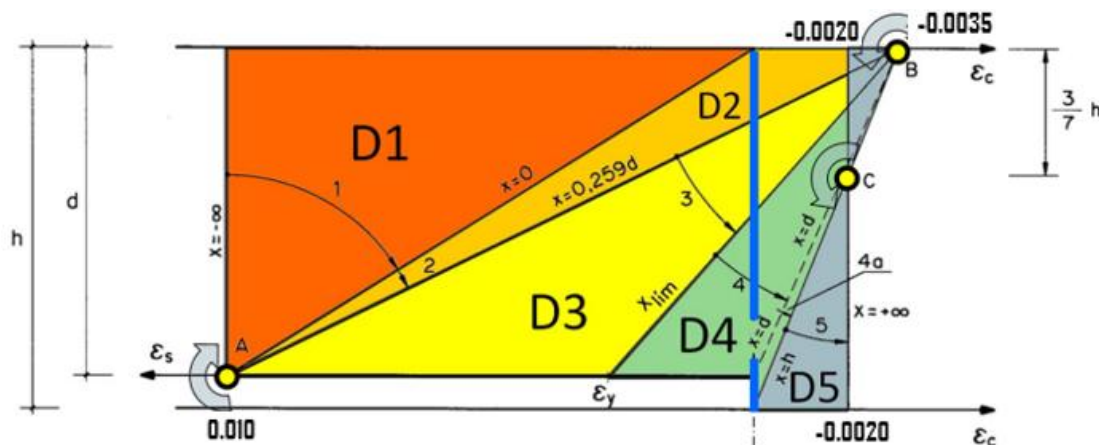
Según, CBH - 87, sección 8.1.1, para el cálculo de secciones en agotamiento, o estados límites últimos, se tendrá en cuenta las siguientes hipótesis:

- a) Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación.
- b) Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón en:
 - ✓ Flexión simple o compuesta, recta o esviada = 0.0035
 - ✓ Compresión simple = 0.002
- c) El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0.010

2.5.3.4.2. 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.

Figura 4. Diagrama de dominios de deformación en una sección



Fuente: Adaptado de diapositivas de PowerPoint de Bañón Blázquez (2010–2011).

De este diagrama se puede analizar qué pasa con el hormigón y el acero de un elemento estructural sometido a diferentes solicitaciones, tal y como se muestra en la figura.

Figura 5. Análisis de dominios de deformación según CBH - 87

DOMINIO	1	2	3	4	4a	5
Solicitación	Tracción S°/C°	Flexión simple o compuesta				Compresión S°/C°
Agotamiento	Exceso de deformación a tracción		Exceso de deformación a compresión			
Contribución del acero	Total ($\geq \epsilon_{yd}$)			Parcial ($< \epsilon_{yd}$)		
Estado acero	Traccionado				Comprimido	
Tensión acero	f_{yd}			$< f_{yd}$		
Deform. acero	$\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$		$10 \text{ ‰} \geq \epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$		$\epsilon_s < \epsilon_{yd}$	
Contribución del hormigón	Ninguna	Variable, creciente hasta agotamiento fibra más comprimida				Creciente hasta agotam ^o sección
Estado Horm.	Roto		Flectado			Comprimido
Deform. H.	0	$\epsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$		$\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$		$2 \leq \epsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$
Fisuración	Pasante (se ve luz)	Profunda	Media	Pequeña	Mínima	Ninguna
Profund. Eje neutro (x)	$x \leq 0$	$0 \leq x \leq 0,259d$	$0,259d \leq x \leq x_{lim}$	$x_{lim} \leq x \leq d$	$d \leq x \leq h$	$x \geq h$

Fuente: Adaptado de diapositivas de PowerPoint de Bañón Blázquez (2010–2011).

2.5.4. Metodología de diseño según NB 1225001

El diseño por resistencia ultima se centra en los estados límites últimos. Es decir, para llegar a este estado, los estados límites de servicio se multiplican con los factores de carga, así como también se usan los factores de reducción por capacidad. La resistencia de diseño de todos los elementos debe ser por lo menos la resistencia requerida según:

$$\phi \cdot R_n \geq U \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$\phi \cdot R_n$ = Resistencia de diseño.

U = Resistencia requerida o ultima.

2.5.4.1. Resistencia requerida

La resistencia requerida U es la acción de cargas en servicio mayoradas por factores de carga, dentro de combinaciones de cargas. Esta combinación de carga trata de alguna manera predecir aproximadamente, las solicitaciones probables a las estará sometida la estructura durante su vida útil.

Las combinaciones de cargas obtenidas de la sección 5.3. “Combinaciones y factores de carga”

Estructura vacía	$U = 1.4 \cdot (D + F)$
Estructura con sobrecarga	$U = 1.2 \cdot (D + F + T) + 1.6 \cdot (L + H) + 0.5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructura de cubierta	$U = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0 \cdot L \text{ ó } 0.8 \cdot W)$
Acción de viento	$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot W + 1.0 \cdot L + 0.5 \cdot (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción sísmica	$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot E + 1.6 \cdot L + 0.2 \cdot S$
Acción viento – empuje suelo	$U = 0.9 \cdot D + 1.0 \cdot W + 1.6 \cdot H$
Acción sísmica – empuje suelo	$U = 0.9 \cdot D + 1.0 \cdot E + 1.6 \cdot H$

Donde:

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

L_r = Carga viva de cubierta.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas.

H = Carga debido al peso y presión de suelo, del agua en el suelo u otros materiales.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de nieve.

W = Carga de viento.

2.5.4.2. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus acciones transversales, en términos de: flexión, carga axial, cortante y torsión.

Según la sección 21.2 de la norma NB 1225001, ϕ debe controlarse por:

- ✓ Sección controlada por tracción $\phi = 0.90$
- ✓ Sección controlada por compresión
 - a) Miembros con refuerzo en espiral $\phi = 0.75$
 - b) Miembros con otro tipo de refuerzo $\phi = 0.65$

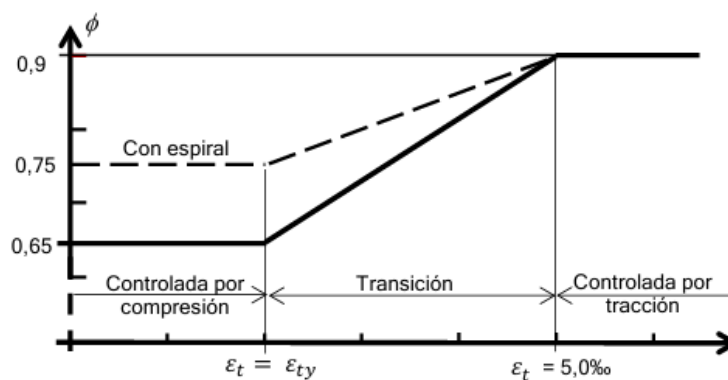
Las siguientes figuras muestran la variación del factor ϕ :

Figura 6. Factor de minoración para flexión y carga axial

Deformación unitaria neta a tracción ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de armadura transversal			
		Espiral que cumplen con 25.7.3		Otros	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0,75	(a)	0,65	(d)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transición ⁽¹⁾	$0,75 + 0,15 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(b)	$0,65 + 0,25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}} \right)$	(e)
$0,005 \leq \varepsilon_t$	Controlada por tracción	0,90	(c)	0,90	(f)

Fuente: NB 1225001 (p. 451).

Figura 7. Variación de ϕ en función de la deformación de la armadura traccionada.



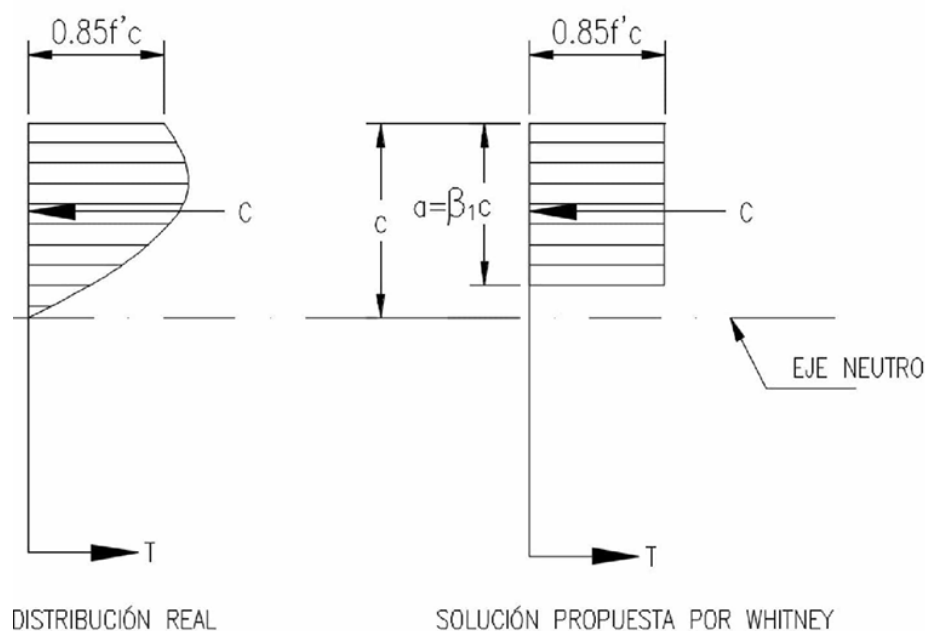
Fuente: NB 1225001 (p. 452).

2.5.4.3. Hipótesis de diseño

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe basarse en las hipótesis que se indican a continuación, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- ✓ Las deformaciones del hormigón y refuerzo son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección.
- ✓ El hormigón falla al alcanzar una deformación unitaria última de 0.003.
- ✓ La resistencia a la tracción del hormigón se desprecia.
- ✓ Los requerimientos del punto anterior son satisfechos por la distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por Whitney, cuyas características se muestran en la figura (8). El valor de β_1 es 0.85. La resultante de la distribución rectangular de esfuerzos propuesta por Whitney coincide con la resultante de la distribución no lineal de esfuerzos.

Figura 8. Distribución de esfuerzos propuesta por Whitney



Fuente: Adaptado de Harmsen (2017, p. 207).

2.5.5. Diseño de elementos estructurales según CBH-87

2.5.5.1. Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión.

2.5.5.1.1. Diseño a flexión simple

Existen tres casos posibles:

- a) Canto mínimo sin armadura de compresión
- b) Canto igual o superior al mínimo
- c) Canto inferior al mínimo

En la práctica, normalmente se conocen el momento de diseño M_d como la resistencia de cálculo de los materiales f_{cd} , f_{yd} y además de las dimensiones $b \cdot h$. En estos casos, la forma de operar es la siguiente:

Canto igual o superior al mínimo:

Si el momento reducido de cálculo μ_d resulta igual o menor que 0.2961, la sección no necesita armadura de compresión.

Al haber sido el canto útil " d " previamente fijado, la única incógnita es la armadura de tracción.

1. Se calcula el momento reducido de diseño, mediante:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{Ec. (9)}$$

2. Se entra en la tabla universal de cálculo (Tabla 2) con el momento reducido " μ_d " calculado y se obtiene la cuantía mecánica " ω ".
3. La capacidad mecánica de la armadura de tracción buscada será:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad \text{Ec. (10)}$$

4. En consecuencia, la armadura de tracción requerida será:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ec. (11)}$$

La norma CBH - 87 no establece explícitamente una cuantía máxima de acero a flexión. Por lo tanto, no se considera un límite máximo normativo en este caso.

Tabla 2. Tabla universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	ω	$\frac{\omega}{f_{yd}} \cdot 10^2$
0.0890	0.0300	0.0310	DOMINIO 2
0.1024	0.0400	0.0415	
0.1181	0.0500	0.0522	
0.1312	0.0600	0.0630	
0.1438	0.0700	0.0739	
0.1561	0.0800	0.0849	
0.1667	0.0886	0.0945	
0.1685	0.0900	0.0961	
0.1810	0.1000	0.1074	
0.1937	0.1100	0.1189	
0.2066	0.1200	0.1306	
0.2197	0.1300	0.1425	
0.2330	0.1400	0.1546	
0.2466	0.1500	0.1669	
0.2593	0.1592	0.1785	
0.2608	0.1600	0.1795	DOMINIO 3
0.2796	0.1700	0.1924	
0.2987	0.1800	0.2055	
0.3183	0.1900	0.2190	
0.3382	0.2000	0.2327	
0.3587	0.2100	0.2468	
0.3797	0.2200	0.2613	
0.4012	0.2300	0.2761	
0.4233	0.2400	0.2913	
0.4500	0.2517	0.3097	
0.4696	0.2600	0.3231	
0.4938	0.2700	0.3398	
0.5189	0.2800	0.3571	

0.5450	0.2900	0.3750	
0.5722	0.3000	0.3937	
0.6005	0.3100	0.4132	
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929

Fuente: Jiménez Montoya (14.^a ed., p. 278).

Asimismo, código CBH - 87 establece cuantías geométricas mínimas " ω_{min} " (Tabla 3), que deben disponerse para controlar la fisuración por retracción y efectos térmicos. Por tanto, la armadura mínima de tracción es: (CBH - 87 Sección 8.1.7.3.)

$$A_s = \omega_{min} \cdot b \cdot h \quad \text{Ec. (12)}$$

Los valores mínimos de los elementos son los siguientes:

Tabla 3. Cuantías geométricas, mínimas, en tanto por mil

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares		8	6	5	4
Losa		2	1.8	1.5	1.4
Vigas		5	3.3	2.8	1.4
Muros	Horizontal	2.5	2	1.6	1.4
	Vertical	1.5	1.2	0.9	0.8

Fuente: CBH-87 (p. 67).

2.5.5.1.2. Diseño a corte

Las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

1. Resistencia proporcionada por el hormigón.

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ec. (13)}$$

2. Esfuerzo de cizallamiento del hormigón.

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \text{Ec. (14)}$$

3. Armadura mínima a corte.

$$A_{min} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ec. (15)}$$

4. Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d \leq V_{cu} + V_{su} \rightarrow V_{su} = V_d - V_{cu} \quad \text{Ec. (16)}$$

5. Armadura necesaria para resistir a cortante.

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \text{Ec. (17)}$$

6. Espaciamientos máximos de estribos.

$$s \leq 30 \text{ cm} ; s \leq 0.85 d ; s \leq 3 b \quad \text{Ec. (18)}$$

2.5.5.2. Losas

El cálculo a flexión en las losas macizas sigue principios similares a los aplicados en las vigas rectangulares, ya que ambos casos se basan en las mismas teorías de flexión.

1. Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la Ec. (9).
2. Se adoptará el valor de momento reducido $\mu_{lim} = 0.2961$ recomendado Pedro Jiménez Montoya, es independiente del tipo de acero.

Si $\rightarrow \mu_{lim} > \mu_d$ No necesita armadura a compresión

Si $\rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$ Necesita armadura a compresión

3. Se deberá calcular el acero mínimo por fisuración, retracción y efectos térmicos con la Ec. (12).

2.5.5.3. Columnas

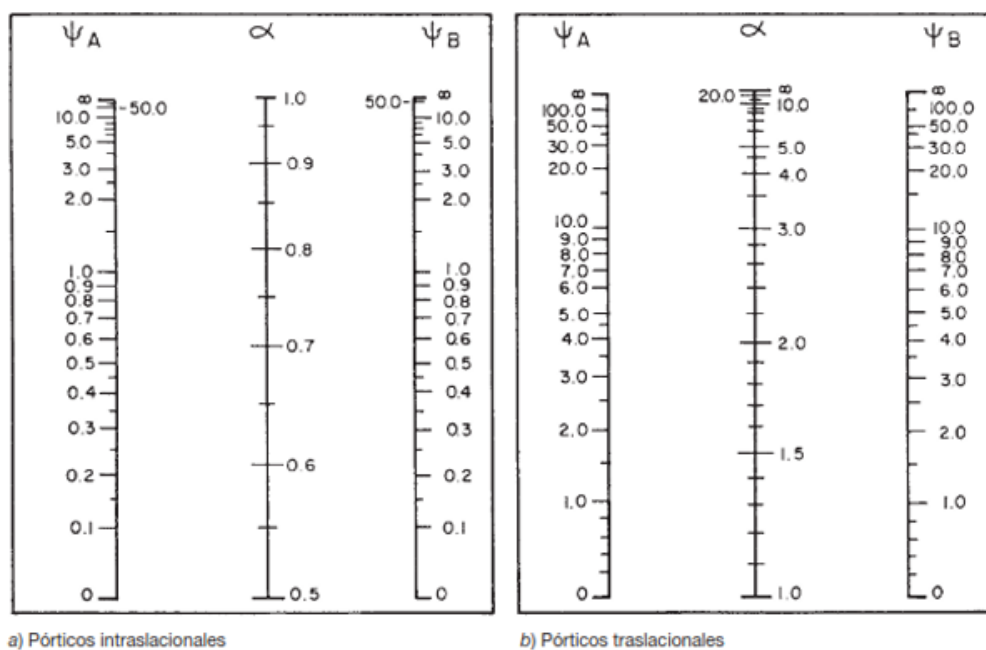
Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que origina que pierdan capacidad resistente.

La esbeltez de un elemento se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} \quad \text{Ec. (19)}$$

Con los valores de ψ_A y ψ_B se va a la figura (10), para obtener el coeficiente $\alpha = k$ (para pórticos intraslacionales y traslacionales).

Figura 9. Nomogramas para determinar el factor k de longitud efectiva



Fuente: CBH-87 (p. 84).

Valores límites para la esbeltez:

1. Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden.

Longitud de pandeo (l_o).

$$l_o = k \cdot l \quad \text{Ec. (20)}$$

Esbeltez de la columna (λ).

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad \text{Ec. (21)}$$

2.5.5.3.1. Excentricidad

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, se consideran varias excentricidades:

1. Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad \text{Ec. (22)}$$

2. Excentricidad por construcción.

$$e_{cx} = \frac{h}{20} \quad \text{Ec. (23)}$$

3. Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden).

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{b} \cdot 10^{-4} \quad \text{Ec. (24)}$$

Donde "b" es la dimensión de la sección, paralela al plano de pandeo.

4. Excentricidad final:

$$e_{fx} = e_{ox} + e_{cx} + e_{ax} \quad \text{Ec. (25)}$$

2.5.5.3.2. Armaduras

Armatura longitudinal

1. Diseño a carga axial de compresión.

$$\gamma_m \cdot N_d = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + A_s \cdot f_{yd} \quad \text{Ec. (26)}$$

$$\gamma_m = \frac{b + 6}{b} \geq 1.15 \quad \text{Ec. (27)}$$

2. Cuantía geométrica mínima, según CBH-87, 8.1.7.3

$$A_{s,\min} = 5^\circ /_{00} \cdot a \cdot b \quad \text{Ec. (28)}$$

3. Cuantía geométrica máxima.

La CBH - 87 no define una cuantía máxima. Sin embargo, por criterios de ductilidad y constructibilidad, no se recomienda emplear cuantías elevadas, ya que reducen la capacidad de redistribución de esfuerzos al aumentar la profundidad del eje neutro.

Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta.

El proceso de cálculo consiste básicamente en:

- a. Determinación del momento de diseño.

$$M_{dx} = e_{fx} \cdot M_x \quad \text{Ec. (29)}$$

- b. Determinar la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y \quad \text{Ec. (30)}$$

- c. Determinar los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} ; \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y} ; \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x} \quad \text{Ec. (31)}$$

- d. Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en roseta de flexión esviada y se obtiene la cuantía mecánica (w).

Armadura transversal

El procedimiento de cálculo a corte sigue principios similares a los aplicados en las vigas rectangulares. Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación “s” entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s \leq [b \text{ o } h \text{ (menor dimension)}]; [15 \phi_{Longitudinal}] \quad \text{Ec. (32)}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{estribo} \geq [6 \text{ mm}]; [\frac{1}{4} \cdot \phi_{Longitudinal}] \quad \text{Ec. (33)}$$

2.5.5.4. Fundaciones

La selección del tipo de cimentación depende fundamentalmente del tipo de construcción, de las cargas o acciones que actúan sobre de ella y del terreno donde se va a ubicar el proyecto.

2.5.5.4.1. Zapatas aisladas

Una vez definidos todos los datos, se procede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

1. Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, encontramos el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad \text{Ec. (34)}$$

En esta etapa hay que verificar que:

$$\sigma_1 < \sigma_{adm} \quad \text{Ec. (35)}$$

2. Determinar el canto útil "d" y el canto total "h" de la zapata.

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \quad \text{Ec. (36)}$$

Donde "r" es el recubrimiento de la zapata, mínimo 5 cm.

$$h = d + r \quad \text{Ec. (37)}$$

3. Cálculo de los esfuerzos en la zapata.

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_y}{a \cdot b^2} \mp \frac{6 \cdot M_x}{b \cdot a^2} \quad \text{Ec. (38)}$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

4. Verificación al vuelco.

$$\gamma_V = \frac{(N + P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1.5 \quad \text{Ec. (39)}$$

5. Verificación al deslizamiento.

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_d = \frac{(N + P_{zapata}) \cdot \tan(\varphi_d)}{V} \geq 1.5 \quad \text{Ec. (40)}$$

Para suelo cohesivo:

$$\gamma_d = \frac{(A \cdot C_d)}{V} \geq 1.5 \quad \text{Ec. (41)}$$

6. Determinación de la armadura a flexión.

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño (M_e) a una distancia de 15 cm de la cara de la columna del bloque más comprimido.

Luego el momento mayorado será:

$$M_d = 1.6 \cdot M_e \quad \text{Ec. (42)}$$

Con el momento de diseño, se determina el momento reducido dado por:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} < 0.2961 \quad \text{Ec. (43)}$$

Se entra en la tabla universal de cálculo (tabla 2) con el momento reducido " μ_d " calculado y se obtiene la cuantía mecánica " ω ".

Seguidamente se determina la armadura de flexión:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Ec. (44)}$$

Finalmente se determina la armadura mínima: $\omega_{min} = 0.0015$.

$$A_{s,min} = \omega_{min} \cdot b \cdot h \quad \text{Ec. (45)}$$

2.5.6. Diseño de elementos estructurales según NB 1225001

2.5.6.1. Vigas

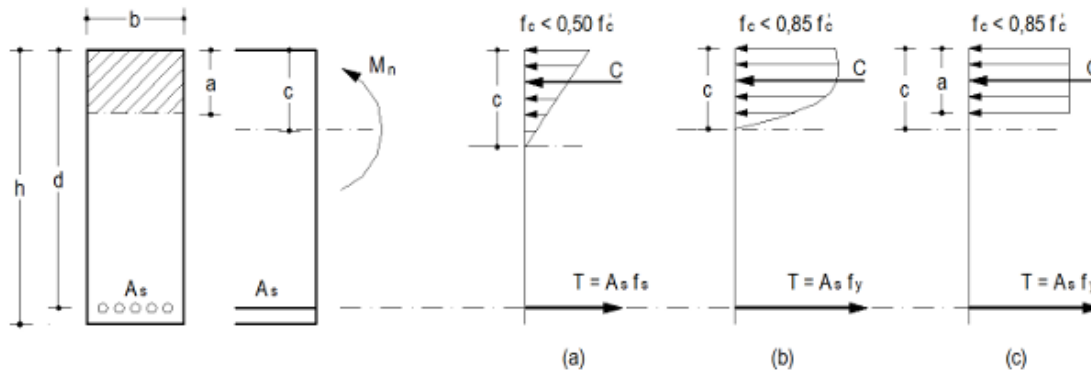
En el diseño por resistencia (cargas mayoradas y resistencias minoradas) se garantiza la seguridad si la:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \text{Ec. (46)}$$

2.5.6.1.1. Diseño a flexión en vigas rectangulares

La NB 1225001 establece que el análisis a flexión se realice mediante un bloque de compresión rectangular equivalente simplificado.

Figura 10. Método del bloque rectangular de compresiones



Fuente: Apuntes de Gonzalo Gandarillas, (2024).

Se plantean las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos de donde se obtiene:

1. Momento nominal.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ec. (47)}$$

2. Área de acero.

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad \text{Ec. (48)}$$

Obtengo la cantidad de armadura necesaria para que el elemento a flexión pueda “resistir” el momento último, M_u , obtenido para el estado límite de resistencia más desfavorable.

Límites de armadura a flexión:

La NB 1225001, especifica que la armadura mínima a flexión no debe ser mayor que:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. (49)}$$

La armadura máxima, para que se garantice la ductilidad es:

$$A_{s,max} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003 \cdot d}{\frac{f_y}{E_s} + 0.006} \right) \quad \text{Ec. (50)}$$

El desarrollo analítico de la Ec. (50) se detalla en el Anexo 6.

Separación mínima de la armadura principal por flexión NB 1225001, 25.2.1

$$S_{l,min} \geq [d_b] ; [25 \text{ mm}] ; \left[\frac{4}{3} T.M.A \right] \quad \text{Ec. (51)}$$

2.5.6.1.2. Diseño a cortante

Para cargas mayoradas y resistencias minoradas se garantiza la seguridad si la resistencia de diseño es mayor o igual a la resistencia requerida, es decir:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{Ec. (52)}$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada (resistencia requerida).

V_n = Resistencia nominal al cortante calculada.

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. (53)}$$

V_c = Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

Para elementos no pretensados sin compresión axial:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ec. (54)}$$

Cuando se hace necesario el cálculo de armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica, es decir, donde $V_u > \phi \cdot V_c$, su contribución a la resistencia deberá ser igual a:

Para refuerzo cortante perpendicular al elemento:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (55)}$$

Donde:

A_v = Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento “s”.

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

s = Espaciamiento entre estribos.

b_w = Ancho del alma.

Refuerzo mínimo de cortante

$$A_{v,min} = \frac{1 \cdot b_w \cdot s}{16 \cdot f_{yt}} \cdot \sqrt{f'_c} \leq 0.34 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad \text{Ec. (56)}$$

Espaciamiento [11.5.5]

- ✓ El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ ni de 600 mm.

2.5.6.2. Losas

El procedimiento de diseño de losas macizas armadas en una dirección es similar al procedimiento de diseño de vigas.

Calculamos la profundidad del bloque de compresiones:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad \text{Ec. (57)}$$

Reemplazando en:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad \text{Ec. (58)}$$

Obtengo la cantidad de armadura necesaria para que el elemento a flexión pueda “resistir” el momento último, M_u , obtenido para el estado límite de resistencia más desfavorable.

Armadura mínima para losas en una dirección:

$$A_{s,min} = 0.0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot A_g \quad \text{Ec. (59)}$$

2.5.6.3. Columnas

La columna es susceptible a sufrir deformaciones laterales, lo que se conoce como falla por estabilidad o falla por pandeo. Se puede ignorar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales.

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \quad \text{Ec. (60)}$$

Para columnas arriostradas contra desplazamientos laterales.

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 + 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \text{ y } \frac{k \cdot l_u}{r} \leq 40 \quad \text{Ec. (61)}$$

Donde:

k = Factor de longitud efectiva.

r = Longitud sin arriostrar en la columna.

l_u = Radio de giro de la sección transversal.

$\frac{k \cdot l_u}{r}$ = Esbeltez de la columna.

$\frac{M_1}{M_2}$ = Relación de los momentos en los dos extremos de la columna, es negativo si la columna

está en curvatura simple y positivo si está en doble curvatura.

2.5.6.3.1. Cálculo y diseño de columnas cortas

Las columnas cortas pueden estar cargadas: axialmente, axialmente con una excentricidad en una dirección y axialmente con excentricidad en dos direcciones.

Columnas cargadas axialmente

Así, como se muestra en la sección 22.4.2 de la norma, la capacidad de carga axial de las columnas no debe ser mayor que:

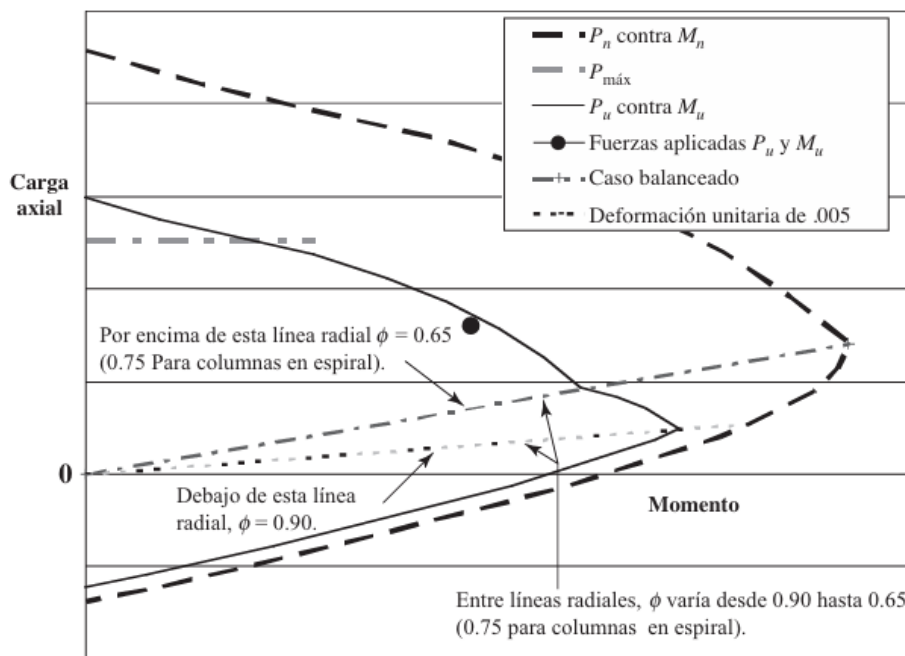
Para columnas con estribos ($\phi = 0.65$)

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \text{Ec. (62)}$$

Columna cargada excéntricamente en una dirección

El diseño se realiza para una de las combinaciones de carga y consiste en armar tentativamente una sección con una cuantía de acero y graficar su diagrama de interacción, de tal forma que las combinaciones (M_u, P_u) queden dentro del diagrama.

Figura 11. Curva de interacción para el diseño de columnas sometidos a flexo-compresión



Fuente: McCormac (2017, p. 295).

Cortante:

Para elementos no pretensados con compresión axial:

$$V_c = \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \quad \text{Ec. (63)}$$

Espaciamiento [25.2.3]:

- ✓ El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $1.5 \cdot d_b$, $4/3 \cdot TMN$, ni de 40 mm .

Armadura longitudinal mínima y máxima:

$$A_{s,min} = 0.01 \cdot A_g \quad y \quad A_{s,max} = 0.08 \cdot A_g \quad \text{Ec. (64)}$$

2.5.6.4. Fundaciones**2.5.6.4.1. Zapatas aisladas****1. Dimensionamiento en planta**

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.

$$A_{req} = \frac{P}{q_a} \quad \text{Ec. (65)}$$

Posteriormente se calcula la presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (66)}$$

Donde:

P_u = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

A_{req} = Área requerida de la zapata aislada cuadrada ($A \cdot A$) o rectangular ($A \cdot B$).

Posteriormente se verifica que la capacidad calculada no sea mayor a la resistencia admisible.

$$q \leq q_a \quad \text{Ec. (67)}$$

2. Dimensionamiento en elevación

Se estima el canto útil " d " de la zapata en función a las verificaciones de corte por punzonamiento y corte por flexión o se puede calcular un canto útil mínimo.

$$d_{min} = \frac{q_u \cdot \left(\frac{B-b}{2}\right)}{q_u + \phi \cdot 21 \cdot \rho^{1/3} \cdot \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. (68)}$$

Donde:

$\phi = 0.75$, factor de reducción a cortante

ρ = Cuantía mínima de acero, 0.0018.

Entonces la altura mínima de la zapata es:

$$h_{min} = d_{min} + \text{recubrimiento} \quad \text{Ec. (69)}$$

3. Verificación a corte por punzonamiento

Este esfuerzo de corte puede ser determinado con la siguiente ecuación.

$$V_{up} = \frac{Pu}{A \cdot B} \cdot \left[\frac{A_z - A_o}{b_o \cdot d} \right] \quad \text{Ec. (70)}$$

Donde:

$A_z = A \cdot B \rightarrow$ Área de la zapata

$b_o = 2 \cdot [(a + d) + (b + d)] \rightarrow$ Perímetro de la sección crítica

$A_o = [(a + d) \cdot (b + d)] \rightarrow$ Área de la sección crítica para cortante

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada por las siguientes expresiones.

$$\frac{V_{up}}{\phi} \leq V_c \quad \text{Ec. (71)}$$

De acuerdo con NB 1225001, sección 22.6.5

$$V_c \leq \left[\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{3} ; \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) ; \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{3} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \right] \quad \text{Ec. (72)}$$

$\lambda = 1$ para concretos de peso normal, y 0.75 para concretos livianos.

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna.

$\alpha_s = 40$, para cargas aplicadas al centro de una zapata.

4. Verificación a corte por flexión

Resistencia del concreto:

$$\phi \cdot V_c \leq \phi \cdot 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. (73)}$$

Cortante último:

$$V_u = q_u \cdot B \cdot \left(\frac{B - b}{2} - d \right) \quad \text{Ec. (74)}$$

5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Momento de diseño:

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_u}{A} \cdot \left(\frac{A - a}{2} \right)^2 \quad \text{Ec. (75)}$$

Cuantía momento reducido:

$$\mu = \frac{M_u \cdot 10^5}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2} \quad \text{Ec. (76)}$$

Cuantía mecánica:

$$\omega = 0.85 - \sqrt{0.85^2 - 1.7 \cdot \mu} \quad \text{Ec. (77)}$$

Cuantía real:

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \omega \geq 0.0018 \quad \text{Ec. (78)}$$

Acero requerido:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. (79)}$$

Acero mínimo a flexión:

$$A_{s,min} = 0.0018 \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. (80)}$$

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones describen la calidad de los materiales a utilizar, así como los análisis necesarios para garantizar su idoneidad y durabilidad. Generalmente, cada elemento del proyecto aborda los siguientes puntos:

- ✓ Definición
- ✓ Materiales, herramientas y equipo.
- ✓ Método constructivo
- ✓ Medición y forma de pago

2.6.2. Precios unitarios

Una de las maneras más utilizadas en nuestro medio para cuantificar el costo de las obras es a través de la integración de precios unitarios, en la cual se establece el costo por la unidad uno de los conceptos que integran los trabajos a ejecutar.

2.6.3. Cálculos métricos

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

2.6.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción.

2.6.5. Planeamiento y cronograma

Es fundamental planificar las actividades de manera óptima y elaborar un plan detallado.

Asimismo, es necesario contar con un cronograma que sirva como referencia para llevar a cabo el proyecto sin contratiempos y dentro del tiempo establecido.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL

PROYECTO

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis de la topografía

El análisis topográfico del sitio se realizó a partir de la información proporcionada. Los resultados mostraron que el área de emplazamiento presenta una topografía relativamente plana, sin pendientes que influyan directamente en el diseño estructural del tanque elevado.

3.2. Análisis del estudio de suelos

De acuerdo al reporte proporcionado, luego de hacer un análisis del informe del estudio de suelos, se han tomado los siguientes valores, los cuales se describen a continuación:

1. Capacidad portante del suelo Barrio Villa Esperanza: 2.24 kg/cm^2
2. Capacidad portante del suelo Barrio 29 de Abril: 1.96 kg/cm^2
3. Capacidad portante del suelo Barrio 3 de Junio: 0.56 kg/cm^2
4. Capacidad portante del suelo Barrio San Cristóbal: 1.33 kg/cm^2
5. Capacidad portante del suelo Barrio 10 de Abril: 4.5 kg/cm^2

Los resultados del estudio de suelos se encuentran en el Anexo 5.

3.3. Planteamiento estructural

3.3.1. Normas consideradas

El diseño estructural del presente proyecto se desarrollará conforme a las siguientes normativas:

- ✓ CBH-87: Norma Boliviana del Hormigón Armado.
- ✓ EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- ✓ NB 1225001: Norma Boliviana del Hormigón Estructural
- ✓ NB 1225002-1: Acciones sobre las estructuras.
- ✓ NB 1225003-1: Acciones sobre las estructuras – Acción del viento.
- ✓ ACI 318-19: Requisitos y reglamento para concreto estructural.

3.3.2. *Materiales empleados*

Para el diseño de los elementos estructurales se emplearán los materiales convencionales del hormigón armado, cuyas propiedades se detallan a continuación:

3.3.2.1. **Hormigón**

- ✓ Peso específico: $\gamma_c = 25 [\text{kN/m}^3]$
- ✓ Resistencia característica de compresión a los 28 días: $f'_c = 25 [\text{MPa}]$
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.2$

3.3.2.2. **Acero de refuerzo**

- ✓ Peso específico: $\gamma_s = 78.50 [\text{kN/m}^3]$
- ✓ Esfuerzo de fluencia: $f_y = 500 [\text{MPa}]$
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.3$
- ✓ Módulo de elasticidad: $E_s = 200000 [\text{MPa}]$

3.3.3. *Justificación de la altura del tanque (criterio hidráulico)*

La altura del tanque elevado se definió considerando criterios hidráulicos básicos, con el objetivo de garantizar presiones adecuadas en la red de distribución y asegurar el correcto funcionamiento del sistema.

De acuerdo con el análisis hidráulico realizado, se verificó que una altura de 15 m permite obtener presiones en los nodos principales de la red superiores a 5 m.c.a., cumpliendo con lo establecido por la normativa NB 689 para poblaciones menores a 2000 habitantes.

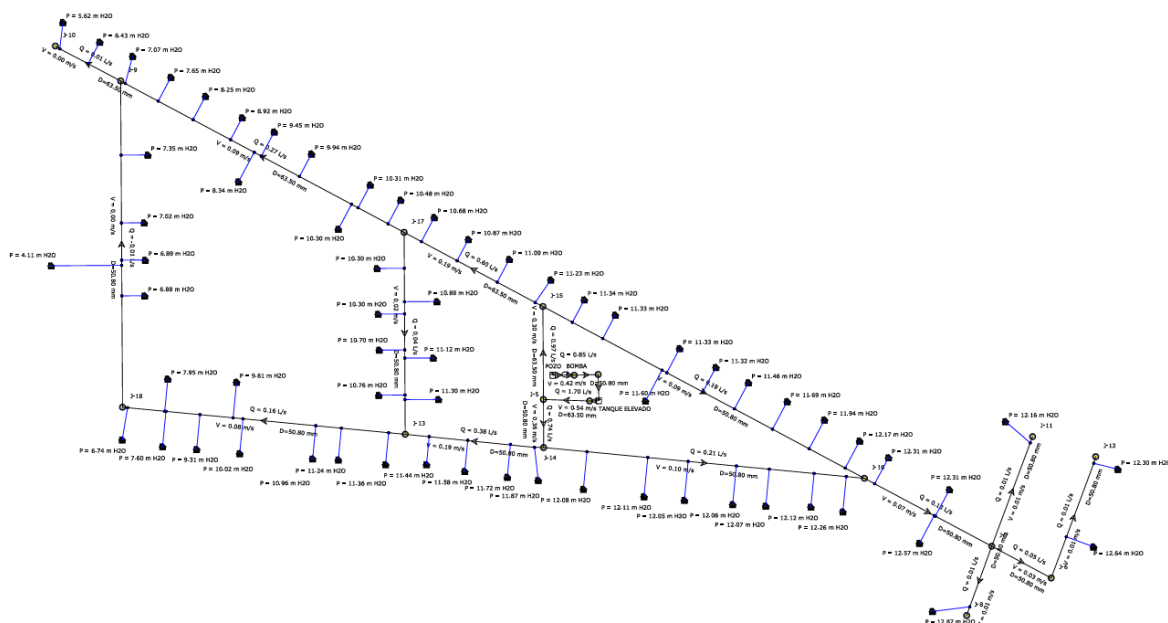
Para la evaluación del sistema se consideraron los siguientes criterios:

- ✓ Método de Hazen–Williams para el cálculo de pérdidas de carga.
- ✓ Presión mínima de 5 m.c.a. y presión máxima de 60 m.c.a.
- ✓ Velocidades dentro de rangos aceptables para redes de baja demanda.

- ✓ Uso de diámetros comerciales de 50.8 mm y 63.5 mm.

En consecuencia, los resultados del análisis se presentan en la Figura (12).

Figura 12. Red de distribución del sistema y comportamiento hidráulico



Fuente: Elaboración propia

Asimismo, se muestra el resumen de la verificación hidráulica en la Tabla 4.

Tabla 4. Resumen de verificación hidráulica en nodos principales de la red de distribución

Resumen de presiones dinámicas de la red de distribución														
Nodo:	J-5	J-6	J-7	J-8	J-9	J-10	J-11	J-12	J-13	J-14	J-15	J-16	J-17	J-18
Diámetro (mm):	63.5	50.8	50.8	50.8	63.5	63.5	50.8	50.8	50.8	50.8	63.5	50.8	63.5	50.8
Presión dinámica (m.c.a.):	15.7	12.7	12.9	12.9	7.0	5.6	12.2	12.3	11.5	12.1	11.6	12.3	10.6	6.7

Nota: El cálculo hidráulico completo de la red de distribución se presenta en el Anexo 6.

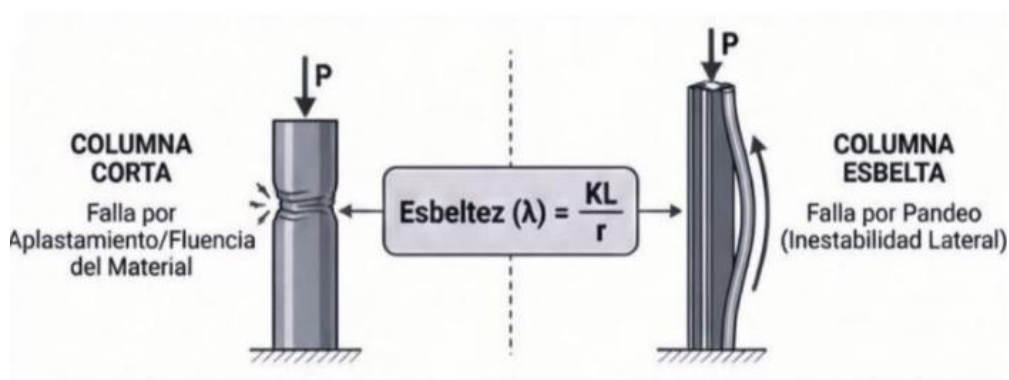
A partir del análisis hidráulico realizado en la red de distribución, se comprobó que la altura adoptada del tanque elevado garantiza la presión mínima en el punto más desfavorable del sistema, conforme al criterio hidráulico establecido por la norma NB 689.

3.3.4. Estudio y cálculo de la separación de vigas de arriostre

Los tanques elevados apoyados en columnas presentan una alta concentración de masa en su parte superior y una estructura portante flexible, por lo que es necesario controlar la esbeltez para evitar problemas de inestabilidad.

Para definir la separación de vigas de arriostre, se emplearon las ecuaciones de carga crítica de pandeo y resistencia axial según NB 1225001, siguiendo el procedimiento de Arthur H. Nilson, verificando además que los tramos cumplan con los límites de esbeltez para columnas cortas.

Figura 13. Comportamiento estructural: Falla por aplastamiento frente a falla por pandeo



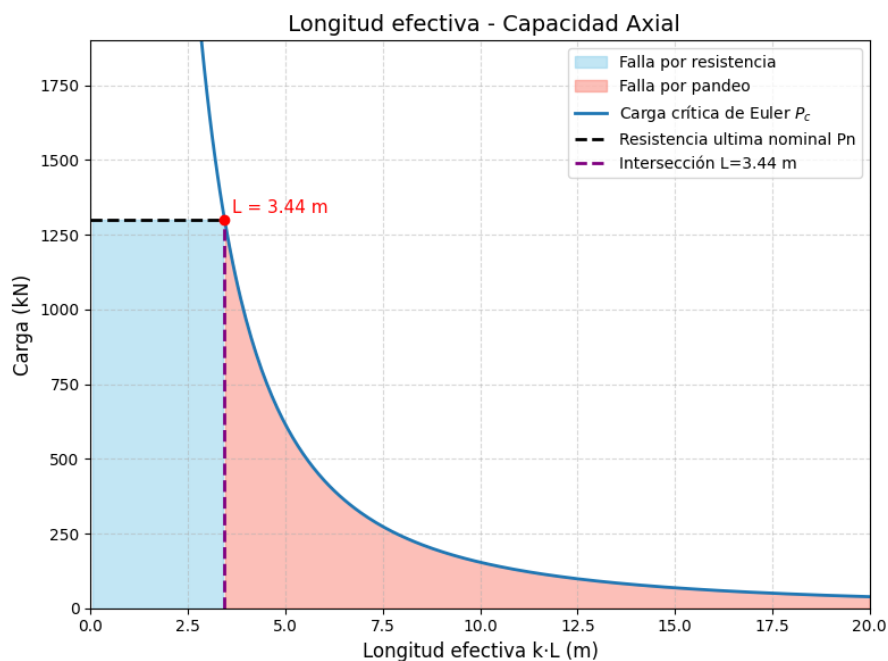
Fuente: Extraído de apuntes de Hormigón Armado II

Con base en este enfoque, se evalúa la esbeltez y la separación de vigas utilizando los siguientes parámetros que se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Parámetros de diseño para la evaluación de esbeltez.

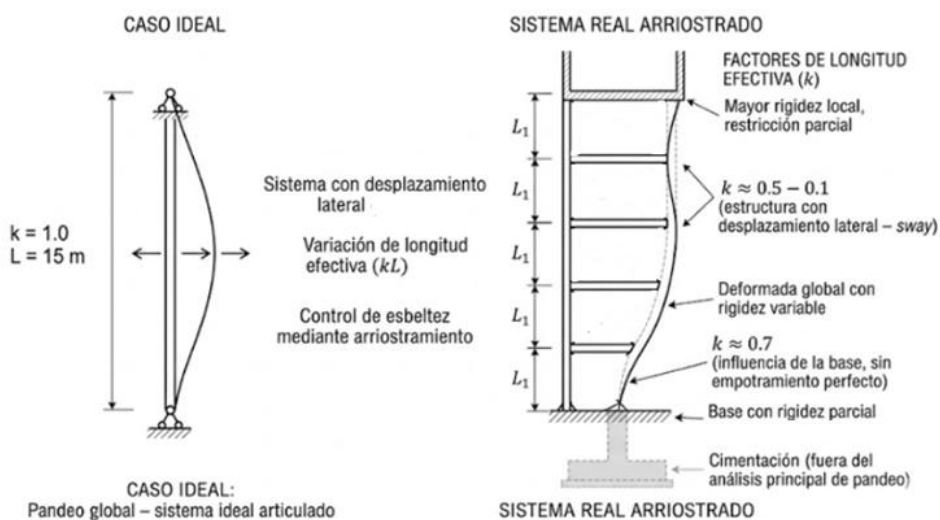
Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Ancho de la columna:	b =	25.00	cm
Altura de la columna:	h =	25.00	cm
Resistencia a compresión del hormigón:	f'_c =	25.00	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	f_y =	500.00	MPa
Módulo de elasticidad del hormigón:	E_c =	19,150.00	MPa
Radio de giro	r =	7.00	cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 14. Relación entre capacidad axial y longitud efectiva de pandeo

Fuente: Elaboración propia

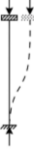
A partir de la Figura (14), se determina una longitud crítica de $L = 3.44$ m, correspondiente al inicio del comportamiento gobernado por la inestabilidad, para el caso ideal $k = 1$. El procedimiento detallado de cálculo se presenta en el Anexo 6.

Figura 15. Modelo estructural idealizado y deformada global por tramos de la columna

Fuente: Elaboración propia

Con base en este modelo, se evalúa la esbeltez de los distintos tramos de la columna, considerando las condiciones de apoyo y los valores representativos del factor de longitud efectiva k .

Tabla 6. Evaluación de la esbeltez considerando la variación del factor k

Tramo analizado	Esquema estructural	k	λ	Clasificación
Intermedio (viga-viga) ^[1] :		0.50	23.89	Columna corta
Superior (losa tanque) ^[2] :		1.20	57.33	Columna intermedia
Inferior (nivel terreno) ^[3] :		0.60	28.67	Columna corta
Comentarios:				
[1]: Al estar confinado entre vigas que proporcionan una restricción rotacional significativa, el valor $k=0.50$ (correspondiente a empotramiento ideal).				
[2]: Se consideró un caso hipotético con $k=1.20$, asociado a la acción de cargas laterales (viento) que generan desplazamiento lateral y aumentan la longitud efectiva.				
[3]: En la base no existe un empotramiento perfecto; por ello, el uso de $k=0.60$ en lugar de 0.50 representa de forma más realista la flexibilidad rotacional asociada a la interacción suelo-estructura.				

Fuente: Elaboración propia

Considerando el comportamiento real de la estructura y la variación del factor k , se verifica que la esbeltez se mantiene dentro de rangos admisibles.

En consecuencia, se adopta una separación de vigas de arrioste del orden de 3.0 m, garantizando un comportamiento estructural estable.

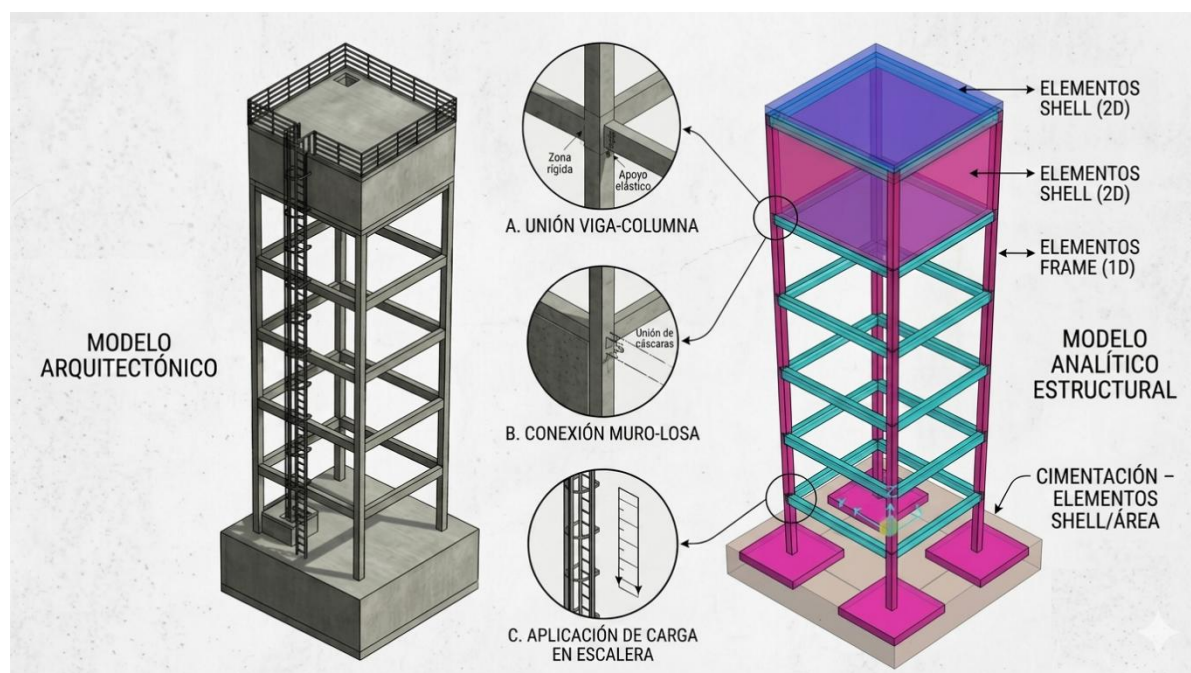
3.3.5. Propuesta de tipología estructural

En consecuencia, con lo establecido en el análisis del presente proyecto se cita a continuación los elementos estructurales que se diseñan.

- ✓ Losa de fondo (base) y superior del tanque conformada por una losa maciza de hormigón armado.
- ✓ Estructura de sustentación de la edificación porticada, conformada por vigas y columnas de hormigón armado.
- ✓ Zapatas aisladas en terrenos con capacidad portante adecuada.

A continuación, se muestra la siguiente figura:

Figura 16. Transición entre la geometría arquitectónica y la simplificación estructural



Fuente: Google Gemini (2026), a partir de un modelo estructural propio.

3.4. Análisis y diseño estructural

3.4.1. Análisis de cargas

3.4.1.1. Carga muertas o permanentes

3.4.1.1.1. *Peso propio de la estructura (D)*

El peso propio de la estructura se calculará de manera automática mediante los programas de análisis estructural.

3.4.1.1.2. *Peso de carga muerta (DNE)*

Se aplica una carga lineal de 1.0 kN/m a las vigas del tanque elevado, considerando el peso de tuberías e instalaciones sanitarias, puntales y encofrado durante la construcción.

$$DNE = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

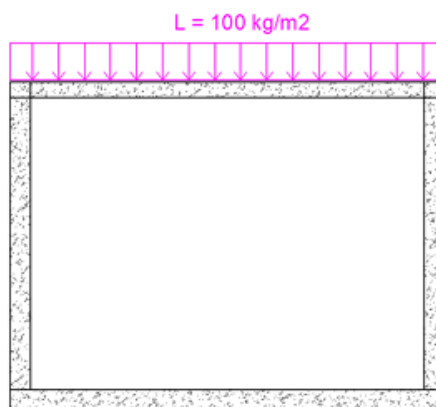
3.4.1.2. Carga viva o sobrecargas

Para la losa de tapa del tanque elevado, se considera una carga viva de 1.0 kN/m², correspondiente a azoteas inaccesibles. (NB 1225002 - Tabla 4.1)

Se adopta, considerando que la losa solo será utilizada para mantenimiento ocasional.

$$L_{\text{Tapa}} = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figura 17. Sobrecarga viva sobre losa superior



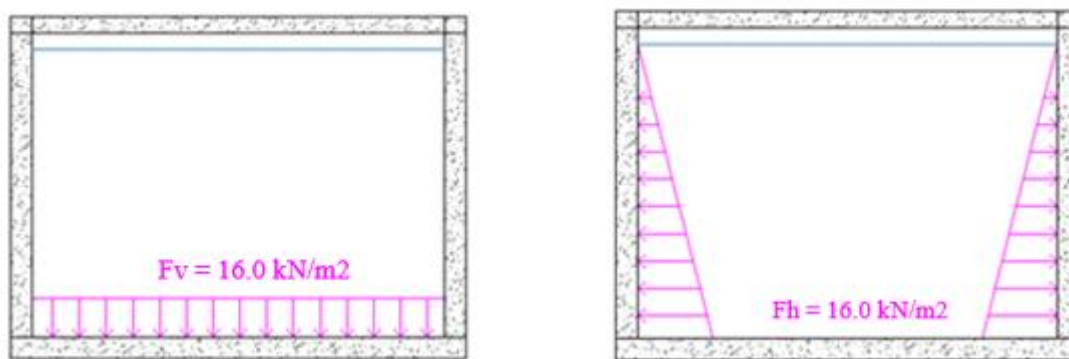
Fuente: Elaboración propia

3.4.1.3. Empuje de líquidos (F)

El tanque elevado estará sometido a la presión hidrostática del agua, la cual actúa sobre la losa inferior y los muros de la estructura. Esta presión varía linealmente con la profundidad, la altura total del agua es de 1.60 m, por seguridad se deja un bordo libre de por lo menos 20 cm.

$$F_H = F_v = \gamma_{agua} \cdot h \rightarrow F_H = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1.60 \text{ m} = 16.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figura 18. Presión hidrostática sobre losa inferior y muros



Fuente: Elaboración propia

3.4.1.4. Carga de viento (W)

Para el análisis de acciones producidas por el aire en movimiento sobre los objetos que se interponen y consisten, principalmente, en empujes y succiones.

3.4.1.4.1. Parámetros de calculo

Para el diseño estructural considerando la acción del viento, se adoptan los siguientes parámetros de acuerdo con la norma NB 1225003 – Acción del Viento:

1. Velocidad básica de viento $v = 21.08 \text{ m/s}$ (Tabla 5.3).
2. Factor de direccionalidad $k_d = 0.9$ para una estructura cuadrada (Tabla 5.3.4).
3. Factor de importancia $I = 1.15$ para Categoría IV (Tablas 5.4-1 y 5.4-2).
4. Coeficiente de exposición $k_z = 1.12$ para Categoría C, terreno abierto (Tabla 5.5.4-1).
5. Factor topográfico $k_{zt} = 1.00$, para un terreno plano (Sección 5.6.2).

6. Factor de efecto ráfaga $G = 0.85$ para una estructura aporticada. (Sección 7.2.1)
7. Coeficiente de presión interna $GC_{pi} = \pm 0.18$ para un edificio cerrado. (Tabla 7.2.1-1)
8. Presión dinámica, según la sección 5.8.

$$q_z = 0.613 \cdot k_z \cdot k_{zt} \cdot k_d \cdot v^2 \cdot I \rightarrow q_z = 0.32 \text{ kN/m}^2$$

9. Coeficientes de presión externa C_p , según la tabla 7.2.1-2.

$$\text{Barlovento } C_p \rightarrow 0.8 \quad ; \quad \text{Sotavento } C_p \rightarrow 0.5 \quad ; \quad \text{Laterales } C_p \rightarrow 0.7$$

10. Presión de viento de diseño, según sección 7.2.1.

$$P = q_z \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot GC_{pi}$$

Utilizando $GC_{pi} = -0.18$ da mayor presión para las tres caras:

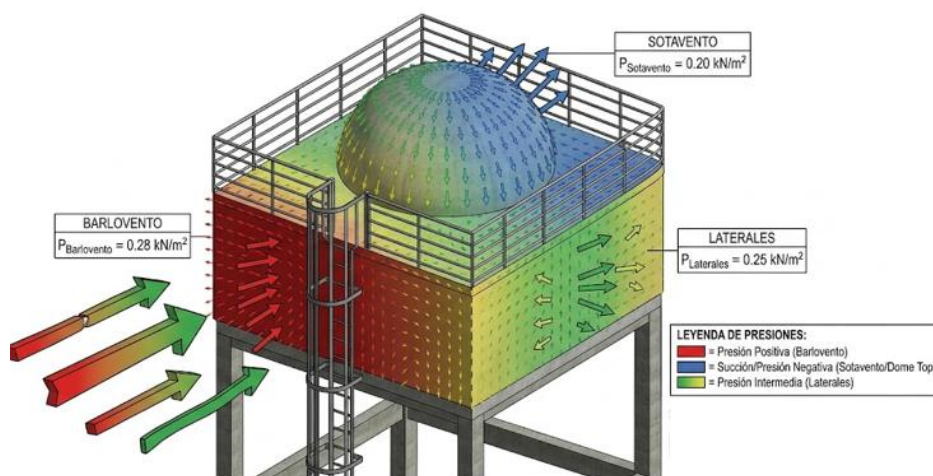
$$P_{\text{Barlovento}} = 0.32 \cdot 0.85 \cdot 0.8 - 0.32 \cdot (-0.18) = 0.28 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{Sotavento}} = 0.32 \cdot 0.85 \cdot 0.5 - 0.32 \cdot (-0.18) = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{Laterales}} = 0.32 \cdot 0.85 \cdot 0.7 - 0.32 \cdot (-0.18) = 0.25 \text{ kN/m}^2$$

El flujo de viento y la distribución de presiones sobre el tanque se muestran a continuación.

Figura 19. Distribución de presiones de viento sobre la estructura del tanque elevado



Fuente: Google Gemini (2026), a partir de un modelo estructural propio.

3.4.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

3.4.2.1. Predimensionamiento de las vigas

Según NB 1225001 en su acápite 9.3.1.1 menciona requisitos mínimos:

Tabla 7. Altura mínima de vigas no preesforzados

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	L/16
Un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Fuente: Norma NB 1225001

Entonces suponiendo la condición de apoyo empotrado en ambos extremos:

$$h_{min} = \frac{4.30}{21} = 0.21 \text{ m}$$

[1]: Como f_y es distinto a 420MPa, el valor debe multiplicarse por:

$$h_{min} = 0.21 \text{ m} \cdot \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 0.23 \text{ m}$$

Según la recomendación del libro “Estructuración y diseño- Antonio Blanco” se considera un peralte del orden de $l/10$ a $l/12$ de la luz libre:

$$h_1 = \frac{4.30}{12} = 0.35 \text{ m}$$

Se adopta una sección de viga de $(0.20 \cdot 0.35 \text{ m})$, con la cual se iniciará el diseño estructural.

3.4.2.2. Predimensionamiento de las losas

Según CBH-87, en su acápite 9.4.3.1 menciona que el canto total de losas de espesor constante no será inferior a $l/40$.

$$h_f = \frac{4.80}{40} = 0.12 \text{ m}$$

Según NB 1225001 en su acápite 7.3.1.1 menciona requisitos mínimos:

Tabla 8. Espesor mínimo de losas macizas no pretensadas

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	L/20
Un extremo continuo	L/24
Ambos extremos continuos	L/28
En voladizo	L/10

Fuente: Norma NB 1225001, tabla 9.3.1.1

Entonces suponiendo la condición de apoyo empotrado en ambos extremos:

$$h_{l_min} = \frac{4.80}{28} = 0.17 \text{ m}$$

[1]: Como f_y es distinto a 420 MPa, el valor debe multiplicarse por:

$$h_{l_min} = 0.17 \text{ m} \cdot \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 0.19 \text{ m}$$

Se adopta un espesor de 0.20 m para la losa inferior y 0.15 m para la losa superior (tapa).

3.4.2.3. Predimensionamiento de columnas

- Según la NB 1225001, la dimensión mínima de una columna rectangular hormigonada en obra no debe ser menor a 200 mm.
- Por su parte, el CBH-87 indica que la dimensión mínima en pilares rectangulares es de 20 cm, incrementándose a 25 cm cuando estos forman parte de pórticos.

En base a estos criterios, se adopta una sección inicial de 0.25×0.25 m, la cual satisface ambas normativas y constituye un punto de partida adecuado para el diseño.

3.4.2.4. Predimensionamiento de muros

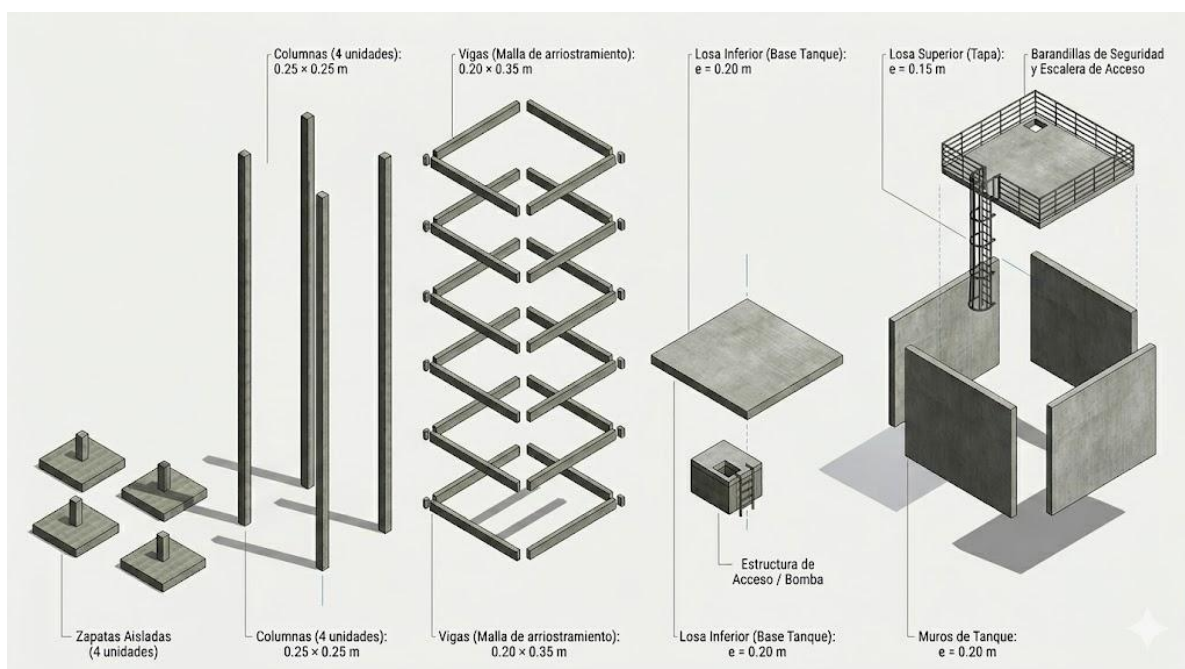
De acuerdo con la NB 1225001, el espesor mínimo de los muros debe ser el mayor entre 100 mm y la relación $H/25$. Para una altura de agua de 2.00 m, este criterio conduce a un espesor mínimo de 0.10 m.

Según las recomendaciones de Jiménez Montoya (14ª edición), en los casos más frecuentes de altura de agua $h \leq 6.00$ m, como espesor de la pared puede adoptarse, en principio, $e = 0.1 \cdot h$, no inferior a 0.20 m.

$$e_1 \geq 2 \cdot 0.1 = 0.20 \text{ m}$$

En consecuencia, se adopta un espesor de 0.20 m, cumpliendo con los criterios recomendados.

Figura 20. Descomposición estructural del tanque elevado con dimensiones adoptadas



Fuente: Google Gemini (2026), a partir de un modelo estructural propio.

3.4.3. Diseño estructural

3.4.3.1. Diseño de losa

La losa del tanque elevado soporta principalmente la carga hidrostática del agua, constituyendo la acción dominante en el diseño. Su adecuada conexión con los muros es esencial para garantizar la continuidad y el comportamiento monolítico de la estructura.

3.4.3.1.1. Diseño según CBH-87

Se verifica la losa maciza más solicitada considerando sus propiedades geométricas, mecánicas y las solicitaciones, conforme a la CBH-87.

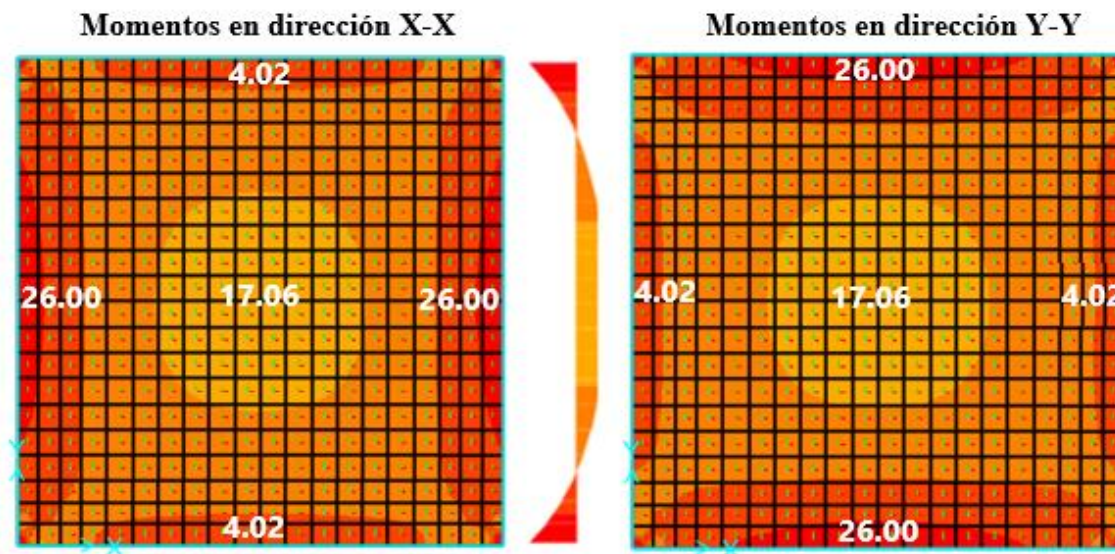
Tabla 9. Parámetros generales de diseño de la losa maciza según CBH-87

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho unitario de losa maciza:	b =	1.00	m
Espesor de la losa maciza:	h =	20.00	cm
Recubrimiento [Tabla 12.5.3]:	r =	2.50	cm
Peralte efectivo:	d =	17.50	cm
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón [Ec. 2]:	f_{cd} =	16.34	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo [Ec. 6]:	f_{yd} =	426.38	MPa

Fuente: Elaboración propia

La distribución de momentos en la losa maciza más solicitada se muestra a continuación.

Figura 21. Momentos en ambas direcciones en la losa base según CBH-87



Fuente: Elaboración propia a partir de SAP2000.

Para la verificación manual se adoptará el mayor momento obtenido.

Diseño a flexión:

- Momento último de diseño, M_d

$$M_d = 26.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Momento reducido de cálculo, μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{26.00 \cdot 100}{100 \cdot (17.5)^2 \cdot 1.67} = 0.051$$

μ_d resulta menor que 0.2961, la sección no necesita armadura de compresión.

- Determinación de la cuantía mecánica, ω

De tabla universal de cálculo (tabla 2) se obtiene: $\mu_d = 0.051 \rightarrow \omega = 0.053$

- Determinación de la armadura requerida a tracción, A_s

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.053 \cdot 100 \cdot 17.5 \cdot 1.67}{43.48} = 3.56 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima, $A_{s,min}$

De tabla (3), cuantías geométricas mínimas se obtiene AH 500 $\rightarrow \omega_{min} = 0.0015$

$$A_{s,min} = \omega_{min} \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 100 \cdot 20 = 3 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s,min}$, se adopta $A_s = 3.56 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Área de acero calculada, A_s

Considerando un $\emptyset = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\emptyset} = 0.785 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{3.56}{0.785} = 4.60 \approx 5 \rightarrow s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se adopta un refuerzo práctico de $\emptyset 10 \text{ mm}$ c/0.20 m en la parte superior e inferior de losa maciza armada en dos direcciones.

3.4.3.1.2. Diseño según NB 1225001

De manera análoga se realiza la verificación del diseño de la losa más solicitada, para la cual se consideraron los siguientes parámetros:

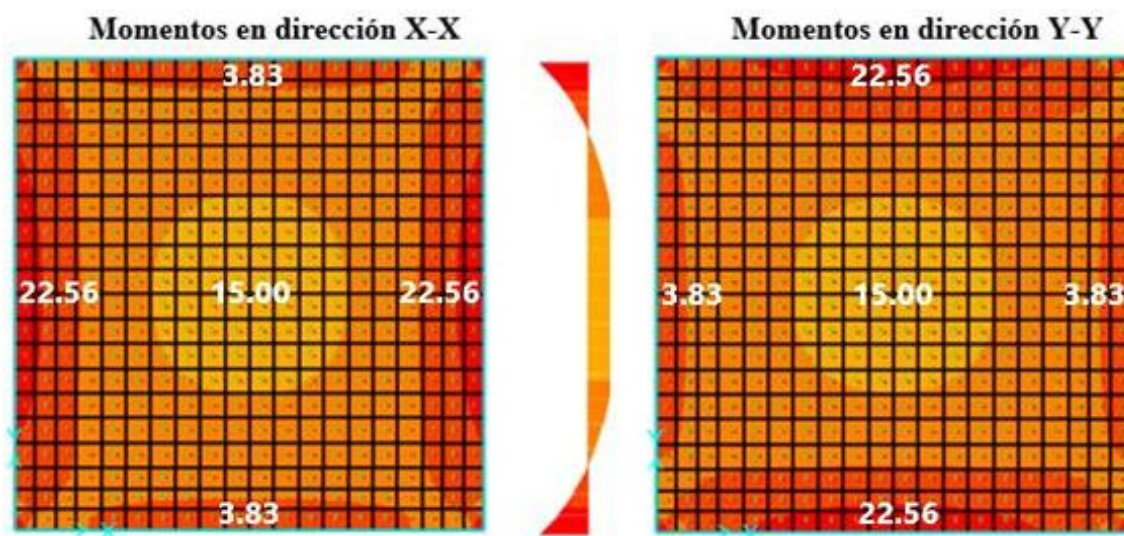
Tabla 10. Parámetros generales para el diseño de la losa maciza según NB 1225001

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho unitario de losa maciza:	b =	1.00	m
Espesor de la losa maciza:	h =	20.00	cm
Recubrimiento libre [Tabla 20.6.1.3.1]:	r =	2.50	cm
Peralte efectivo:	d =	17.50	cm
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón:	f_c =	25.00	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	f_y =	500.00	MPa
Módulo de elasticidad del acero:	E_s =	200,000	MPa

Fuente: Elaboración propia

La distribución de momentos en la losa maciza más solicitada se muestra a continuación.

Figura 22. Momentos en ambas direcciones en la losa base según NB 1225001



Fuente: Elaboración propia a partir de SAP2000.

Para la verificación manual se adoptará el mayor momento obtenido.

Diseño a flexión:

Factor de reducción por flexión (asumido) (Tabla 21.2.1), ϕ $\phi = 0.90$

Momento ultimo de diseño, M_u $M_u = 22.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Deformación unitaria máxima del hormigón en la fibra

extrema a compresión (22.2.2.1), ϵ_{cu} $\epsilon_{cu} = 0.003$

Deformación unitaria del acero de refuerzo en fluencia

(21.2.2.1), ϵ_{ty} $\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = 0.0025$

Factor de bloque equivalente (Tabla 22.2.2.4.3), β_1 $\beta_1 = 0.85$

Área de acero calculada, A_s

$$A_s = 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$A_s = 0.85 \cdot 1.0 \cdot 0.175 \cdot \frac{25}{500} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22.56}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 1.0 \cdot 0.175^2}} \right] = 2.92 \text{ cm}^2$$

Esta armadura “necesaria” debe ser comparada con los límites de la armadura, prescritas por la normativa:

$$A_{s,min} = \frac{0.0018 \cdot 420}{5000} \cdot 1.0 \cdot 0.2 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} > A_s$, se adopta $A_s = 3.02 \text{ cm}^2/\text{m}$

La armadura máxima, para que se garantice la ductilidad es:

$$A_{s,max} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003 \cdot d}{\frac{f_y}{E_s} + 0.006} \right) = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 1.0 \cdot 0.85}{500} \cdot \left(\frac{0.003 \cdot 0.175}{0.0025 + 0.006} \right) = 20.78 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$, se cumple un diseño dúctil.

Altura del bloque en compresión equivalente, a

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] = 0.175 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 22.56}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 1.0 \cdot 0.175^2}} \right] = 0.751 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro, c

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0.883 \text{ cm}$$

Deformación en el acero inferior, ε_t

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c} = 0.053$$

Como $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$, el factor de reducción de resistencia adoptado es correcto: $\phi = 0.90$

Por lo tanto, la sección es controlada por tracción, garantizando un comportamiento dúctil.

Considerando un $\emptyset = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{\emptyset} = 0.785 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{3.02}{0.785} = 3.85 \approx 4 \rightarrow s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Se adopta un refuerzo práctico de $\emptyset 10 \text{ mm}$ c/0.20 m en la parte superior e inferior de losa maciza armada en dos direcciones.

3.4.3.2. Diseño de vigas

En el diseño estructural de un tanque elevado, la función principal de las vigas es contribuir a la rigidez del sistema estructural, ya que soportan cargas reducidas y generan momentos pequeños, por lo que no son elementos críticos en la estructura.

3.4.3.2.1. Diseño según CBH-87

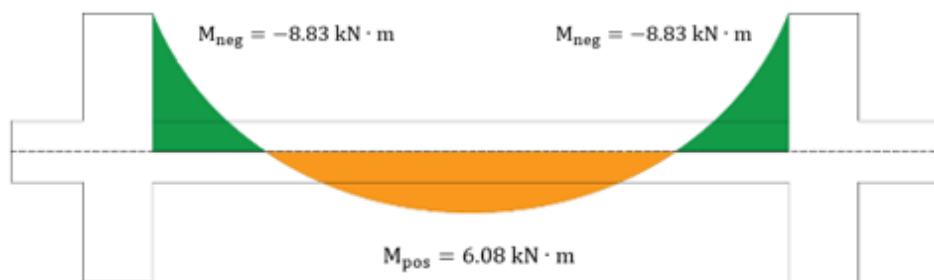
Se diseña la viga considerando las propiedades geométricas, mecánicas y las solicitaciones obtenidas del análisis estructural, conforme a la CBH-87.

Tabla 11. Parámetros generales de diseño de la viga conforme a la CBH-87

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho de la viga:	b =	20.00	m
Altura de la viga:	h =	35.00	cm
Recubrimiento [Tabla 12.5.3]:	r =	2.50	cm
Diámetro del refuerzo longitudinal:	Ø_l =	12.00	mm
Diámetro del refuerzo transversal:	Ø_e =	6.00	mm
Peralte efectivo:	d =	31.30	cm
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón [Ec. 2]:	f_{cd} =	16.34	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo [Ec. 6]:	f_{yd} =	426.38	MPa
Solicitaciones obtenidas de SAP 2000:			
Cortante ultimo de diseño:	V_d =	10.30	kN
Momento ultimo de diseño negativo:	M_{d,neg} =	8.83	kN·m
Momento ultimo de diseño positivo:	M_{d,pos} =	8.83	kN·m

Fuente: Elaboración propia

La distribución de momentos en la viga más solicitada se muestra a continuación.

Figura 23. Distribución de momentos en la viga según CBH-87

Fuente: Elaboración propia a partir de SAP 2000.

La verificación manual se realizará considerando únicamente el mayor de los momentos debido a su baja magnitud.

Diseño a flexión:

- Momento ultimo de diseño, M_d

$$M_d = 8.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Momento reducido de cálculo, μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8.83 \cdot 100}{20 \cdot (31.3)^2 \cdot 1.67} = 0.027$$

μ_d resulta menor que 0.2961, la sección no necesita armadura de compresión.

- Determinación de la cuantía mecánica, ω

De tabla universal de cálculo (tabla 2) se obtiene $\mu_d = 0.03 \rightarrow \omega = 0.031$

- Determinación de la armadura requerida a tracción, A_s

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.031 \cdot 20 \cdot 31.3 \cdot 1.67}{43.48} = 0.75 \text{ cm}^2$$

- Determinación de la armadura mínima, $A_{s,min}$

De tabla (3), cuantías geométricas mínimas se obtiene AH 500 $\rightarrow \omega_{min} = 0.0028$

$$A_{s,min} = \omega_{min} \cdot b \cdot h = 0.0028 \cdot 20 \cdot 35 = 1.96 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} > A_s$, se adopta $A_s = 1.96 \text{ cm}^2$

- La armadura máxima, para que se garantice la ductilidad según el criterio de Jiménez

Montoya, $A_{s,max}$

$$A_{s,max} = \frac{\omega_{lim} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.3643 \cdot 20 \cdot 31.3 \cdot 1.67}{43.48} = 13.11 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$, se cumple un diseño dúctil.

- Área de acero calculada, A_s

Considerando un $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_{\emptyset} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{1.96}{1.13} = 1.73 \approx 2$$

$$A_s = 2 \cdot 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se dispone de 2Ø12 mm en tracción y 2Ø12 mm en compresión.

Diseño a cortante:

Cortante ultimo de diseño, V_d

$$V_d = 10.30 \text{ kN}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante, f_{vd}

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{16.7} \rightarrow f_{vd} = 633.51 \text{ kN/m}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante, V_{cu}

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.46 \cdot 20 \cdot 31.4 = 39.79 \text{ kN}$$

Como $V_d < V_{cu}$, se determina la armadura mínima a corte: $A_{v,min}$

$$A_{v,min} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow A_v = 1.59 \text{ cm}^2/m$$

Considerando un $\emptyset = 6 \text{ mm}$

$$A_{\emptyset} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 0.6^2 \right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

Número de estribos por metro de longitud:

$$\frac{A_v}{A_{\emptyset}} = \frac{1.59}{0.57} = 2.79$$

Espaciamiento:

$$s = \frac{100}{2.79} = 35.84 \approx 35 \text{ cm}$$

Verificación del espaciado máximo, s_{max}

$$s_{max} \leq 30 \text{ cm} ; s_{max} \leq 0.85 d = 26.7 \text{ cm} ; s_{max} \leq 3 b = 60 \text{ cm}$$

Dado que el espaciado calculado es mayor que el requerido, se adopta una disposición de:

$$\emptyset = 6 \text{ mm c/0.20 m}$$

3.4.3.2.2. Diseño según NB 1225001

De manera análoga se realiza la verificación del diseño de la viga más solicitada.

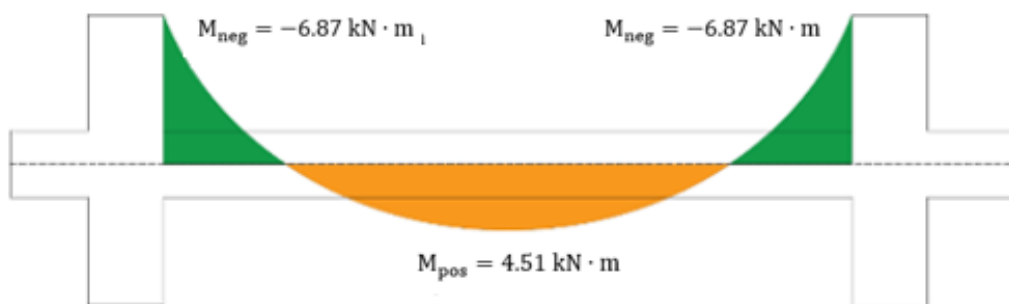
Tabla 12. Parámetros generales para el diseño de la viga según NB 1225001

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho de la viga:	$b =$	20.00	cm
Altura de la viga:	$h =$	35.00	cm
Recubrimiento [Tabla 20.6.1.3.1].	$r =$	2.50	cm
Diámetro del refuerzo longitudinal:	$\emptyset_l =$	10.00	mm
Diámetro del refuerzo transversal:	$\emptyset_e =$	6.00	mm
Peralte efectivo:	$d =$	31.40	cm
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón:	$f'_c =$	25.00	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	$f_y =$	500.00	MPa
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	200,000	MPa
Solicitaciones obtenidas de SAP 2000:			
Cortante ultimo de diseño:	$V_d =$	8.63	kN
Momento ultimo de diseño negativo:	$M_{d,neg} =$	6.87	kN·m
Momento ultimo de diseño positivo:	$M_{d,pos} =$	4.51	kN·m

Fuente: Elaboración propia

La distribución de momentos en la viga más solicitada se muestra a continuación.

Figura 24. Distribución de momentos en la viga según NB 1225001



Fuente: Elaboración propia a partir de SAP 2000.

Para la verificación manual, se adopta el momento máximo en valor absoluto, correspondiente a la condición más desfavorable.

Diseño a flexión:

Factor de reducción por flexión (asumido) (Tabla 21.2.1), ϕ $\phi = 0.90$

Momento ultimo de diseño, M_u $M_u = 6.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Deformación unitaria máxima del hormigón en la fibra

extrema a compresión (22.2.2.1), ϵ_{cu} $\epsilon_{cu} = 0.003$

Deformación unitaria del acero de refuerzo en fluencia

(21.2.2.1), ϵ_{ty} $\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = 0.0025$

Factor de bloque equivalente (Tabla 22.2.2.4.3), β_1 $\beta_1 = 0.85$

Área de acero calculada, A_s

$$A_s = 0.85 \cdot 0.20 \cdot 0.314 \cdot \frac{25}{500} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 6.87}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 0.2 \cdot 0.314^2}} \right] = 0.501 \text{ cm}^2$$

Esta armadura “necesaria” debe ser comparada con los límites de la armadura, prescritas por la normativa:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 0.20 \cdot 0.314 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{500} \cdot 0.20 \cdot 0.314 = 1.76 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} > A_s$, se adopta $A_s = 1.76 \text{ cm}^2$

La armadura máxima, para que se garantice la ductilidad es:

$$A_{s,max} = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.20 \cdot 0.85}{500} \cdot \left(\frac{0.003 \cdot 0.314}{0.0025 + 0.006} \right) = 9.28 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$, se cumple un diseño dúctil.

Altura del bloque en compresión equivalente, a

$$a = 0.314 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 6.87}{0.90 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 0.2 \cdot 0.314^2}} \right] = 0.589 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro, c

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0.693 \text{ cm}$$

Deformación en el acero inferior, ε_t

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d - c}{c} = 0.133$$

Como $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$, el factor de reducción de resistencia adoptado es correcto: $\phi = 0.90$

Por lo tanto, la sección es controlada por tracción, garantizando un comportamiento dúctil.

Se adopta $2\emptyset 10$ mm en tracción y en compresión, con un área total $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$.

Dado que A_s supera en más de un tercio al área requerida por análisis se cumple el Art. 9.6.1.3.

Diseño a cortante:

Cortante ultima de diseño, $V_u = 8.63 \text{ kN}$

Factor de reducción de resistencia a cortante, $\phi = 0.75$

- Resistencia a cortante del hormigón, V_c

$$V_c = \frac{1 \cdot \sqrt{25}}{6} \cdot 200 \cdot 314 \cdot (1/1000) = 52.33 \text{ kN}$$

- Verificación de requerimiento de armadura

$$V_u < 0.5 \cdot \phi V_c \rightarrow 8.63 \text{ kN} < 19.62 \text{ kN}$$

Teóricamente no se necesita refuerzo, a pesar de ello se debe colocar un área mínima a corte.

Inicialmente asumimos un espaciamiento $s = 0.15 \text{ m}$

$$A_{v,min} = \frac{1 \cdot 0.2 \cdot 0.15}{16 \cdot 420} \cdot \sqrt{25} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} = 0.34 \cdot \frac{0.20 \cdot 0.15}{420} = 0.24 \text{ cm}^2$$

- Área de acero calculada, A_s

Considerando un $\emptyset = 6 \text{ mm} \rightarrow A_s = 0.58 \text{ cm}^2$, cumple " $A_s > A_{v,min}$ "

- Verificación del espaciamiento máximo, s_{max}

$$s_{max} = d/2 = 15.7 \text{ cm}$$

Como "s" estimado es menor, cumple la recomendación de la norma.

Por lo tanto, se dispone una separación de estribos $\rightarrow \emptyset = 6 \text{ mm c}/0.15 \text{ m}$

3.4.3.3. Diseño de columnas

3.4.3.3.1. Diseño según CBH-87

A partir de los resultados del análisis estructural desarrollado en SAP2000, se identifica la columna sometida a la condición más crítica de carga factorizada, la cual se toma como elemento representativo para realizar el diseño y la verificación manual.

Tabla 13. Parámetros de diseño para el cálculo de la columna según CBH-87

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho de la columna:	b =	25.00	m
Altura de la columna:	h =	25.00	cm
Recubrimiento [Tabla 12.5.3]:	r =	2.50	cm
Diámetro del refuerzo longitudinal:	$\emptyset_l$ =	12.00	mm
Diámetro del refuerzo transversal:	$\emptyset_e$ =	6.00	mm
Peralte efectivo:	d =	21.30	cm
Momento de inercia de la viga en dirección x:	I_{xv} =	71458.33	cm ⁴
Momento de inercia de la viga en dirección y:	I_{yv} =	23333.33	cm ⁴
Momento de inercia de la columna:	I_{xc} =	32552.08	cm ⁴
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón [Ec. 2]:	f_{cd} =	16.34	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo [Ec. 6]:	f_{yd} =	426.38	MPa

Solicitaciones obtenidas de SAP 2000:

Fuerza axial de diseño:	$N_d =$	434.40	kN
Momento de diseño en dirección x:	$M_{xd} =$	4.83	kN·m
Momento de diseño en dirección y:	$M_{yd} =$	4.83	kN·m
Cortante ultimo de diseño:	$V_d =$	1.63	kN

Fuente: Elaboración propia

Con los parámetros previamente definidos, se procede al cálculo y verificación de la columna, evaluando su comportamiento frente a esfuerzos de compresión y flexo-compresión.

Tabla 14. Síntesis del análisis y diseño de la columna rectangular según CBH-87

Ref. CBH 87	Parámetros	Resultado	Unid.
Propiedades de la esbeltez:			
8.3.1	Coeficiente de esbeltez (a) ^[Ec. 19] :	$\psi_{Ax} =$	1.09
	Coeficiente de esbeltez (b):	$\psi_{Bx} =$	10.00
	Factor de longitud efectiva (b) ^[1] :	$k_x =$	0.86
	Longitud de pandeo ^[Ec. 20] :	$L_{ax} =$	2.60 m
	Esbeltez geométrica ^[Ec. 21] :	$\lambda =$	35.00
Excentricidades:			
8.3.2	Excentricidad de primer orden ^[Ec. 22] :	$e_{ox} =$	1.10 cm
	Excentricidad por construcción ^[Ec. 23] :	$e_{cx} =$	2.00 cm
	Excentricidad adicional debido al pandeo ^[Ec. 24] :	$e_{ax} =$	2.05 cm
	Excentricidad final ^[Ec. 25] :	$e_{fx} =$	5.15 cm
Armadura Longitudinal			
8.1.7	Momento de diseño ^[Ec. 29] :	$M_d =$	21.72 kN·m
	Capacidad mecánica del hormigón ^[Ec. 30] :	$U_c =$	1043.75 kN
	Esfuerzos reducidos (a) ^[Ec. 31] :	$v =$	0.42
	Esfuerzos reducidos (b):	$\mu_x =$	0.10
	Esfuerzos reducidos (c):	$\mu_y =$	0.10
	Cuantía mecánica ^[2] :	$\omega =$	0.18
	Acero requerido ^[Ec. 11] :	$A_{s \text{ req}} =$	4.32 cm ²
	Acero mínimo ^[Ec. 12] :	$A_{s \text{ min}} =$	3.13 cm ²
	Diámetro del refuerzo longitudinal ^[3] :	$\emptyset_l =$	12.00 mm

	Acero colocado ^[4] :	$A_{s\ col} =$	4.55	cm ²
	Armadura transversal:			
	Cortante ultimo de diseño:	$V_d =$	1.63	kN
	Resistencia proporcionada por el hormigón ^[Ec. 13] :	$V_{cu} =$	35.64	kN
	¿Considerar V_{su} en el diseño? ^[Ec. 16] :	$V_{su} =$	0.00	kN
8.2.3	Área mínima de estribos requerido ^[Ec. 12] :	$A_{st\ min} =$	1.99	cm ² /m
	Diámetro del refuerzo transversal ^[Ec. 33] :	$\emptyset_e =$	6.00	mm
	Separación máxima de estribos ^[Ec. 32] :	$S_{max1} =$	18.00	cm
	Separación máxima adoptada ^[5] :	$S_{max2} =$	15.00	cm

Comentarios:

[1]: Con los coeficientes de esbeltez se estima el factor "k" según el nomograma (Figura 9).

[2]: Con los esfuerzos reducidos se obtiene la cuantía mecánica del ábaco de roseta (Anexo 6).

[3]: Se adopta acero longitudinal de Ø12 mm, conforme a los requisitos mínimos de la norma.

[4]: Como, " $A_{s\ col} > A_{s\ req}$ ", se adoptan 4Ø12 mm como acero longitudinal, cumpliendo el mínimo exigido por la norma para secciones rectangulares.

[5]: Se disponen estribos de Ø6 mm cada 15 cm, cumpliendo el diámetro mínimo y verificando los límites normativos de espaciamiento.

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos se presentan de forma resumida, incluyendo los principales coeficientes de diseño, esbeltez, excentricidades y cuantías de refuerzo, verificándose el cumplimiento de los criterios establecidos por la norma CBH-87.

El desarrollo detallado del procedimiento de cálculo se presenta en el Anexo 6 del presente trabajo.

3.4.3.3.2. Diseño según NB 1225001

De forma análoga, se efectúa el diseño de la columna más desfavorable considerando las propiedades geométricas, mecánicas y las solicitaciones derivadas del análisis estructural, de acuerdo con la NB 1225001.

Tabla 15. Parámetros de diseño de la columna según NB 1225001

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Propiedades geométricas de la sección:			
Ancho de la columna:	b =	25.00	cm
Altura de la columna:	h =	25.00	cm
Recubrimiento [Tabla 20.6.1.3.1].	r =	2.50	cm
Diámetro del refuerzo longitudinal:	Ø_l =	12.00	mm
Diámetro del refuerzo transversal:	Ø_t =	6.00	mm
Peralte efectivo:	d =	21.30	cm
Propiedades de los materiales:			
Resistencia a compresión del hormigón:	f'_c =	25.00	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	f_y =	500.00	MPa
Módulo de elasticidad del acero:	E_s =	200,000	MPa

Fuente: Elaboración propia

A partir del análisis estructural realizado en SAP2000, se han obtenido los esfuerzos en la columna bajo distintas combinaciones de carga:

Tabla 16. Esfuerzos en la columna bajo distintas combinaciones de carga

COMBINACIONES DE CARGA	N _u [kN]	M _x [kN·m]	M _y [kN·m]
$U = 1.4 \cdot (D + F)$	371.62	1.94	1.94
$U = 1.2 \cdot (D + F) + 1.6 \cdot L$	326.75	1.67	1.67
$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot W + 1.0 \cdot L$	238.43	1.67	2.46
$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L$	232.58	1.66	1.66

Fuente: Elaboración propia

Los valores obtenidos muestran que la carga axial es significativamente mayor en comparación con los momentos flectores actuantes. Por lo tanto, el diseño se realizará adoptando el área mínima de refuerzo especificada por la norma que corresponde al 1% del área bruta de la sección transversal.

Acero mínimo longitudinal (Art. 10.6.1.1), $A_{s,min} = \frac{1}{100} \cdot 25 \cdot 25 = 6.25 \text{ cm}^2$

Acero máximo longitudinal (Art. 10.6.1.1), $A_{s,max} = \frac{8}{100} \cdot 25 \cdot 25 = 50.0 \text{ cm}^2$

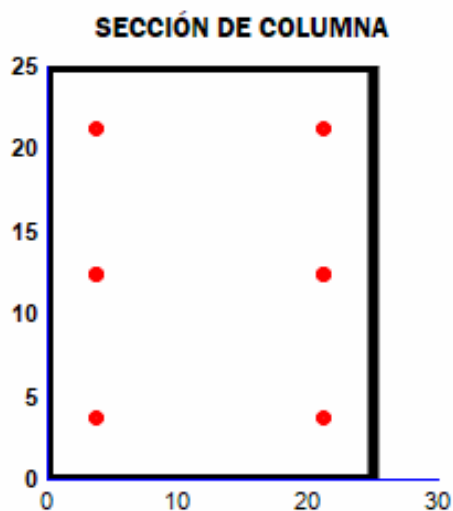
Considerando un $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow A_{\emptyset} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{\emptyset}} = \frac{6.25}{1.13} = 5.53 \approx 6$$

$$A_s = 6 \cdot 1.13 = 6.79 \text{ cm}^2 > 6.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se dispone de 6 $\emptyset$ 12 mm de armadura longitudinal.

Figura 25. Detalle de disposición de armadura longitudinal de columna



Fuente: Elaboración propia a partir del software Mathcad Prime.

No obstante, para comprobar que la sección cumple con el refuerzo mínimo exigido por la norma, se elaborará el diagrama de interacción P-M para la columna.

Para columnas con estribos ($\emptyset = 0.65$), la resistencia axial a compresión máxima, $\emptyset \cdot P_{n,max}$

$$\emptyset \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \emptyset \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

Donde:

Área bruta de la sección transversal, $A_g = 25 \cdot 25 = 625 \text{ cm}^2$

Área total de refuerzo longitudinal, $A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$

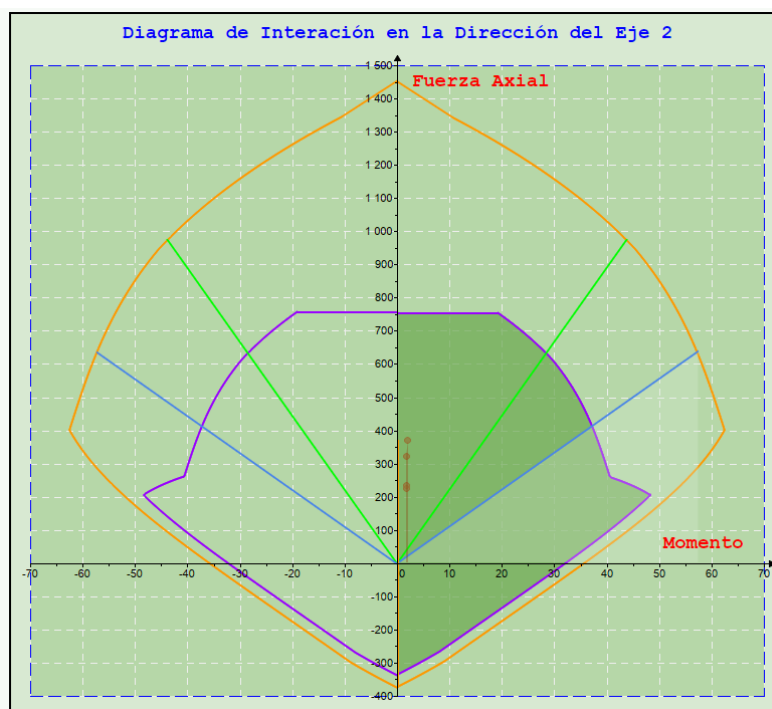
Reemplazando valores:

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.65 \cdot 0.80 \cdot [0.85 \cdot 25 \cdot (62500 - 679) + 500 \cdot 679]$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 860.00 \text{ kN}$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}, \text{ cumple!}$$

Figura 26. Diagrama de interacción para columna de 25x25cm



Fuente: Elaboración propia a partir del software Mathcad Prime.

Las combinaciones de valores están dentro de la curva de interacción, por lo que la columna cumple, el procedimiento detallado se encuentra en el Anexo 6 del presente trabajo.

Cálculo de la armadura transversal:

Cortante ultima de diseño, $V_u = 1.01 \text{ kN}$

Fuerza axial ultima de diseño, $N_u = 371.62 \text{ kN}$

Factor de reducción de resistencia para cortante, $\phi = 0.75$

Para elementos no pretensados con tracción axial significativa, V_{c1}

$$V_{c1} = \frac{1 \cdot \sqrt{25}}{6} \cdot \left(1 + \frac{371.62}{3.5 \cdot 0.0625}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.213 \rightarrow V_{c1} = 75.43 \text{ kN}$$

Para elementos no pretensados con compresión axial, V_{c2}

$$V_{c2} = \frac{1 \cdot \sqrt{25}}{6} \cdot \left(1 + \frac{371.62}{14 \cdot 0.0625}\right) \cdot 0.25 \cdot 0.213 \rightarrow V_{c2} = 18.89 \text{ kN}$$

Verificación de requerimiento de armadura:

$$V_u < \phi V_c \rightarrow 1.01 \text{ kN} < 14.17 \text{ kN}$$

Teóricamente no se necesita refuerzo por cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, $A_{v,min}$

Inicialmente asumimos un espaciamiento $s = 0.15 \text{ m}$

$$A_{v,min} = \frac{1 \cdot 250 \cdot 150}{16 \cdot 420} \cdot \sqrt{25} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} = 0.34 \cdot \frac{250 \cdot 150}{420} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Considerando un $\phi = 6 \text{ mm}$

$$A_{\phi} = 2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 6^2\right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

Es mayor que el mayor de los dos anteriores valores, por lo tanto, cumple.

Verificación del espaciamiento máximo, s_{max}

$$s_{max} \leq [16 \cdot 1.2 = 19.2 \text{ cm} ; 48 \cdot 0.6 = 28.8 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}]$$

Como “s” estimado es menor, cumple la recomendación de la norma. $\rightarrow \phi = 6 \text{ mm c}/0.15 \text{ m}$

3.4.3.4. Verificación de deflexiones

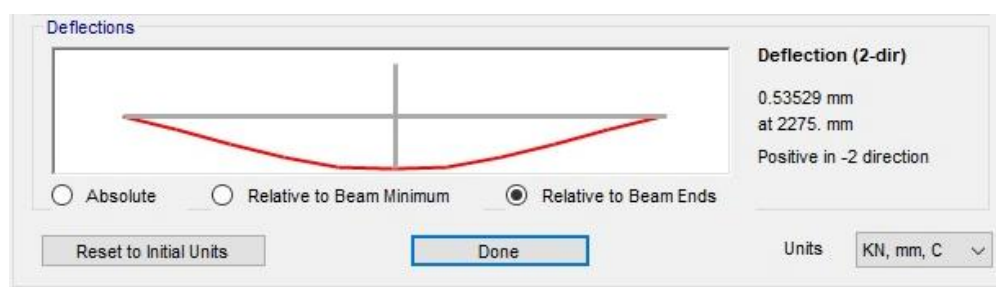
El control de deflexiones es una etapa muy importante en el diseño de estructuras no solo en el caso del hormigón armado.

3.4.3.4.1. Viga más solicitada

Deflexión instantánea

La deflexión instantánea se produce por las cargas de servicio aplicadas a la viga, la deflexión instantánea es obtenida del programa SAP 2000, tomando la combinación de servicio.

Figura 27. Diagrama de deflexión en la viga más solicitada



Fuente: Software SAP2000.

Del programa se obtiene el siguiente valor:

$$\Delta_{instantanea} = 0.54 \text{ mm}$$

Deflexión a largo plazo

Las deflexiones a largo plazo se determinan multiplicando la deflexión instantánea producida por la carga de servicio por un factor que es igual a:

$$\Delta_{diferida} = \lambda_{\Delta} \cdot \Delta_{instantanea}$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho}$$

ξ = Para 5 años o mas $\rightarrow 2.0$; $\rho = 0.0023$

$$\Delta_{diferida} = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0.0023} \cdot 0.54 \text{ mm} \rightarrow \Delta_{diferida} = 0.97 \text{ mm}$$

Deflexión total viga

$$\Delta_{total} = \Delta_{instantanea} + \Delta_{diferida}$$

$$\Delta_{total} = 0.54 + 0.97 = 1.51 \text{ mm}$$

Deflexión máxima viga

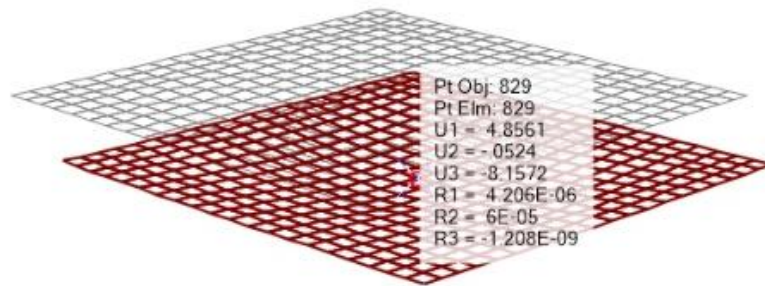
$$\Delta_{max} = \frac{L_n}{480} = \frac{4300}{480} = 8.96 \text{ mm}$$

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{max} \text{ "Cumple"}$$

3.4.3.4.2. Losa más solicitada

Deflexión instantánea

Figura 28. Diagrama de deflexión en la losa más solicitada



Fuente: Software SAP2000.

Del programa se obtiene el siguiente valor:

$$\Delta_{instantanea} = 8.16 \text{ mm}$$

Deflexión a largo plazo

$$\Delta_{diferida} = 1.5 \cdot \Delta_{instantanea}$$

$$\Delta_{diferida} = 1.5 \cdot 8.16 \text{ mm} \rightarrow \Delta_{diferida} = 12.24 \text{ mm}$$

Deflexión total losa

$$\Delta_{total} = \Delta_{instantanea} + \Delta_{diferida}$$

$$\Delta_{total} = 8.16 + 12.24 = 20.4 \text{ mm}$$

Deflexión máxima losa

Para la verificación de desplazamientos verticales en losas, se adopta el criterio práctico de limitar la flecha máxima a un valor de $L/200$.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{4800}{480} = 24 \text{ mm}$$

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{max} \text{ "Cumple"}$$

3.4.4. Diseño de cimentaciones

3.4.4.1. Diseño según CBH-87

A partir de los resultados del análisis en SAP2000, se selecciona la zapata que presenta la condición más desfavorable de carga factorizada para su verificación manual.

Para el diseño de la zapata, se consideraron los siguientes parámetros:

Tabla 17. Parámetros y acciones de diseño para zapata aislada según CBH-87

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Ancho de la columna:	$a_o =$	25.00	m
Altura de la columna:	$b_o =$	25.00	cm
Recubrimiento ^[Tabla 12.5.3] :	$r =$	5.00	cm
Esfuerzo admisible del suelo:	$\sigma_{adm} =$	0.22	MPa
Resistencia a compresión del hormigón ^[Ec. 2] :	$f_{cd} =$	16.34	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo ^[Ec. 6] :	$f_{yd} =$	426.38	MPa
Solicitaciones obtenidas de SAP 2000:			
Fuerza axial:	$N =$	276.44	kN
Momento de diseño en dirección x:	$M_x =$	1.43	kN·m
Momento de diseño en dirección y:	$M_y =$	-0.35	kN·m
Cortante de diseño en dirección x:	$V_x =$	1.51	kN
Cortante de diseño en dirección y:	$V_y =$	-0.72	kN

Fuente: Elaboración propia

Con los parámetros previamente definidos, se procede al cálculo y verificación de la zapata:

Tabla 18. Síntesis de resultados del diseño de zapata aislada según CBH-87

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Dimensionamiento en planta:			
Área mínima de la zapata ^[Ec. 34] :	$A_{nec} =$	2.34	m ²
Dimensión adoptada de zapata ^[1] :	$a =$	1.20	m
Excentricidades de carga (a) ^[2] :	$e_x =$	0.13	cm
Excentricidades de carga (b):	$e_y =$	0.52	cm
Esfuerzo máximo en la zapata:	$\sigma_{max} =$	219.70	kN/m ²
Verificación inicial de esfuerzos ^[Ec. 35] :	$\sigma_i =$	194.20	kN/m ²
Dimensionamiento en elevación:			
Estimación del canto útil ^[Ec. 36] :	$d_1 =$	23.00	cm
Altura total de zapata ^[Ec. 37] :	$h_t =$	30.00	cm
Verificaciones iniciales:			
Verificación de esfuerzos corregidos ^[Ec. 38] :	$\sigma_c =$	203.98	kN/m ²
Verificación al vuelco ^[Ec. 39] :	$\gamma_v =$	91.67	
Longitud al deslizamiento ^[Ec. 40] :	$\gamma_d =$	76.29	
Diseño a flexión:			
Momento de diseño ^[Ec. 42] :	$M_d =$	50.30	kN·m
Momento reducido de cálculo ^[Ec. 43] :	$\mu_d =$	0.042	
Cuántía mecánica ^[3] :	$\omega =$	0.044	
Acero requerido ^[Ec. 44] :	$A_{s\ req} =$	4.94	cm ²
Acero mínimo ^[Ec. 45] :	$A_{s\ min} =$	5.40	cm ²
Diámetro del refuerzo a flexión ^[4] :	$\emptyset_f =$	12.00	mm
Acero colocado:	$A_{s\ col} =$	5.65	cm ²
Separación máxima adoptada:	$S_{max1} =$	20.00	cm
Verificaciones ultimas:			
Esfuerzo de corte admisible:	$V_d =$	371.00	kN
Esfuerzo a corte de la sección:	$V_{d'} =$	133.91	kN
Verificación a cortante:	$V_d \geq V_{d'}$	OK	
Esfuerzo a punzonamiento de la sección:	$V_{p'} =$	374.00	kN
Esfuerzo a punzonamiento admisible:	$V_p =$	610.89	kN
Verificación a punzonamiento:	$V_p \geq V_{p'}$	OK	

Comentarios:

[1]: Se adopto una zapata de sección cuadrada, que se definió utilizando el criterio de amplificar un 10 % la carga axial de servicio.

[2]: Se verifico que la carga está ubicada en el tercio de la cimentación, es decir las excentricidades son mínimas.

[3]: De tabla universal de cálculo (tabla 2) se obtiene el valor de cuantía mecánica, cabe aclarar que el momento de diseño se calculó a una distancia de $(0.15 \cdot d_1)$.

[4]: Como, " $A_{s\ col} > A_{s\ min}$ ", se adoptó 6Ø12 mm c/20 cm, en ambas direcciones.

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento de cálculo detallado se presenta en el Anexo 6.

3.4.4.2. Diseño según NB 1225001

En el diseño de zapatas según la NB 1225001, se considera solo la carga axial, ya que los momentos y cortantes transmitidos por las columnas son mínimos y no afectan significativamente el diseño, como se comprobó en el análisis con la norma CBH-87.

Para el diseño de la zapata se consideraron los siguientes parámetros:

Tabla 19. Parámetros y acciones de diseño para zapata aislada según NB 1225001

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Ancho de la columna:	b =	25.00	m
Altura de la columna:	h =	25.00	cm
Recubrimiento ^[Tabla 20.6.1.3.1] :	r =	5.00	cm
Esfuerzo admisible del suelo:	σ_{adm} =	0.22	MPa
Resistencia a compresión del hormigón:	f'_c =	25.00	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo:	f_y =	500.00	MPa
Solicitaciones obtenidas de SAP 2000:			
Fuerza axial en servicio:	P_s =	276.35	kN
Fuerza axial ultima:	P_u =	371.67	kN

Fuente: Elaboración propia

Con los parámetros previamente definidos, se procede al cálculo y verificación de la zapata:

Tabla 20. Síntesis de resultados del diseño de zapata aislada conforme a la NB 1225001

Parámetros	Símbolo	Valor	Unid.
Dimensionamiento en planta:			
Área mínima de la zapata ^[Ec. 65] :	$A_{req} =$	2.34	m ²
Dimensión adoptada de zapata ^[1] :	$A =$	1.20	m
Presión neta ultima ^[Ec. 66] :	$q_u =$	258.11	kN/m ²
Verificación inicial de esfuerzos ^[Ec. 67] :	$q_s =$	191.92	kN/m ²
Dimensionamiento en elevación:			
Estimación del canto útil ^[Ec. 68] :	$d_l =$	22.00	cm
Altura total de zapata ^[Ec. 69] :	$h_t =$	30.00	cm
Cálculo de la cuantía real:			
Momento de diseño ^[Ec. 75] :	$M_u =$	34.91	kN·m
Cuantía de momento reducido ^[Ec. 76] :	$\mu =$	0.022	
Cuantía mecánica ^[Ec. 77] :	$\omega =$	0.0224	
Cuantía real ^[Ec. 78] :	$\rho =$	0.001	
Acero requerido ^[Ec. 79] :	$As_{req} =$	3.51	cm ²
Acero mínimo ^[Ec. 80] :	$As_{min} =$	5.44	cm ²
Diámetro del refuerzo a flexión ^[2] :	$\emptyset_l =$	12.00	mm
Acero colocado:	$As_{col} =$	5.65	cm ²
Separación máxima adoptada:	$S_{max1} =$	20.00	cm
Cuantía real colocada:	$\rho_w =$	0.023	
Verificación a corte en una dirección:			
Resistencia del hormigón ^[Ec. 73] :	$\emptyset \cdot V_c =$	88.55	kN
Cortante ultimo ^[Ec. 74] :	$V_u =$	71.60	kN
Verificación a cortante:	$\emptyset \cdot V_c \geq V_u$	OK	
Verificación a corte por punzonamiento:			
Área de la sección crítica:	$A_o =$	2440.00	cm ²
Perímetro de la sección crítica ^[4] :	$b_o =$	197.60	cm
Resistencia a punzonamiento de la sección ^[Ec. 70] :	$V_{up} =$	308.71	kN
Resistencia al corte por punzonamiento ^[Ec. 72] :	$\emptyset \cdot V_c =$	616.84	kN
Verificación a punzonamiento ^[Ec. 71] :	$\emptyset \cdot V_c \geq V_{up}$	OK	

Verificación por aplastamiento

Resistencia a la carga axial de la columna: $\phi \cdot P_n = 846.61 \text{ kN}$

Verificación de la columna ^[4]: $\phi \cdot P_n \geq P_u \quad \text{OK}$

Comentarios:

[1]: Se adoptó una zapata de sección cuadrada, que se definió utilizando el criterio de amplificar un 10 % la carga axial de servicio.

[2]: Como, " $A_{s \text{ col}} > A_{s \text{ min}}$ ", se adoptó 6Ø12 mm c/20 cm, en ambas direcciones.

[3]: La verificación por punzonamiento (corte en dos direcciones) suele ser la más crítica, gobernando generalmente la ecuación (a) en la resistencia $\phi \cdot V_c$.

[4]: Como la columna y la zapata tienen el mismo hormigón, solo se verifica el aplastamiento en la columna porque $(1 \leq \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2)$.

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento de cálculo detallado se presenta en el Anexo 6.

Aplicando el mismo procedimiento de diseño previamente desarrollado, se obtuvieron los resultados correspondientes al diseño y armado de las cimentaciones de los demás tanques elevados.

3.4.4.3. Resumen del diseño de cimentaciones

Tabla 21. Resumen del diseño y armado de zapatas aisladas de los tanques elevados

Tanque	Capacidad admisible (kN/m ²)	Dimensiones de la zapata	Refuerzo de acero	
			CBH-87	NB 1225001
Villa Esperanza	219.67	Z (1.20x1.20x0.30m)	6Ø12 mm c/0.20m	6Ø12 mm c/0.20m
29 de Abril	192.21	Z (1.30x1.30x0.30m)	6Ø12 mm c/0.20m	6Ø12 mm c/0.20m
3 de Junio	54.92	Z (2.45x2.45x0.30m)	12Ø12 mm c/0.20m	10Ø12 mm c/0.25m
San Cristóbal	130.43	Z (1.55x1.55x0.30m)	7Ø12 mm c/0.20m	7Ø12 mm c/0.20m
10 de Abril	441.30	Z (1.00x1.00x0.30m)	5Ø12 mm c/0.20m	5Ø12 mm c/0.20m

Fuente: Elaboración propia

3.5. Análisis de resultados

3.5.1. Filosofías normativas

Tabla 22. Comparación de Filosofías Normativas

CBH-87 (Relación directa con la EHE)	NB 1225001 (Relación directa con la ACI)
Con un enfoque técnico científico que utiliza principios de ingeniería estructural y tecnología de los materiales, busca obtener edificaciones seguras, eficientes y sostenibles. Adaptándose a las necesidades que la sociedad actual requiera.	Enfocada en obtener estructuras seguras y confiables, diseñadas racionalmente con métodos de análisis basados en muchos años de experiencia, tomando en cuenta la ética y responsabilidad del ingeniero desde la proyección hasta la conclusión de la obra.

Diferencia principal entre Filosofías Normativas:

Racionalidad técnica en el diseño: CBH - 87 se basa en estudios técnico - científicos realizados a profundidad por medio de hipótesis que fueron verificadas por la EHE, para adaptarse a diferentes situaciones que requiera la edificación.

La NB - 1225001 se basa en las experimentaciones verificadas que se hicieron durante décadas en todas las publicaciones del código ACI.

Fuente: Elaboración propia

La discusión de los resultados se hará, en primera parte, sobre los resultados del análisis y en segunda parte sobre los resultados obtenidos después del diseño de cada elemento estructural.

3.5.2. Resultados del análisis estructural

3.5.2.1. Las columnas

La tabla (23) hace una recapitulación de las fuerzas y momentos en las columnas obtenidos en los dos códigos gracias al análisis estructural realizado en el software SAP 2000.

Tabla 23. Fuerzas y momentos en las columnas según los dos códigos de diseño

Nivel	CBH-87		NB 1225001		Variación (%)	
	Fuerza axial (kN)	Momento (kN m)	Fuerza axial (kN)	Momento (kN m)	FA	M
N1	431.41	0.56	372.92	0.49	13.6%	12.5%
N2	407.00	3.51	348.93	2.68	14.3%	23.6%
N3	380.01	3.12	325.32	2.39	14.4%	23.4%
N4	353.02	3.12	301.70	2.09	14.5%	33.0%
N5	326.03	3.06	278.08	2.37	14.7%	22.5%
N6	299.03	2.96	254.46	2.07	14.9%	30.1%

Nota. FA: Fuerza axial, M: Momento

Una primera observación que se puede hacer es que el CBH-87 tiene, para nivel analizado, fuerzas y momentos más grandes que la NB 1225001. Para la fuerza axial, la diferencia entre los dos códigos va de 13.6% hasta 14.9% con un promedio de 14.4%. Para los momentos, esta diferencia va de 12.5% hasta 33% con un promedio de 24.2%.

3.5.2.2. Las vigas

La tabla (24) hace una recapitulación de las fuerzas y momentos en las vigas obtenidos en los dos códigos gracias al análisis estructural realizado en el software SAP 2000.

Tabla 24. Fuerzas y momentos en las vigas según los dos códigos de diseño

Nivel	CBH-87		NB 1225001		Variación (%)	
	Momento neg. (kN m)	Momento pos. (kN m)	Momento neg. (kN m)	Momento pos. (kN m)	M-	M+
N1	5.49	4.38	4.80	3.83	12.6%	12.6%
N2	5.61	4.24	4.91	3.71	12.5%	12.5%
N3	5.60	4.26	4.90	3.72	12.5%	12.7%
N4	5.60	4.26	4.90	3.73	12.5%	12.4%
N5	5.65	4.21	4.94	3.69	12.6%	12.4%
N6	2.82	5.44	2.41	4.65	14.5%	14.5%

Nota. M-: Momento negativo, M+: Momento positivo

De la misma manera que antes el CBH-87 tiene, para cada nivel analizado, los momentos positivos y negativos son más grandes que la NB 1225001. Para los momentos negativos la diferencia entre los dos códigos va de 12.5% hasta 14.5% con un promedio de 12.9%. Para los momentos positivos va de 12.4% hasta 14.5% con un promedio 12.8%.

3.5.3. Explicación de los resultados del análisis estructural

A partir de los resultados obtenidos, el comportamiento estructural del tanque elevado resulta más conservador cuando se diseña bajo requisitos del código CBH-87, en comparación con la NB 1225001, puesto que manifiesta mayores fuerzas y momentos.

El principal factor que influye en la diferencia del orden de 16% en vigas y columnas entre los dos códigos se debe a las *combinaciones de cargas ultimas*, en las cuales la presión del líquido contenido constituye la acción dominante.

La CBH requiere: $U = 1.6 \cdot D + 1.6 \cdot F$, aunque la NB requiere: $U = 1.4 \cdot D + 1.4 \cdot F$.

La relación de coeficientes de carga utilizados implica teóricamente un incremento de los esfuerzos del orden del 14% lo cual concuerda con las diferencias observada en los resultados del análisis estructural.

3.5.4. Resultados del diseño estructural

En esta parte, es muy importante recordar dos factores que influyen apreciablemente sobre los resultados de diseño.

Primero, la característica del acero de refuerzo no es la misma en todas las regiones del mundo, según el origen de cada norma. Sin embargo, en nuestro medio utilizamos acero AH-500 MPa, por lo que no existe diferencia entre los dos modelos para la determinación del acero.

Segundo, los dos códigos tienen filosofías diferentes respecto de los factores de seguridad. El CBH-87 toma factores de seguridad sobre el hormigón (de 1.5) y el acero (de 1.15) pero no usa

factores de reducción ϕ . La NB 1225001 no toma factores de seguridad sobre los materiales usados, pero usa el factor de reducción ϕ (de 0.90 para las vigas o de 0.65 para columnas).

Con estas dos advertencias, se podrá entender más claramente los resultados obtenidos de los diseños de los elementos estructurales.

3.5.4.1. Cuantificación volumétrica de materiales

Para analizar el impacto de los cambios en las especificaciones para el diseño de los elementos estructurales, se calcularon las cantidades de acero de refuerzo (kg) y hormigón (m³) de los elementos estructurales del tanque elevado.

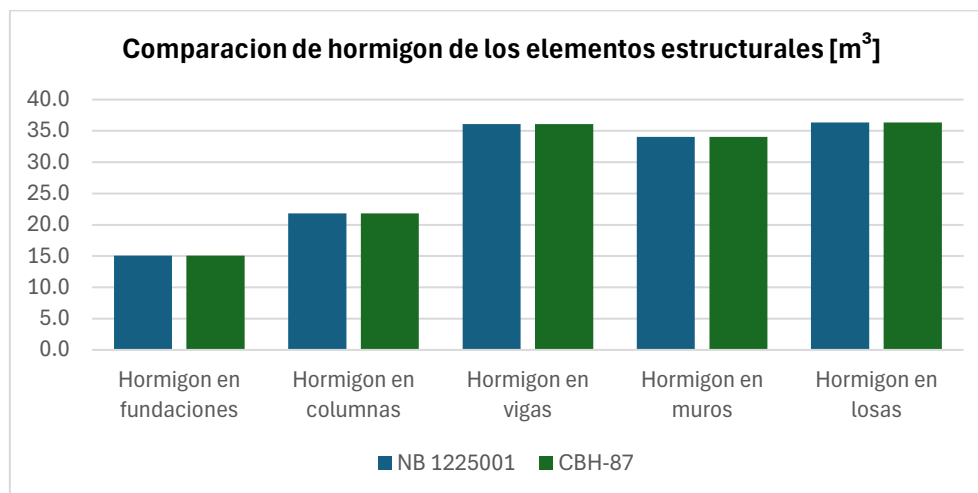
En la tabla (25) se muestran las cantidades de materiales calculados.

Tabla 25. Cantidades de acero y hormigón en los elementos estructurales

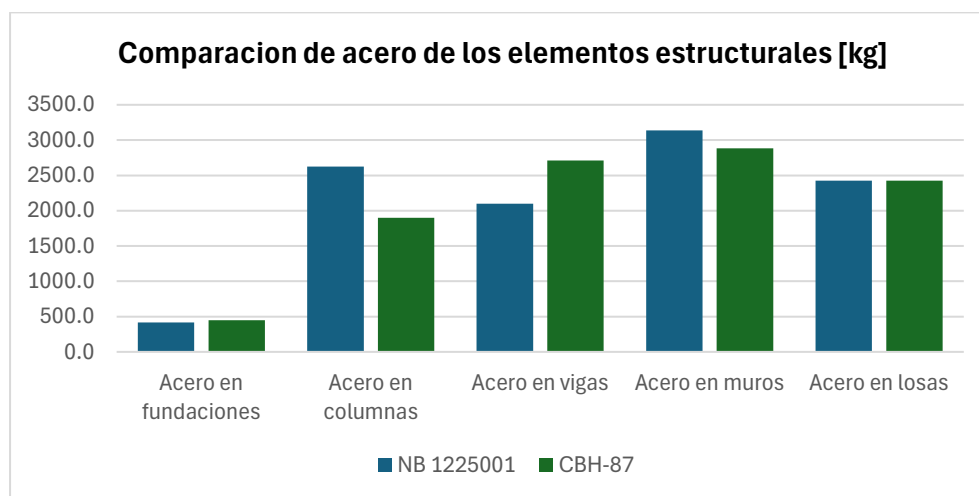
Ítem	Descripción	Und.	NB 1225001	CBH-87
1	Hormigón en fundaciones $f_c = 25$ Mpa	m ³	15.04	15.04
2	Hormigón en columnas $f_c = 25$ Mpa	m ³	21.82	21.82
3	Hormigón en vigas $f_c = 25$ Mpa	m ³	36.1	36.1
4	Hormigón en muros $f_c = 25$ Mpa	m ³	34.05	34.05
5	Hormigón en losas $f_c = 25$ Mpa	m ³	36.35	36.35
6	Acero en fundaciones $f_y = 500$ Mpa	kg	416.98	450.36
7	Acero en columnas $f_y = 500$ Mpa	kg	2624.65	1900.27
8	Acero en vigas $f_y = 500$ Mpa	kg	2097.8	2710.15
9	Acero en muros $f_y = 500$ Mpa	kg	3139.35	2885.25
10	Acero en losas $f_y = 500$ Mpa	kg	2427.2	2427.2

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, en las Figuras (29) y (30) se muestran los resultados mediante diagramas verticales de los materiales para cada normativa, permitiendo una comparación más precisa.

Figura 29. Comparación de volúmenes de hormigón según los dos códigos de diseño

Fuente: Elaboración propia

Figura 30. Comparación de cantidad de acero según los dos códigos de diseño

Fuente: Elaboración propia

Hay que resaltar que al obtener secciones iguales tanto en vigas, columnas y cimentaciones, la cantidad de hormigón en cada alternativa es la misma. Caso contrario sucede con las cantidades de acero de refuerzo, en donde el uso de los requerimientos de la NB 1225001 demandó mayor cantidad de acero de refuerzo.

En la tabla (26) se muestra las cantidades totales de materiales calculados.

Tabla 26. Cantidad total de acero de refuerzo y hormigón obtenida

	Acero de refuerzo	Hormigón
NB 1225001	10706.0 kg	143.4 m ³
CBH-87	10373.2 kg	143.4 m ³
Diferencia:	3.2%	0.0%

Fuente: Elaboración propia

3.5.5. Explicación de los resultados del diseño estructural

Los resultados de los indicadores de cantidad de acero de refuerzo y volumen de hormigón, obtenidos a partir de la aplicación de los códigos de diseño CBH-87 y NB 1225001 se presentan en la tabla (25), en las figuras (29) y (30), mediante las cuales se analizan los resultados de cada elemento estructural.

3.5.5.1. Losas

Se puede expresar el resultado en forma de cuantía de obra para ambos códigos de diseño:

Tabla 27. Cuantía de obra de losas según ambos códigos de diseño

Material	Und.	CBH-87	NB 1225001	Diferencia %
Volumen de H°	m ³	36.35	36.35	0.0%
Peso de Acero	kg	2427.20	2427.20	0.0%
Cuantía de Obra	kg/m ³	66.80	66.80	0.0%

Fuente: Elaboración propia

Esta similitud se debe a que el dimensionamiento está gobernado por las cuantías mínimas de refuerzo, y a que las solicitaciones últimas obtenidas no son elevadas, por lo que no se generan requerimientos adicionales de acero. En consecuencia, la cuantía de obra resulta equivalente para ambos códigos, con un valor de 66.80 kg/m³.

3.5.5.2. Muros

Se puede expresar el resultado en forma de cuantía de obra para ambos códigos de diseño:

Tabla 28. Cuantía de obra de muros según ambos códigos de diseño

Material	Und.	CBH-87	NB 1225001	Diferencia %
Volumen de H°	m³	34.05	34.05	0.0%
Peso de Acero	kg	2885.25	3139.35	-8.8%
Cuantía de Obra	kg/m³	84.75	92.20	-8.8%

Fuente: Elaboración propia

En los muros, el volumen de hormigón es idéntico para ambos códigos, mientras que la cuantía de acero presenta una diferencia del orden del 9%, siendo mayor según la NB 1225001. Esta variación se debe a que dicha norma impone mayores exigencias en cuantías mínimas y control de fisuración, lo que conduce a un diseño más conservador.

3.5.5.3. Columnas

Se puede expresar el resultado en forma de cuantía de obra para ambos códigos de diseño:

Tabla 29. Cuantía de obra de columnas según ambos códigos de diseño

Material	Und.	CBH-87	NB 1225001	Diferencia %
Volumen de H°	m³	21.82	21.82	0.0%
Peso de Acero	kg	1900.27	2624.65	-38.1%
Cuantía de Obra	kg/m³	87.10	120.30	-38.1%

Fuente: Elaboración propia

En el caso de las columnas, se observa una diferencia significativa en la cuantía de acero, del orden del 38%, manteniéndose constante el volumen de hormigón para ambos códigos. Esta diferencia se atribuye principalmente a los criterios de diseño a compresión y flexión, ya que la NB 1225001 presenta un carácter más estricto en el uso del diagrama de interacción. Esto se traduce en un mayor consumo de acero longitudinal.

3.5.5.4. Vigas

Se puede expresar el resultado en forma de cuantía de obra para ambos códigos de diseño:

Tabla 30. Cuantía de obra de vigas según ambos códigos de diseño

Material	Und.	CBH-87	NB 1225001	Diferencia %
Volumen de H°	m³	36.10	36.10	0.0%
Peso de Acero	kg	2710.15	2097.80	22.6%
Cuantía de Obra	kg/m³	75.10	58.10	22.6%

Fuente: Elaboración propia

En las vigas, el volumen de hormigón es el mismo para ambos códigos, mientras que la cuantía de acero presenta una diferencia del orden del 23 %, siendo mayor en el diseño según CBH-87. Esto se debe a que, dada la baja magnitud de las solicitaciones, el diseño queda gobernado por las cuantías mínimas, resultando en una mayor cantidad de acero longitudinal en el CBH-87. Aunque la NB 1225001 exige menores separaciones entre estribos, la reducción del acero longitudinal conduce a una menor cuantía total de acero.

3.5.5.5. Cimentación

Se puede expresar el resultado en forma de cuantía de obra para ambos códigos de diseño:

Tabla 31. Cuantía de obra de cimentación según ambos códigos de diseño

Material	Und.	CBH-87	NB 1225001	Diferencia %
Volumen de H°	m³	15.04	15.04	0.0%
Peso de Acero	kg	450.36	416.98	7.4%
Cuantía de Obra	kg/m³	29.90	27.70	7.4%

Fuente: Elaboración propia

En las cimentaciones, las diferencias en la cuantía de obra son reducidas, del orden del 7 %, manteniéndose constante el volumen de hormigón. Estas variaciones están asociadas a los

criterios de refuerzo mínimo y verificación a punzonamiento, resultando en soluciones estructurales similares según ambos códigos.

3.5.6. Comparación de costos aproximados de materiales

Con las cantidades obtenidas para cada alternativa y utilizando bases de datos de precios unitarios y revistas especializadas, se estimó el costo unitario referencial del acero de refuerzo y del hormigón como se muestra en la tabla (32).

Tabla 32. Costos unitarios aproximados de materiales

Materiales	Und.	BOB	USD
Acero $f_y = 500$ MPa	kg	16.70	2.40
Hormigón $f_c = 25$ MPa	m ³	869.66	124.95

Fuente: Elaboración propia a partir de Revista P&C 2026

Finalmente, con las cantidades calculadas y los costos unitarios de los materiales ya establecidos, es posible saber el costo total de materiales para cada diseño y deducir la diferencia en porcentaje en los costos correspondientes de cada alternativa.

Los resultados se sintetizan en la tabla (33).

Tabla 33. Costo total aproximado de materiales, usando CBH-87 y NB 1225001

Costos		
NB 1225001	303,464.32 BOB	43,601.20 USD
CBH-87	297,907.40 BOB	42,802.79 USD
Diferencia:	1.87%	

Fuente: Elaboración propia a partir de Revista P&C 2026

De los resultados obtenidos en la tabla (33), se puede observar que con la implementación de los requerimientos de NB 1225001, se genera un aumento del 1.87 % en los costos totales de los materiales requeridos. Esta diferencia se debe a que el NB 1225001 demanda mayor cantidad

de acero de refuerzo, sobre todo, en el acero de refuerzo transversal para resistir los cortantes de diseño.

Aunque esta diferencia es mínima, evidencia que la NB 1225001 impone mayores exigencias en cuanto a cuantías mínimas, particularmente en elementos como columnas y muros, lo que puede traducirse en un incremento del consumo total de acero de refuerzo.

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución de la obra

3.6.1. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar 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 7).

3.6.2. Cálculos métricos

En los cálculos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad de medida, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (ver Anexo 8).

3.6.3. Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indica en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el Anexo 9.

3.6.4. Presupuesto general de la obra

Se obtuvo en función a los cálculos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem.

Por lo que, el presupuesto total de la obra es:

- ✓ CBH-87: Bs. 764.812,90
- ✓ NB 1225001: Bs. 767.923,20

Este presupuesto corresponde únicamente a los ítems dispuestos y será una parte del presupuesto total de la obra, dado que no se consideraron otros módulos (ver Anexo 10).

3.6.5. Cronograma de ejecución

El plan y cronograma de obra propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa “PRESCOM” y se lo hizo como se definió anteriormente (ver Anexo 11).

CAPÍTULO IV

APORTE

ACADÉMICO

4. APORTE ACADEMICO

4.1. Generalidades

El diseño de los tanques de almacenamiento de agua debe considerar los efectos dinámicos definidos a partir de la naturaleza de su contenido, el sismo de diseño y la configuración estructural del tanque. La Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023 (NBDS 2023) contempla varias recomendaciones para considerar el diseño sísmico de edificaciones; pero no existe una norma específica para el diseño de tanques de agua. En este contexto, para el diseño de este tipo de estructuras los debemos realizar con la ayuda de las normas internacionales.

En el presente capítulo se realiza la comparación de los parámetros hidrodinámicos obtenidos a partir de las normativas ACI 350 y Eurocódigo 8, evaluando su influencia en la respuesta sísmica del tanque elevado, específicamente en el cortante basal y el momento flector en la base. El análisis se desarrolla mediante modelación numérica en SAP2000, considerando como caso representativo el tanque “3 de Junio”.

4.2. Comparación de parámetros hidrodinámicos y su influencia en el cortante y momento basal según ACI 350 y Eurocódigo 8

Bolivia tiene la Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023 “NBDS 2023” utilizado como referencia únicamente, la norma no contempla el diseño de tanques elevados de hormigón armado y el efecto que produce los movimientos sísmicos en el líquido contenido en este tipo de estructuras. Sin embargo, existen diferentes normativas que regulan el diseño de este tipo de estructura en el mundo, para el presente capítulo se toma en cuenta las recomendaciones de la ACI 350.03-06 (norma norteamericana) y el Eurocódigo 8 (norma europea).

En la región (América latina) se utiliza para el diseño de este tipo de reservorios la norma ACI 350-03 que describe ecuaciones, factores de amplificación y reducción, además de otras

recomendaciones para el análisis hidrodinámico de este tipo de estructuras ante un evento sísmico.

En el continente europeo se utiliza para el diseño de este tipo de estructuras las recomendaciones del Eurocódigo 8 y su apartado anexo 4, el cual define un procedimiento simplificado para el análisis hidrodinámico de este tipo de estructuras.

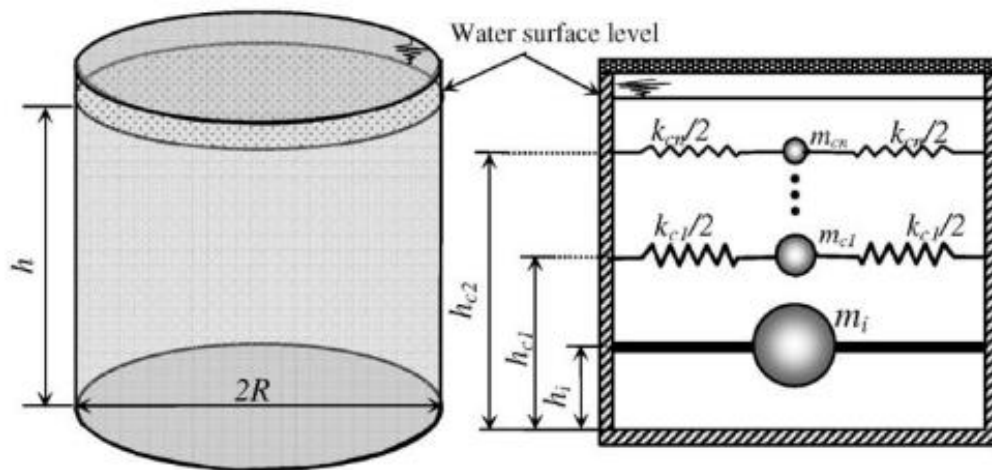
4.2.1. Teoría de Housner

La modelación de los efectos de líquido almacenado en el reservorio se considera la teoría de Housner (1963) de hidrodinámica de fluidos, aplicable para recipientes cuya superficie de líquido almacenado esta libre y en reposo.

Esta teoría permite considerar al liquido almacenado como dos masas, una de ellas fija que se desplaza conjuntamente el tanque (masa impulsiva), y se ubica en la parte inferior. La segunda masa se ubica sobre la primera y se desliza sobre ella (masa convectiva) cuando se produce vibración en la estructura producto de efectos sísmicos.

El modelo utilizado para el desarrollo será el propuesto por G.W. Housner en 1963, el fluido es representado por una masa llamada impulsiva (m_i) la cual se representa unida rígidamente a la pared del contenedor y por otra masa llamada convectiva (m_c) la cual se conecta a la pared del contenedor mediante resortes con una rigidez que se define como (k_c). Es por eso por lo que para el diseño práctico del tanque elevado de hormigón armado en este capítulo se utilizara el método simplificado, el cual permite una formulación matemática adecuada y de fácil entendimiento, y de esta manera poder obtener una respuesta.

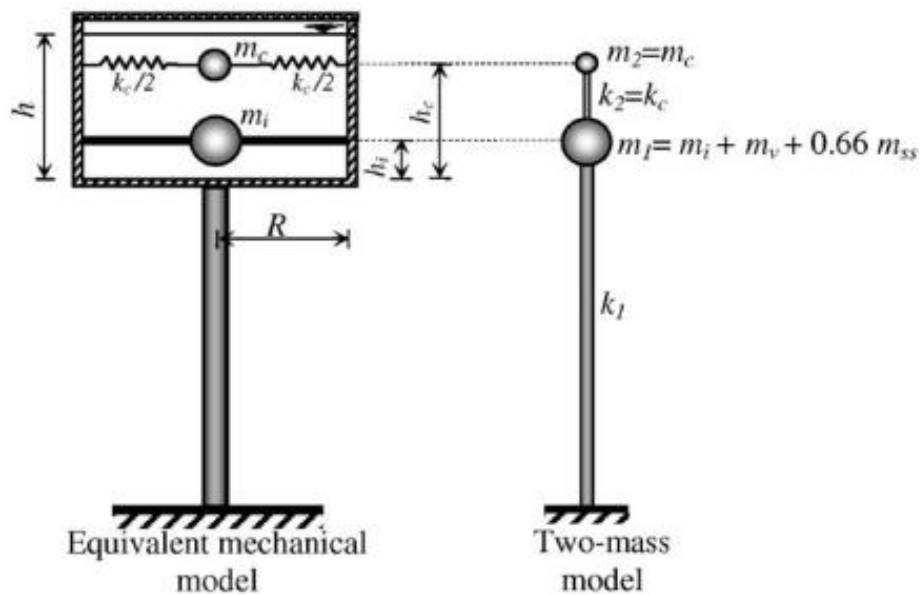
Figura 31. Modelo simplificado de idealización masa resorte



Fuente: Simplified Seismic Analysis Procedures for elevated tanks considering fluid-structure soil interaction, R.

Livaoglu y A. Donangun.

Figura 32. Sistema mecánico equivalente de G.W. Housner



Fuente: Simplified Seismic Analysis Procedures for elevated tanks considering fluid-structure soil interaction, R.

Livaoglu y A. Donangun.

4.3. Resultados del tanque elevado rectangular

4.3.1. Datos generales

Tabla 34. Datos generales del tanque rectangular

Descripción	Datos
Tipo de tanque	Tanque elevado rectangular
Capacidad del tanque	30 m ³
Tipo de suelo	E (ASCE 7-10) D (Eurocódigo 8)
Resistencia característica del hormigón	25 MPa
Elevación del tanque	15 m (sobre el nivel del suelo)

Fuente: Elaboración propia

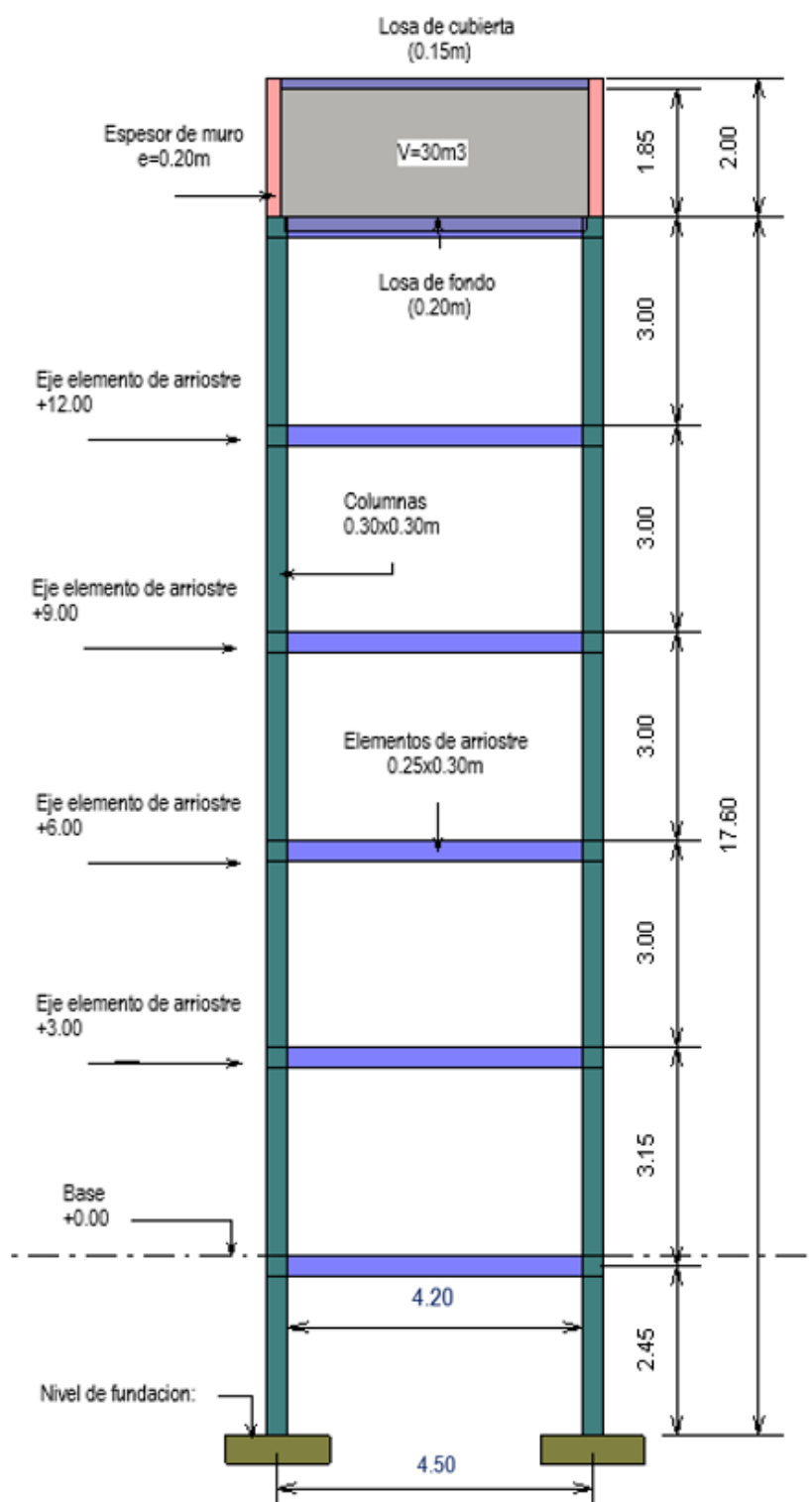
4.3.2. Dimensiones geométricas

Tabla 35. Dimensiones del tanque rectangular

Parámetro	Valor
Largo (L)	4.40 m
Ancho (B)	4.40 m
Altura de líquido (H _L)	1.60 m
Borde libre (H _{BL})	0.25 m
Espesor de muro (t _w)	0.20 m
Espesor de losa de fondo (t _f)	0.20 m
Espesor de losa de cubierta (t _c)	0.15 m
Columnas de pórtico (b _c , h _c)	0.30 x 0.30 m
Vigas del pórtico (b _v , h _v)	0.25 m x 0.30 m

Fuente: Elaboración propia

Figura 33. Vista en elevación del reservorio rectangular



Fuente. Elaboración propia.

4.3.3. *Peso de los elementos estructurales*

Tabla 36. Pesos de los elementos, tanque rectangular

Elemento	Peso
Cubierta	W_r (kN): 86.4
Muros	W_w (kN): 170.2
Losa de fondo	W_f (kN): 88.2
Columnas	W_{col} (kN): 158.4
Elemento de arriostre	W_{vig} (kN): 189.0
Agua	W_L (kN): 309.76

Fuente: Elaboración propia

4.3.4. *Parámetros hidrodinámicos*

Para el tanque elevado rectangular, la comparación de la masa impulsiva, la masa convectiva, la altura de masas, el periodo impulsivo, periodo convectivo y la rigidez de la masa convectiva calculadas con la norma ACI 350.3-06 y el Eurocódigo 8 se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 37. Parámetros hidrodinámicos del tanque rectangular

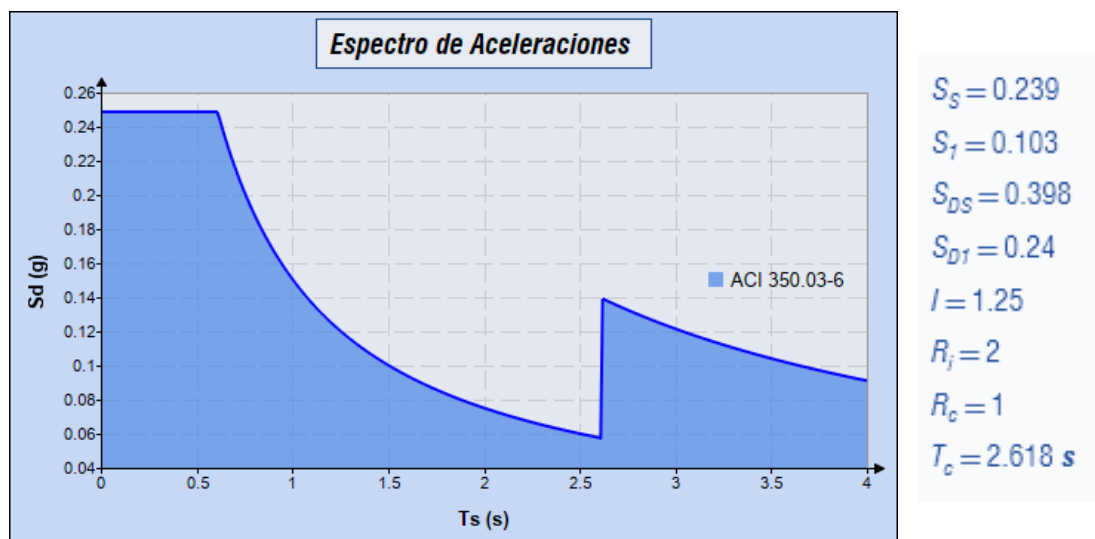
Norma	m_i (kg)	m_c (kg)	h_i (m)	h_c (m)	h'_i (m)	h'_c (m)	T_i (seg)	T_c (seg)	K_c (kN/m)
ACI 350	13,034.30	18,739.40	0.60	0.88	1.74	1.87	1.575	2.62	107.76
Eurocódigo 8	13,451.35	18,124.59	0.65	0.92	1.57	1.58	1.580	2.63	103.49

Fuente: Elaboración propia

4.3.5. *Espectro elástico de diseño sísmico*

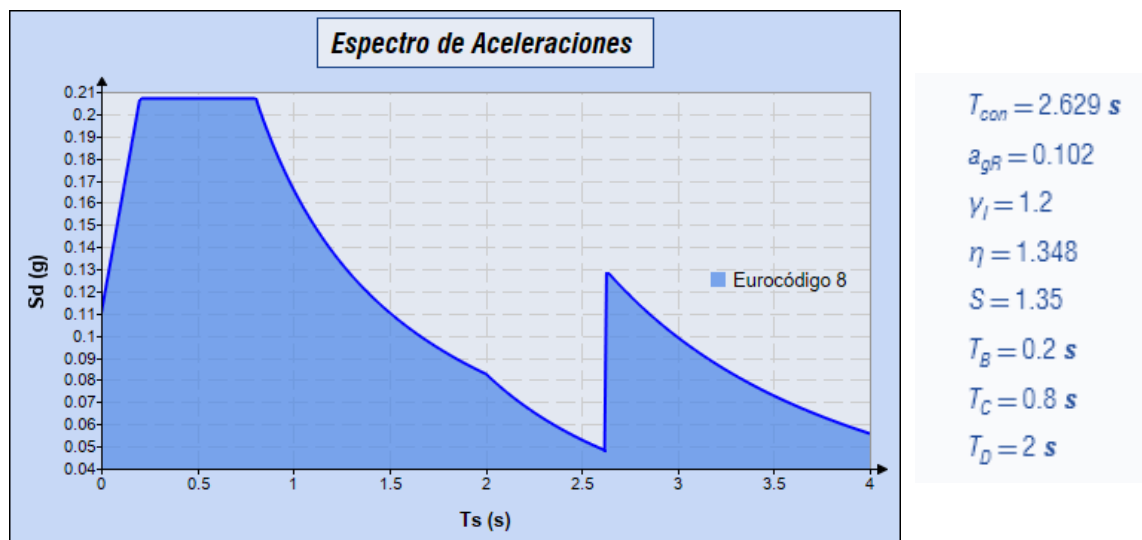
Para el tanque elevado rectangular, con las recomendaciones de la norma ACI 350.03-06 y Eurocódigo 8, de acuerdo con los parámetros de sitio asumidos se tienen los siguientes espectros de diseño sísmico:

Figura 34. Espectro de diseño sísmico reservorio rectangular según ACI 350.03-06



Nota: ver ANEXO 6 – CALCULO ANALÍTICO RESERVORIO RECTANGULAR-ACI 350.03-06.

Figura 35. Espectro de diseño sísmico reservorio rectangular según Eurocódigo 08

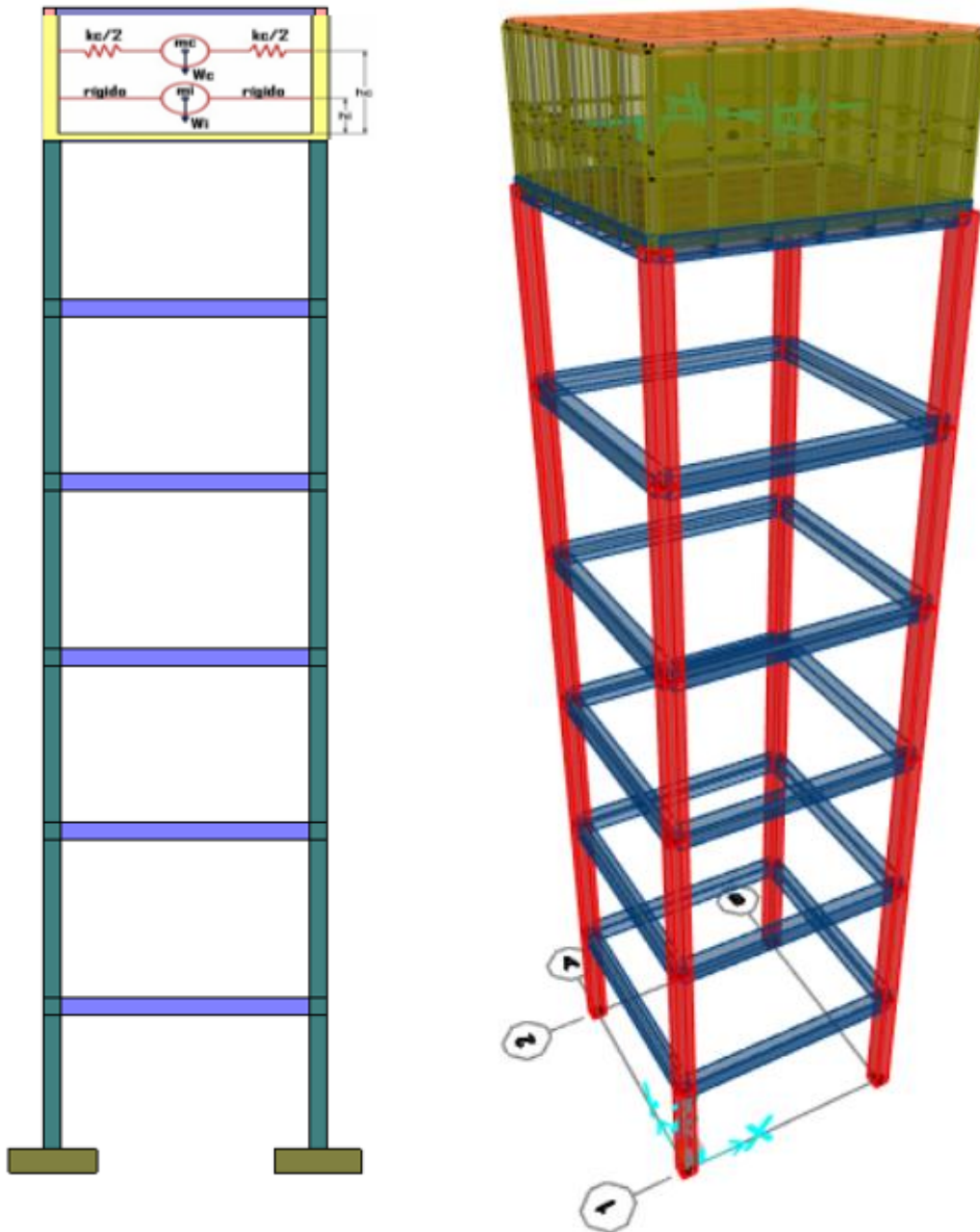


Nota: ver ANEXO 6 – CALCULO ANALITICO RESERVORIO RECTANGULAR – Eurocódigo 8.

4.3.6. Modelo de elementos finitos

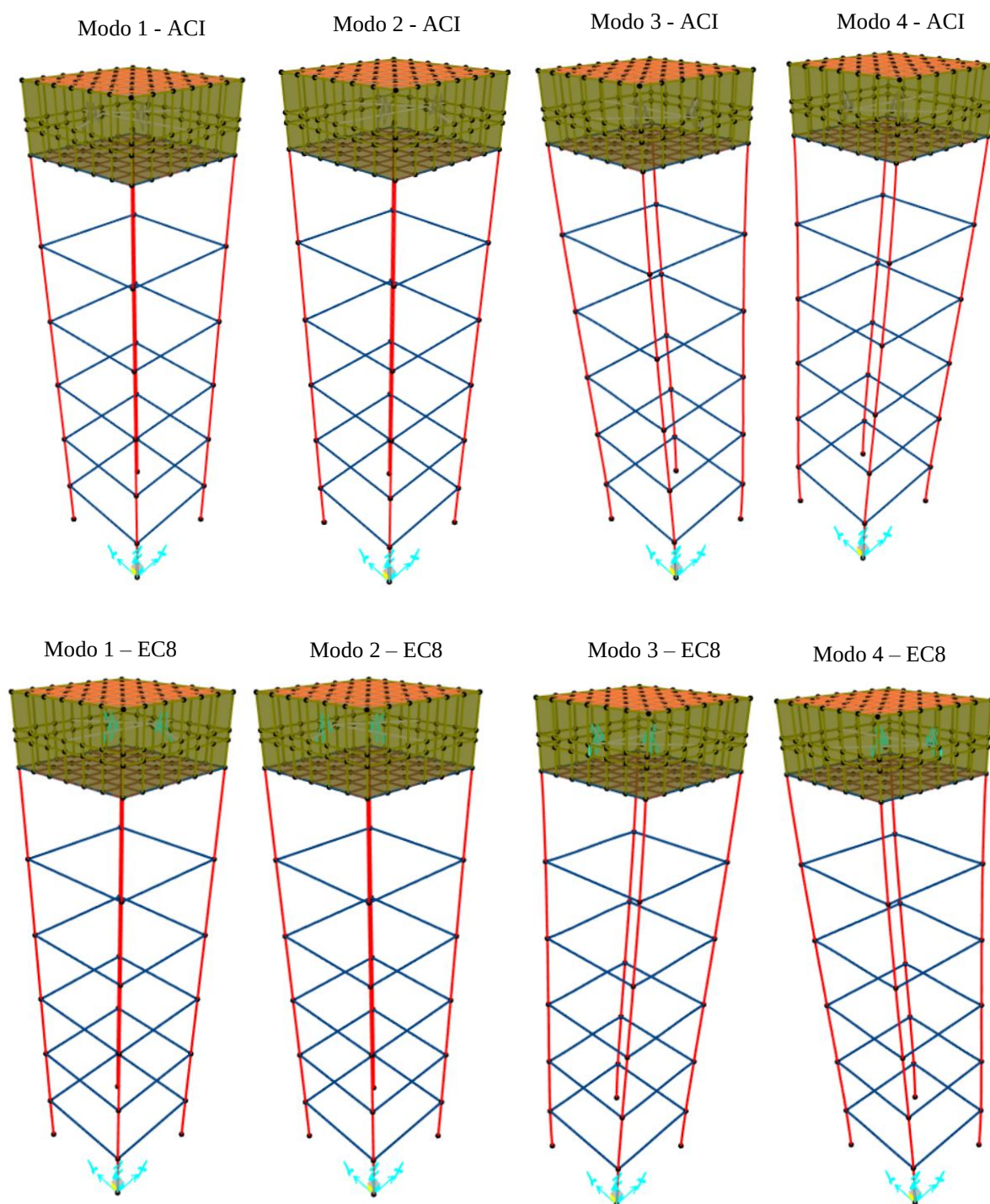
El reservorio elevado rectangular de hormigón armado se modelo con la ayuda del software de elementos finitos SAP 2000 V26 como se muestra en las siguientes graficas:

Figura 36. Modelado e idealización del reservorio rectangular



Fuente. Elaboración propia.

Figura 37. Cuatro primeros modos vibración del tanque rectangular elevado con los parámetros calculados según ACI 350.3-06 y Eurocódigo 8



Fuente. Elaboración propia a partir de análisis numérico en SAP2000.

Tabla 38. Periodos y frecuencias del modelo de elementos finitos (SAP 2000)

Modo	ACI 350.03 - 06				Eurocódigo 8			
	Periodo (seg)	Frecuencia (1/seg)	RPM X - X %	RPM Acum. %	Periodo (seg)	Frecuencia (1/seg)	RPM X - X %	RPM Acum. %
1	2.812	0.356	37.79%	37.79%	2.823	0.354	37.30%	32.24%
2	2.812	0.356	0.00%	37.80%	2.823	0.354	0.04%	32.26%
3	1.401	0.714	51.73%	89.53%	1.485	0.673	52.69%	91.61%
4	1.401	0.714	0.00%	89.53%	1.485	0.673	0.06%	91.64%
5	0.889	1.124	0.00%	89.53%	0.964	1.038	0.00%	91.64%
6	0.303	3.300	6.01%	95.54%	0.305	3.275	5.72%	93.76%
7	0.303	3.300	0.00%	95.54%	0.305	3.275	0.01%	96.54%
8	0.248	4.029	0.00%	95.54%	0.255	3.927	0.01%	96.54%
9	0.153	6.531	0.00%	95.54%	0.153	6.532	0.00%	96.54%
10	0.143	6.999	1.84%	97.37%	0.143	6.980	1.87%	98.19%
11	0.143	6.999	0.15%	97.53%	0.143	6.980	0.00%	98.19%
12	0.128	7.791	0.00%	97.53%	0.130	7.713	0.00%	98.19%

Nota RPM: relación de participación de masa en dirección X.

El modelo de elementos finitos con los datos de masa impulsiva y masa convectiva en sus alturas correspondientes, con la ayuda del modelo de elementos finitos se puede llegar a calcular los periodos impulsivos y convectivos, los cuales se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 39. Resumen de periodos impulsivos y convectivos del tanque rectangular

Cálculo	Ti (seg.)	Tc (seg.)
ACI 350.03 - 06	1.575	2.618
Eurocódigo 8	1.580	2.629
M.E.F. ACI 350.03 - 06 (SAP 2000)	1.401	2.812
M.E.F. Eurocódigo 8 (SAP 2000)	1.485	2.823

Fuente: Elaboración propia

4.3.7. Cortante basal y momento en la base

La comparación del esfuerzo cortante en la base de la estructura calculada para el tanque elevado con las recomendaciones de la norma ACI 350.3-06 y el Eurocódigo 8, con la ayuda del software de elementos finitos SAP 2000 v26 los cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 40. Resumen de cortante y momento flector basal

Norma	V (kN)	V. MEF (kN)	M (kN m)	M. MEF (kN m)
ACI 350	72.28	66.97	1110.80	1099.80
Eurocódigo 8	66.07	73.93	1237.07	1238.35
Diferencia %	-9%	9%	10%	11%

Fuente: Elaboración propia

4.4. Análisis e interpretación de resultados

4.4.1. Resultados de la comparación de la norma ACI 350.03-06 y Eurocódigo 8.

A continuación, se muestran los valores de los cortantes basales y momentos basales para el tanque elevado rectangular, obtenidos de manera analítica y numérica (aproximada) utilizando las normas ACI 350.03-06 y el Eurocódigo 8:

Tabla 41. Análisis de los valores cortantes y momentos en la base.

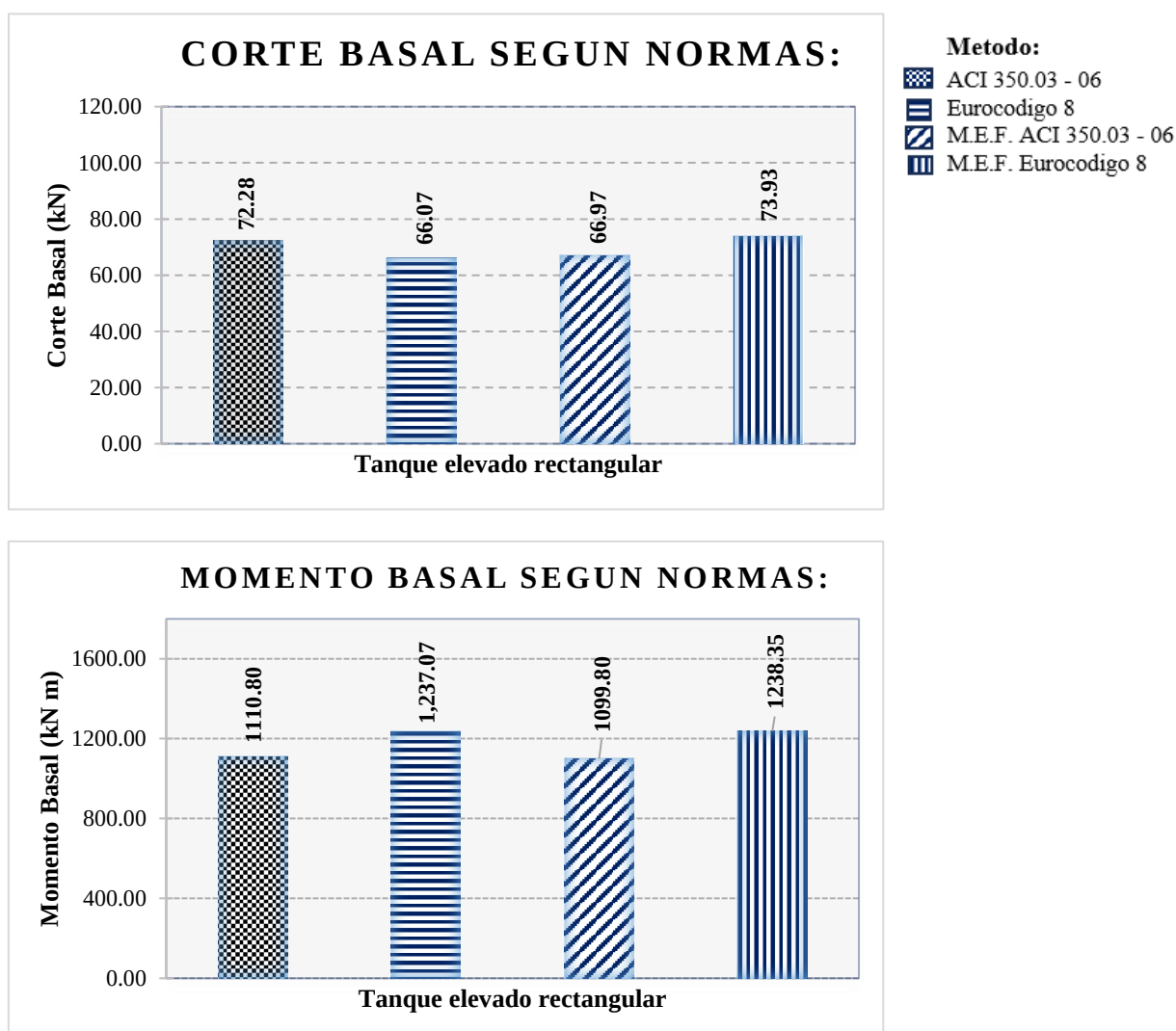
Rectangular 30m³		Corte Basal (kN)	Momento Basal (kN m)
ACI 350.03 - 06		72.28	1110.80
Eurocódigo 8		66.07	1237.071
M.E.F. ACI 350.03 - 06		66.97	1099.80
M.E.F. Eurocódigo 8		73.93	1238.35
Total	Mediana	69.63	1173.94
	Desv.	3.88	76.58

Fuente: Elaboración propia

Los valores de desviación estándar obtenidos son relativamente bajos en relación con el valor central de los resultados, lo que indica que los cortantes y momentos basales presentan una reducida dispersión.

Esto evidencia que los resultados obtenidos mediante las normas internacionales y mediante el análisis analítico y numérico muestran una buena concordancia, sin variaciones significativas entre los métodos de cálculo empleados.

Figura 38. Graficas de cortante y momento basal del tanque elevado rectangular



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Del volumen principal del presente trabajo, se establecen las siguientes conclusiones:

- ✓ Se puede confirmar que las normas del CBH-87 y de la NB 1225001 son muy parecidas en su manera de diseñar los elementos. Por otro lado, la única característica que varía entre los dos códigos de diseño es la manera de tomar factores de seguridad, donde el CBH-87 toma factores de seguridad sobre los materiales (del orden del 50% para el hormigón y del 15% para el acero) aunque la NB 1225001 toma factores de reducción de resistencia en función del tipo de elemento diseñado (del orden de 10% para vigas y de 35% para columnas).
- ✓ El principal factor que influyó en las cantidades de materiales obtenidas a partir del diseño de ambas alternativas fueron las variaciones en los requerimientos de refuerzo transversal y en las cuantías mínimas exigidas, tanto en vigas como en columnas. Sin embargo, al analizar la diferencia en los costos de los materiales, se observa que el aumento del 1.87 % en los costos, con el uso de los requerimientos del NB 1225001 no es un impacto significativo, si se tiene en cuenta el aumento de la capacidad y la ductilidad que se proveerá al sistema estructural.
- ✓ El análisis estructural evidenció que los momentos flectores y las cargas axiales obtenidos mediante la normativa CBH-87 son aproximadamente un 16% mayores que los calculados con la NB 1225001, lo que refleja un diseño más conservador debido al uso de mayores coeficientes en las combinaciones de carga.
- ✓ En el proyecto analizado se constata una diferencia en la cantidad de material entre ambos códigos de diseño del orden del 3,2 %, diferencia que se origina principalmente en el diseño de las columnas sometidas a elevados esfuerzos axiales.

Asimismo, en el marco del aporte académico del presente trabajo, se establecen las siguientes conclusiones:

- ✓ La variación de los periodos convectivo e impulsivo, calculados analíticamente mediante los códigos ACI 350.03-06 y Eurocódigo 8, respecto a los obtenidos mediante el método de elementos finitos, es del orden de 1% lo que valida el procedimiento adoptado para el modelo por elementos finitos.
- ✓ Los indicadores de cortante basal y momento basal obtenidos mediante las normas ACI 350.03-06 y Eurocódigo 8 no presentan diferencias significativas, evidenciándose concordancia entre los resultados del modelo analítico y numérico. Asimismo, la baja dispersión, reflejada en una reducida desviación estándar respecto a los valores medios, confirma la consistencia y confiabilidad de los métodos empleados.
- ✓ El procedimiento de cálculo de los parámetros hidrodinámicos realizados con la norma ACI 350.03-06 son más adecuados para la aplicación de tanques rectangulares ya que la aplicación del procedimiento del Eurocódigo 8 recomienda la utilización de las tablas para reservorios circulares lo cual resulto una variación de casi 10% en los resultados.

RECOMENDACIONES

- ✓ Para proyectos que deban cumplir con las disposiciones legales vigentes en el país en el ámbito de la construcción, se recomienda emplear la NB 1225001 como base de diseño estructural, en tanto se consolide su aplicación y actualización en el ámbito nacional.
- ✓ En el caso de emplear la CBH-87, considerando su vigencia en el marco legal, se sugiere complementar su aplicación con criterios y lineamientos de la EH-08, a fin de lograr un diseño estructural más completo. Asimismo, se debe garantizar un adecuado control de calidad y ejecución durante la obra.
- ✓ Para el diseño sísmico de tanques elevados en Tarija – Bolivia se recomienda indistintamente la utilización de ambas normas, sin embargo, la norma ACI-350.03-06 tiene un procedimiento que contempla reservorios tanto circulares como rectangulares sin la permisión de errores por tipo de forma, a diferencia del Eurocódigo 8, lo que hace a la norma ACI-350.03-06 más conveniente para su aplicación.
- ✓ Para futuros proyectos, se recomienda profundizar el análisis estructural de las columnas, considerando su esbeltez, los efectos de segundo orden y la evaluación de la estabilidad elástica, conforme a las disposiciones de los códigos de diseño.
- ✓ Se recomienda ampliar la gama de diseños analizados, considerando diferentes geometrías de tanques además de la forma rectangular, con el fin de obtener comparaciones más representativas y una mejor definición de las diferencias porcentuales entre los métodos evaluados.
- ✓ Realizar investigaciones del comportamiento hidrodinámico con una estructura de soporte tomando en cuenta la interacción suelo estructura, o sea considerando un suelo con rigidez no infinita.