

INTRODUCCIÓN

1.1 El problema

1.1.1. Planteamiento

Debido a la necesidad de las familias de tener una casa propia y los bajos ingresos económicos que generan, la construcción de viviendas accesibles es un desafío importante que ocasiona la construcción con materiales precarios estructuras temporales en las cuales viven con incomodidad e inseguridad. La construcción con elementos de hormigón armado en varios casos se hace difícil por el elevado costo, excluyendo a muchas familias de la posibilidad de adquirir una vivienda segura y digna.

En nuestro medio existe un gran número de viviendas que no tienen un diseño estructural las cuales tienen como destino su demolición para su posteriormente construir una vivienda más amplia y con más niveles, generando costos innecesarios que pudieron invertirse desde un principio en una vivienda segura y diseñada para ampliarse una planta superior en un futuro.

La falta de práctica de los métodos de diseño de la mampostería y sus respectivos ensayos de las características mecánicas ocasionan el poco uso de estos elementos como parte del sistema estructural de las edificaciones.

1.1.2. Formulación

La mampostería al ser un material poco aplicado en el diseño de sustentación estructural de viviendas se plantea la cuestión ¿Es posible utilizar la mampostería no reforzada de manera segura en la construcción de viviendas familiares de dos plantas en nuestra región y es más económico que una vivienda con estructura aporticada?

1.1.3. Sistematización

Para abordar el problema, se llevará a cabo un trabajo que contempla definir los materiales a emplearse, el análisis estructural de la estructura, la verificación a los esfuerzos solicitados de una vivienda de dos plantas, un análisis comparativo entre la mampostería estructural y una estructura aporticada de características similares.

Una alternativa a la problemática de la vivienda sería la construcción de bloques para viviendas es decir edificios, con la finalidad de agrupar a familias con las mismas intenciones para la construcción de las edificaciones y cada familia tenga su propio departamento en el cual pueden vivir cómodamente.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar de dos plantas con el sistema de sustentación de mampostería estructural no reforzada y el sistema aporricado de hormigón armado, tomando en cuenta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y la Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).

1.2.2. Específicos

- Efectuar una verificación manual los elementos estructurales más solicitados para validar los resultados obtenidos.
- Desarrollar los planos estructurales para asegurar una correcta interpretación y construcción de la estructura, considerando las dimensiones y cuantía requerida en el diseño.
- Elaborar el presupuesto general de la vivienda, mediante ítems necesarios que correspondan a cada etapa del desarrollo del proyecto, permitiendo obtener una estimación de los recursos financieros requeridos para su ejecución.
- Realizar una comparación técnico-económica entre una vivienda con sistema de sustentación de mampostería estructural y una vivienda con estructura aporricada.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

A través de este proyecto se profundiza los conocimientos adquiridos en la mención de estructuras en el cálculo y diseño de la mampostería estructural, aplicándose métodos poco

frecuentados en nuestro medio, también se utilizará el software Robot Structural Analysis Professional para el análisis y modelación estructural de la vivienda siendo un programa importante para el análisis de cargas y esfuerzos, de la misma manera se profundiza los conocimientos adquiridos en materias que son de formación del ingeniero civil como ser: fundaciones, hormigón armado y construcciones.

1.3.2. Técnica

En nuestro país existe poca aplicación de las Normas que regulen el diseño de mampostería estructural, solo está en revisión la normativa para determinar la calidad de los materiales cerámicos, dando así un avance para el aprovechamiento de las características de los mampuestos como elementos de sustentación estructural.

Este proyecto busca mediante el diseño y verificación de los muros de mampostería una alternativa a la construcción de viviendas aporricadas, para el correcto uso de los materiales cerámicos y su capacidad de resistir cargas generadas en una vivienda de dos plantas.

1.3.3. Social

Una vivienda segura y confortable es lo que todas las familias merecen y uno de los sueños por el que luchan en el día a día, en vista de que viviendas construidas con elementos de hormigón armado contempla altos costos, varias familias de bajos ingresos no pueden contar con este indispensable inmueble optando por vivir en alquileres y anticréticos.

Este proyecto se realiza para una vivienda de dos plantas, ya que al pasar los años una familia crece tanto en número de miembros como económicamente y una vivienda de una planta se vuelve incómoda para sus habitantes entonces se recurre a ampliar una planta superior sacando el máximo provecho a su espacio y satisfaciendo sus necesidades de confort y seguridad.

También podemos mencionar que mayoría los materiales utilizados en mampostería estructural son realizados en nuestro departamento beneficiando a los empresarios y productores locales, generando movimiento en la economía regional.

1.4. Alcance del estudio

El alcance del presente estudio será realizar un diseño estructural con mampostería cerámica la cual suprimirá elementos como las columnas y zapatas aisladas con muros de carga y cimentación de tipo corrido, en la parte superior e inferior de los muros se colocará una viga de apoyo para soportar y uniformizar las cargas de la cubierta aligerada, siendo así una estructura no aporticada.

Para la estructura aporticada se realizará el cálculo y diseño estructural de las zapatas aisladas, las columnas, las vigas y la cubierta aligerada de hormigón armado. Dentro las limitaciones del estudio no se contempla el estudio de suelos y el diseño de las instalaciones de la vivienda ni la dosificación del hormigón de la estructura.

1.5. Planteamiento de hipótesis

Como parte de la presente investigación se plantea la siguiente hipótesis:

La construcción con mampostería estructural no reforzada en viviendas unifamiliares de dos plantas cumple las exigencias de seguridad de la Norma “NSR-10” y es más económica que la construcción con estructuras aporticadas de hormigón armado.

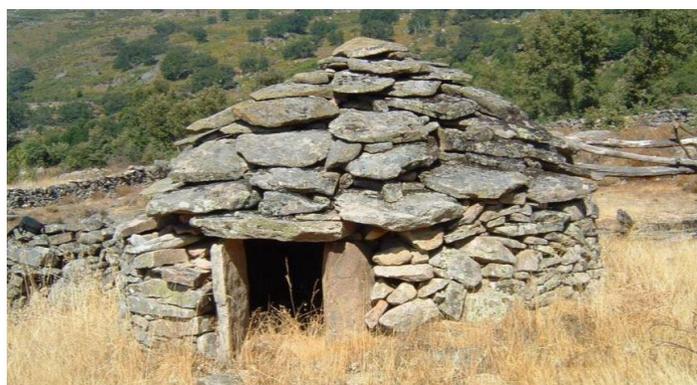
MARCO TEÓRICO

2.1. Reseña histórica¹

Desde tiempos muy remotos el hombre ha tenido la necesidad de tener un espacio que le permita protegerse de las inclemencias del medio ambiente. Mampuesto significa colocado o puesto con las manos, es así que hablar de este sistema de construcción es hablar de la historia misma del hombre.

El hombre que inicialmente usaba las cavernas como refugios, comienza a construir viviendas debido a la necesidad de trasladarse por la escasez de alimentos al entorno de las cavernas. A medida que el hombre se torna sedentario, inicia la tendencia de apilar piedras para generar un espacio que le sirviera de protección del clima y de sus enemigos. En la Figura 2.1. se aprecia el apilamiento de piedras para la construcción de las primeras estructuras de mampostería.

Figura 2.1. *Primeras viviendas humanas*



Nota. Adaptado de *Historia de la vivienda a través del tiempo*, Ovacen (<https://ovacen.com/historia-de-la-vivienda-a-traves-del-tiempo/>)

El avance de la mampostería como material de construcción dio lugar a la utilización del barro como mortero, lo que permitió apilar, asentar y acomodar con mayor facilidad y a mayor altura las piedras con formas irregulares.

¹ (Gallegos, H., & Casabonne, C., *Albañilería Estructural*, 3ra Edición, Perú (Lima), 2005, pág. 47)

La invención del molde es atribuida a los sumerios en el cuarto milenio antes de Cristo, se presume que debido a la falta de piedras naturales se emplea la fabricación de piezas artificiales de arcilla (barro) y paja mediante el uso del molde que se dejaba secar al sol, permitiendo la fabricación rápida y práctica de las piezas de mampostería denominadas adobes. Además, el uso del molde permitió que las piezas fueran de tamaño y forma uniforme, concediendo mayor libertad para la construcción de edificaciones y monumentos.

A principios del tercer milenio antes de Cristo se implementó el secado al horno y de esta manera la creación de los ladrillos cerámicos. Fue a partir de este periodo que los ladrillos demostraron su verdadera capacidad de durabilidad.

Sumeria ubicada en la Mesopotamia (Irak), fue el iniciador de la utilización de la arcilla para hacer ladrillos cerámicos, debido en parte a sus escasos depósitos de roca y sus grandes reservas de arcilla, utilizando como mortero de pega el betún o alquitrán mezclado con arena. Fue cuna de la civilización y de la ingeniería, inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda, el molde y las pirámides escalonadas llamadas zigurats.

En Egipto se prefirió la construcción con grandes piezas de roca extraída de las montañas a lo largo del río Nilo, usando como mortero el yeso y sus costados generalmente con mezclas de yeso y cal. Sus construcciones más importantes eran de carácter religioso dejando un legado invaluable en la historia de la humanidad como son las pirámides de Giza que actualmente se mantienen de pie. Otras construcciones fueron los templos, esfinges, mastabas y sarcófagos, utilizando ladrillos de barro cocidos al sol y piedra en su mayoría caliza. Las piedras y ladrillos eran utilizados en tumbas y templos mientras que los ladrillos eran usados en palacios reales, fortalezas y edificios públicos. Todos los grandes edificios tenían techos planos contruidos de bloques de piedra enormes, soportados por columnas. Las casas eran hechas con barro del río Nilo, eran sumamente modestas y pequeñas.

Grecia paralelamente utilizó la mampostería de piedra caliza con morteros de cal, recubriendo sus acabados con mármoles representativos de la arquitectura de lujo en su época. Su principal aporte fueron sus construcciones con columnas hechas con piedra caliza, aplicando su arquitectura adintelada en sus templos y teatros. Las viviendas y las construcciones comunes se realizaban con muros de adobe y soportes de madera.

Los romanos manejaron tanto la utilización de la piedra, como la mampostería de ladrillos de arcilla, influenciados por Sumeria, Egipto y Grecia. Además, crearon diversos sistemas constructivos de muros e inventaron el mortero de cemento y el concreto. En un principio el mortero era débil usado para extender una capa fina entre grandes bloques que se tallaban cuidadosamente. Una vez que se descubrió una manera de fabricar un mortero más resistente, se dejó de lado el tallar piedras grandes ya que un conjunto de piedras pequeñas ligadas con este nuevo mortero podía resultar tan resistentes como un bloque de mayor tamaño. El contenido de puzolana fue el material que proporcionó a los romanos la reputación de fabricantes de mortero hidráulico, el mortero que fabricaban era de mayor resistencia cuando se extraía la puzolana que se encontraba cerca de un antiguo volcán.

En 1620 el rey de Inglaterra Jacobo I, proclamó una ordenanza que fijaba el espesor mínimo de los muros en las construcciones y especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

A partir de 1666 Londres deja de ser una ciudad de madera para convertirse en una de mampostería debido a los grandes incendios ocurridos en la ciudad.

Para el año 1824 Joseph Aspdin y James Parker patentaron el cemento portland, denominado así por su color gris verdusco oscuro similar a la piedra de Portland, transformándose en uno de los materiales principales del hormigón moderno.

Los grandes avances se dieron a partir del siglo XVIII y XIX, cambios tecnológicos que condujeron a una mayor producción de piezas de mampostería, con una calidad superior y con costos de producción más bajos.

El perfeccionamiento de los hornos revolucionó la producción de ladrillos cerámicos en serie, uno de los hornos más importantes de la historia tomó el nombre de su inventor, Friedrich Hoffman, arquitecto alemán, fabricante de materiales de construcción en Berlín y ganador de un premio por su desarrollo tecnológico en la Exposición Universal de 1867. En los hornos ordinarios, la cocción se interrumpía mientras se enfriaban los ladrillos cocidos y se retiraban para reemplazarlos por otros. Con el horno Hoffman en cambio, se efectuaba simultáneamente la cocción, la introducción y la extracción de los materiales, lográndose además un ahorro de combustible considerable.

El perfeccionamiento del horno estuvo acompañado del desarrollo de la maquinaria auxiliar como ser molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas utilizadas, extrusoras y prensas mecánicas para el formado de las piezas de mampostería. El cambio más importante durante la revolución industrial fue la gradual sustitución por métodos científicos a los métodos empíricos que se usaba durante incontables generaciones pasadas.

Se considera que el desarrollo moderno de la mampostería estructural tuvo origen en la India en el año 1920 con una investigación para la elaboración de procedimientos racionales de diseño.

La construcción con mampostería con ladrillo llegó al nuevo mundo mediante los europeos que instalaron grandes hornos artesanales en las colonias de la costa atlántica norteamericana, utilizaron moldes antiguos que posteriormente mejoraron para fabricar ladrillos de arcilla que fueron utilizados para edificaciones que dieron una formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y especialmente en el estado de Virginia.

En nuestra ciudad existen muchas edificaciones en el casco viejo que fueron realizadas con mampostería de adobe y mampostería de ladrillos gambote, como ser la casa dorada, el edificio picardo, edificaciones que se encuentran en el centro de la ciudad como se muestra en la Figura 2.2.

Figura 2.2. *Edificaciones en el centro de la ciudad de Tarija*



Nota. Elaboración propia.

2.2. Mampostería estructural²

² (San Bartolome, A., *Construcciones de Albañilería*, 1ra Edición, Perú (Lima), 1994, pág. 2)

La mampostería se define como un conjunto de unidades trabadas o adheridas entre sí con algún material, como el mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, ladrillos y bloques). Este sistema fue creado por el hombre a fin de satisfacer sus necesidades de refugio o vivienda.

Una definición con palabras más técnicas: la mampostería estructural es un sistema compuesto de elementos pétreos como ser el mortero y el ladrillo cerámico, unidos de tal manera que en conjunto pretende ser un elemento estructural que trabaja de manera monolítica.

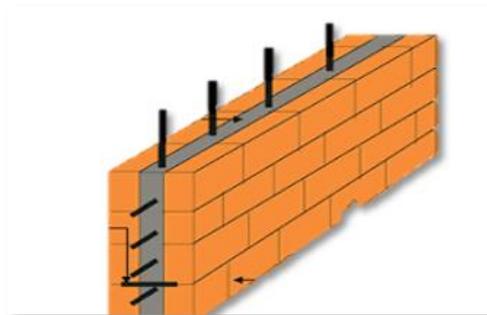
2.3. Clasificación de la mampostería estructural³

Según la Norma colombiana NSR-10 se reconocen los siguientes tipos de mampostería:

2.3.1. Mampostería de cavidad reforzada

Es la construcción realizada con dos paredes de piezas de mampostería de caras paralelas reforzadas o no, separadas por un espacio continuo de concreto reforzado con funcionamiento compuesto. Las unidades de mampostería para la construcción de las paredes laterales pueden ser de concreto, arcilla cocida o sílico calcáreas, macizas, de perforación vertical u horizontal. El espesor mínimo de estos muros debe ser de 190 mm correspondiente a 70 mm de cada pared lateral y a 50 mm de espesor mínimo de la cavidad.

Figura 2.3. Mampostería de cavidad reforzada



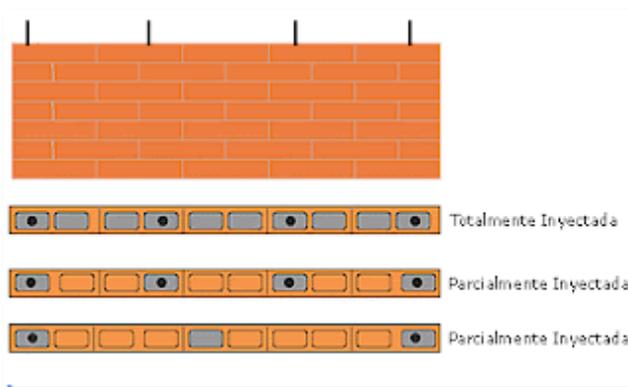
Nota. Adaptado de Clases de Mampostería Estructural, Servicio Nacional de Aprendizaje
(<https://sites.google.com/site/concretospresforzados/mamposteria-estructural/clasificacion-usos-y-normas>)

³ (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*, Colombia (Bogotá), 2010, cap. D.2)

2.3.2. Mampostería reforzada y parcialmente reforzada

Es la construcción con base a piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de un mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero. Las unidades de mampostería más utilizada son los bloques de concreto por sus grandes cavidades para colocar el acero y relleno con hormigón. El espesor mínimo debe ser 120mm en ambos casos, la diferencia entre reforzada y parcialmente reforzada son los requisitos que exige la Norma colombiana (NSR-10)

Figura 2.4. Mampostería reforzada



Nota. Adaptado de Clases de Mampostería Estructural, Servicio Nacional de Aprendizaje
(<https://sites.google.com/site/concretospresforzados/mamposteria-estructural/clasificacion-usos-y-normas>)

2.3.3. Mampostería no reforzada

Es la construcción con base a piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de un mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo para la mampostería parcialmente reforzada. El espesor mínimo nominal debe ser 120mm, su aplicación es a viviendas familiares de poca altura.

Figura 2.5. Mampostería no reforzada

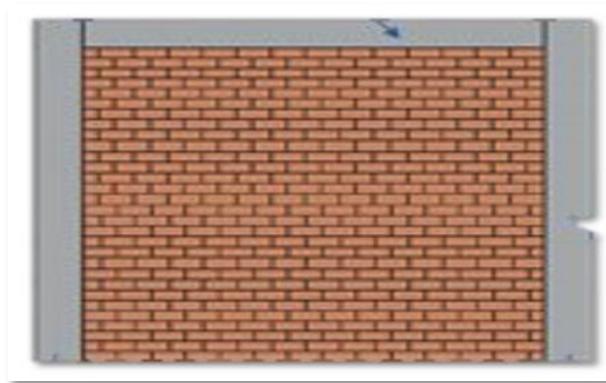


Nota. Adaptado de *Mampostería estructural en Colombia bajo la NSR10*, Legis (<https://blog.legis.com.co/construccion/mamposteria-estructural-colombia>)

2.3.4. Mampostería de muros confinados

En este sistema se implementa la utilización de bloques de perforación vertical u horizontal, o de unidades macizas que conforman los muros que son confinados por vigas y columnas fabricadas in situ seguidamente a la construcción de los muros y actúan monolíticamente con éste. Los muros de mampostería confinada en ningún caso pueden tener una relación entre la altura libre del muro y su espesor mayor que 25 y debe tener un espesor no menor a 110mm.

Figura 2.6. *Mampostería de muros confinados*



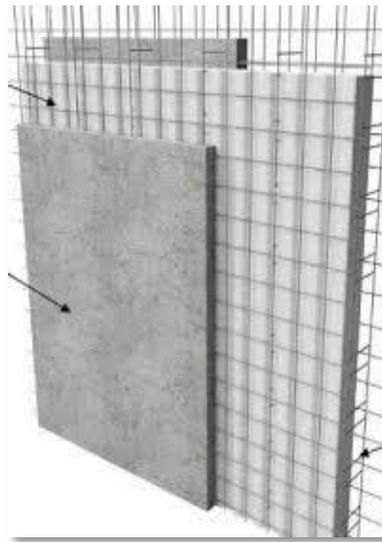
Nota. Adaptado de *Clases de Mampostería Estructural*, Servicio Nacional de Aprendizaje (<https://sites.google.com/site/concretospresforzados/mamposteria-estructural/clasificacion-usos-y-normas>)

2.3.5. Mampostería reforzada externamente

Es la construcción de mampostería en donde el refuerzo consiste en una malla electro soldada que se coloca dentro una capa de revoque en ambas caras laterales de los muros fijándolo al muro de mampostería mediante conectores o clavos.

El espesor mínimo no debe ser menor a 130mm de los cuales corresponden a 90mm de espesor del muro de mampostería a 20mm de espesor mínimo de mortero de revoque para cada lado del muro.

Figura 2.7. *Mampostería reforzada externamente*



*Nota. Adaptado de Clases de Mampostería Estructural, Servicio Nacional de Aprendizaje
(<https://sites.google.com/site/concretospreesforzados/mamposteria-estructural/clasificacion-usos-y-normas>)*

2.4. Tipos de aparejo de mampostería⁴

Se pueden construir muros de distinta configuración, dependiendo el uso que se requiera y la resistencia solicitada. Los tipos más empleados son:

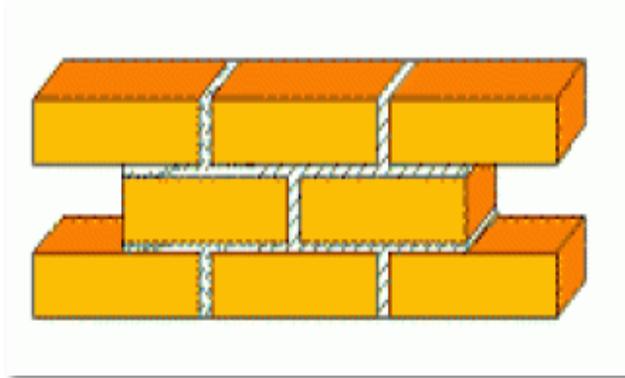
2.4.1. Aparejo en sogá

El ladrillo va puesto sobre su área más larga y su mayor dimensión en dirección paralela al muro, es donde se aprovecha todo el ancho del ladrillo y la traba puede ser a la mitad del

⁴ (Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile, Manual del albañil de ladrillos cerámicos, 1ra Edición, Santiago (Chile), 2010, pág. 16)

ladrillo o a un tercio del mismo, este aparejo es la forma de colocación más usado se puede apreciar su forma de colocado en la Figura 2.8.

Figura 2.8. Muro con aparejo de soga

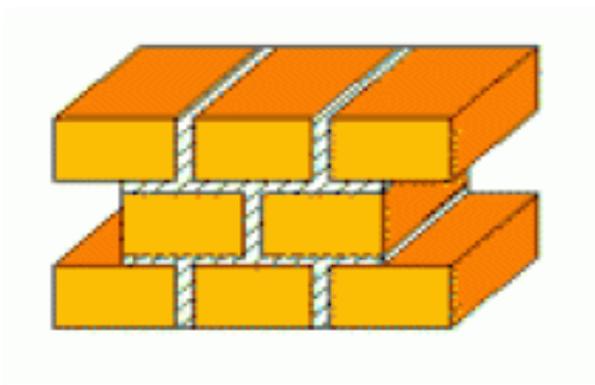


Nota. Adaptado de Unidad 3 Mampostería, *Universidad del Quindío* (https://aulasvirtuales.uniquindio.edu.co/RecDigital/ConstruccionI20211/recursos/unidad3/Descargable_EA1.pdf)

2.4.2. Aparejo tizón

El ladrillo va puesto sobre su área más larga de manera que su mayor dimensión va colocada perpendicular al muro permitiendo obtener muros con mayor espesor.

Figura 2.9. Muro con aparejo tizón

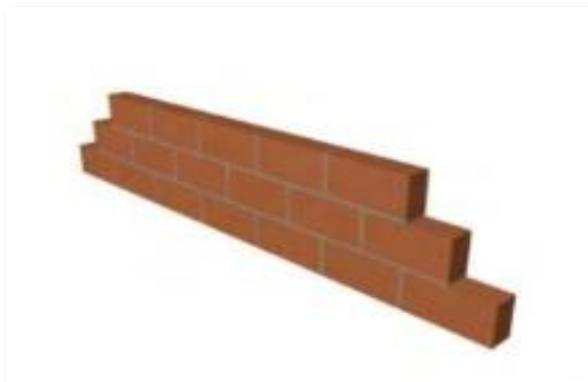


Nota. Adaptado de Unidad 3 Mampostería, *Universidad del Quindío* (https://aulasvirtuales.uniquindio.edu.co/RecDigital/ConstruccionI20211/recursos/unidad3/Descargable_EA1.pdf)

2.4.3. Aparejo de canto o pandereta

La pieza es colocada sobre su canto y su dimensión más larga es en dirección paralela al muro, se utiliza principalmente para cierres perimetrales de terrenos o para paredes de división en interiores. Se puede apreciar la forma de colocado en la Figura 2.10.

Figura 2.10. Muro con aparejo pandereta



Nota. Adaptado de Unidad 3 Mampostería, *Universidad del Quindío*

(https://aulasvirtuales.uniquindio.edu.co/RecDigital/ConstruccionI20211/recursos/unidad3/Descargable_EA1.pdf)

2.5. Determinación de la resistencia de la mampostería a la compresión⁵

Mediante el ensayo de muretes de prueba fabricados con los mismos materiales, calidad de la mano de obra, y en general las mismas condiciones de elaboración que la mampostería de la estructura se puede determinar el f'_m previo a la construcción para utilizarlo en el diseño.

Las dimensiones geométricas de los muretes afectan el valor de f'_m por lo que este debe ser corregido con un factor que tiene en cuenta la esbeltez del murete de acuerdo a la Tabla 2.1:

Tabla 2.1. Factor de corrección por esbeltez

Relación altura/espesor del murete	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Factor de corrección	0,85	1,00	1,04	1,07	1,15	1,22

Nota: Adaptado de Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, (NSR 2010)

⁵ (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*, Colombia (Bogotá), 2010, cap. D.3.7)

El ensayo normalizado para calcular f'_m consiste básicamente en aplicar carga vertical a compresión a un murete de mampostería.

El cálculo de f'_m se realiza de la siguiente manera:

$$f'_m = \frac{P}{A}$$

en donde:

P = Carga vertical máxima aplicada o carga última.

A = Área transversal de la mampostería que tiene el murete ensayado antes de la aplicación de la carga.

La resistencia hallada de esta manera se corrige por esbeltez como se mencionó antes y se debe estar consiente que probablemente este valor no es el correspondiente a la mampostería de la estructura, solo es un parámetro útil en la formulación del diseño. La Norma de referencia es la NTC 3495 (ASTM E477-92b).

Para el cálculo del f'_m de diseño se permite el uso de los siguientes procedimientos:

2.5.1. Determinación estadística:

Cuando existan registros históricos confiables y suficientes de resultados de ensayos de muestras de muretes de construcciones anteriores realizadas con materiales similares para la obra y que el coeficiente de variación sea menor o igual al 30% se permite seleccionar el valor de f'_m con base a esos registros, de acuerdo al número de ensayos la resistencia es:

Cuando se tienen 30 ensayos históricos o más:

$$f'_m = 0.75 \text{ (Promedio de los ensayos)}$$

Entre 10 y 30 ensayos:

$$f'_m = 0.70 \text{ (Promedio de los ensayos)}$$

Para menos de 10 ensayos:

f'_m no se puede encontrar

Cada ensayo corresponde a la falla de 3 o más muretes realizados en muestras de construcciones anteriores realizadas similarmente.

2.5.2. Determinación experimental:

La resistencia a compresión de la mampostería se puede determinar experimentalmente para los mismos materiales que se van a emplear, realizando ensayos sobre muretes, de acuerdo al número de ensayos la resistencia es:

Cuando se tienen 30 ensayos o más:

$$f'_m = 0.85 \text{ (Promedio de los ensayos)}$$

Entre 10 y 30 ensayos:

$$f'_m = 0.80 \text{ (Promedio de los ensayos)}$$

Para menos de 10 ensayos, pero más de 3:

$$f'_m = 0.75 \text{ (Promedio de los ensayos)}$$

Cada ensayo corresponde a la falla de un murete preliminar a la obra.

2.5.3. Determinación basada en la calidad de los materiales:

Cuando f'_m no se seleccione mediante ensayos de muretes preliminares o históricos, su valor puede determinarse con base a una correlación apropiada de la calidad de los materiales empleados. En ausencia de esa correlación el valor de f'_m se puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75 + 3h} \right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'_{cp} \leq 0.8f'_{cu}$$

$$f'_m = 0.75R_m$$

Donde:

h = Altura de la unidad de mampostería (mm)

k_p = Factor de corrección por absorción de la unidad

$k_p = 1.4$ para unidades de concreto

$k_p = 0.8$ para unidades de arcilla o sílico-calcáreas

f'_{cu} = Resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre al área neta (MPa)

f'_{cp} = Resistencia especificada a la compresión del mortero de pega (MPa)

2.6. Análisis y diseño estructural

El análisis estructural está enfocado en la predicción de fuerzas internas y deformaciones, mientras el diseño estructural se enfoca en la selección y diseño de componentes estructurales para satisfacer los criterios de seguridad y eficiencia según la normativa empleada.

2.6.1. Análisis de carga

Es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento.

2.6.1.1. Carga muerta (D)

Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo, se divide en peso propio y carga permanente.

Peso propio (D_G)

Es la carga debida al peso de los elementos resistentes.

Carga permanente (D_P)

Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, pisos, mampostería, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente y que no son parte de la estructura resistente.

2.6.1.2. Cargas variables

Son aquellas que pueden cambiar en el tiempo y que no son constantes a lo largo del tiempo, las más comunes son la carga viva, nieve, viento, fluido.

Cargas vivas (L)

Son cargas debidas a la ocupación y uso que brinda la estructura, debido al peso de todos los objetos y personas que pueden ocupar el espacio.

Tabla 2.2. *Sobrecargas de servicio (L)*

Tipo de servicio	Sobrecarga uniforme (KPa)
Habitaciones y todas las áreas excepto balcones (Viviendas)	2.0
Balcones (Viviendas en general)	3.0
Azoteas y terrazas accesibles privadamente	3.0
Corredores en planta baja y otros pisos	2.0
Escaleras y vías de salida	3.0
Lavanderías (Viviendas)	2.0

Nota: En la tabla se presentan los valores de sobrecargas de servicio a considerar en el diseño de la estructura.

Fuente: NB 1225002, Acciones sobre las estructuras.

Sobrecarga de viento (W)

El viento ocasiona cargas laterales sobre los elementos superficiales de la estructura, tanto a barlovento o a sotavento. El parámetro principal para su diseño es la velocidad del viento que se obtiene en función a la zona de emplazamiento, estos datos se pueden obtener de los registros históricos de velocidad del viento en el lugar.

2.6.2. Cubierta plana y entrepisos

Se empleará como estructura de cubierta una losa alivianada con viguetas pretensadas, la cual es de mayor utilización en la construcción de obras en nuestro medio y algunas secciones se empleará losas macizas en una dirección. Para las losas alivianadas se calcula el momento flector máximo de las viguetas y se verifica que sea menor o igual al momento admisible que nos provee el fabricante. Se compone de tres elementos principales:

Vigueta pretensada, son fabricadas industrialmente en fábricas reconocidas y garantizadas.

Material de relleno o bovedilla, en este diseño se usará aligerantes de poliestireno expandido (plastoformo).

Capa de compresión, es una capa de hormigón que se vierte sobre las viguetas y los bloques de plastoformo, su función principal es distribuir las cargas de la losa. Su espesor debe ser entre:

$$4\text{cm} \leq h_o \geq \frac{1}{12} \text{ de la distancia libre entre nervios}$$

En las losas macizas en una dirección se realiza el predimensionamiento según la NB 1225001 en la cual describe su altura mínima en la siguiente tabla.

Tabla 2.3. *Espesor mínimo de losas macizas en una dirección*

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

Nota: En la tabla se presentan expresiones para el cálculo de la altura mínima de la losa maciza de hormigón.
Fuente: NB 1225001.

Cuando el f_y es diferente a 420 MPa los valores de la Tabla 2.3 deben multiplicarse por:

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

2.6.3. Estructura de sustentación de la edificación

2.6.3.1. Mampostería estructural

a) Diseño de vigas de confinamiento (dalas)

Son vigas de hormigón armado que se colocan en la parte superior e inferior de los muros, para su diseño se toma en cuenta las dimensiones mínimas indicadas en la Norma NSR-10 D.10.6 son las siguientes:

Espesor mínimo (NSR-10 D.10.6.2.1):

$$e_{\text{mín}} = \text{Dimensión del muro}$$

Área mínima (NSR-10 D.10.6.2.2):

$$A_{\text{mín}} = 200\text{cm}^2$$

Refuerzo longitudinal mínimo (NSR-10 D.10.6.4a):

$$A_{s\text{mín}} = 0.0075 * \text{Área de la sección}$$

Refuerzo transversal mínimo (NSR-10 D.10.6.4b):

$$d_{be\text{mín}} = 6\text{mm}$$

$$s_{\text{máx}} = 20\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 1.5 \text{ la menor dimensión del elemento}$$

b) Diseño de columnas de confinamiento

Son elementos de hormigón armado que se colocan en los bordes de los muros y en puntos intermedios donde existen aberturas; para su diseño se toma en cuenta las dimensiones mínimas indicadas en la Norma NSR-10 D.10.5 que son las siguientes:

Espesor mínimo (NSR-10 D.10.5.2.1):

$$e_{\text{mín}} = \text{Dimensión del muro}$$

Área mínima (NSR-10 D.10.5.2.2):

$$A_{\text{mín}} = 200\text{cm}^2$$

Refuerzo longitudinal mínimo (NSR-10 D.10.5.4a):

$$A_{s\text{mín}} = 0.0075 * \text{Área de la sección}$$

Refuerzo transversal mínimo (NSR-10 D.10.6.4b):

$$d_{be\text{mín}} = 6\text{mm}$$

$$s_{\text{máx}} = 1.5 \text{ la menor dimensión del elemento}$$

c) Diseño de mampostería por el método de los esfuerzos admisibles

La Norma NSR-10 permite el diseño de mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles, utilizando las combinaciones de carga de servicio.

Combinación de cargas ELS

Según la normativa de carga NB 1225002, se muestra las diferentes combinaciones a considerarse en el diseño.

COMB 1. D

COMB 2. D + L

COMB 3. D + (Lr ó S ó R)

COMB 4. D + 0.75L + 0.75(Lr ó S ó R)

COMB 5. D + 0.6W

COMB 6. D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr ó S ó R)

COMB 7. 0.6D + 0.6W

Donde:

D = Cargas muertas.

L = Cargas vivas.

Lr = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

W = Carga por viento.

Esfuerzos admisibles para compresión axial

A continuación, se indica la ecuación para calcular el esfuerzo admisible a compresión de los muros de mampostería:

Esfuerzos admisibles para compresión axial (NSR-10 D-1.5-1)

$$F_a = 0.20 f'_m R_e$$

Coficiente que toma en cuenta los efectos de esbeltez (NSR-10 D-1.5-5)

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 \text{ para } h'/t \leq 30$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'} \right]^2 \text{ para } h'/t > 30$$

Donde:

h' = Altura efectiva del muro o columna

t = Espesor del muro

Esfuerzos admisibles para compresión y tracción por flexión

La ecuación para determinar los esfuerzos admisibles a compresión en los muros de mampostería es:

$$F_b = 0.33 f'_m \leq 14 \text{ Mpa}$$

Los esfuerzos admisibles de tracción por flexión en muros con aparejo trabado no pueden exceder los valores indicados en la Tabla 2.4.:

Tabla 2.4. *Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado F_t (MPa)*

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería	Morteros de cemento portland y cal	
	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales		
Piezas macizas	0,28	0,21
Piezas de perforación vertical		
Sin rellenar	0,17	0,13
Rellenas con morteros de inyección	0,45	0,43
Perpendicular a la junta vertical		
Piezas macizas	0,55	0,41
Piezas de perforación vertical		
Sin rellenar	0,35	0,26

Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	0,55	0,41
--	------	------

Nota. Adaptado de la normativa NSR-10

La ecuación que gobierna la falla a tracción es:

$$-f_a + f_b \leq F_t$$

Donde:

f_a = Esfuerzo de la carga axial sobre el área efectiva. (MPa)

f_b = Esfuerzo de compresión causado por la flexión (MPa)

Esfuerzos combinados – Ecuación fundamental:

Cuando se combinen esfuerzos de compresión por carga axial y por flexión, se debe utilizar un procedimiento apropiado basado en los principios de la mecánica de sólidos. En su defecto se pueden verificar los esfuerzos mediante la siguiente ecuación:

Ecuación de esfuerzos combinados (NSR-10 D-1.5-7)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Esfuerzos admisibles para cortante

Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería (NSR-10 D-1.5-12)

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo admisible F_v puede ser incrementado en $0.2f_{am}$ donde f_{am} es el esfuerzo de compresión debido a carga muerta solamente. Entonces:

$$f_v \leq F_v$$

Esfuerzo cortante solicitado (NSR-10 D-1.5-11)

$$f_v = \frac{V}{b_j d}$$

Donde:

V = Fuerza de cortante bajo cargas de servicio (N)

b = Ancho efectivo de la sección rectangular (mm)

d = Altura efectiva de la sección del elemento (mm)

j = Factor del brazo de palanca tracción-compresión (adimensional). Asumir 0,8 de manera conservadora

2.6.3.2. Estructura aperturada

a) Combinación de cargas ELU

La resistencia requerida debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones según la Norma NB 1225002:

COMB 1. $1.4(D + F)$

COMB 2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

COMB 3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.80W)$

COMB 4. $1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

COMB 5. $0.9D + 1.0W + 1.6H$

Donde:

D = Cargas muertas.

F = Cargas debido al peso y presión de fluidos.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, etc.

L = Cargas vivas.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

W = Carga por viento.

b) Diseño de vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y principalmente están solicitadas a flexión. Su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Para su dimensionamiento se considera la altura mínima indicada en la siguiente tabla.

Tabla 2.5. *Altura mínima de vigas no pretensadas*

Condiciones de apoyo	H mínimo
Simplemente apoyadas	L/16
Un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Nota. Adaptado de NB 1225001

La tabla anterior es aplicable para hormigón de peso normal y $f_y = 420\text{MPa}$. Para valores distintos se debe multiplicar por:

$$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

- Diseño a flexión

Para el diseño a flexión se consideran las siguientes ecuaciones para el cálculo de la armadura en tracción.

Fuerza de compresión en la sección rectangular:

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

Fuerza de tracción:

$$T = A_s * f_y$$

Cuantía necesaria:

$$A_{s \text{ calc}} = \frac{0.85 * f'_c * b_w * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 1000}{\phi * b_w * d^2 * 0.85 * f'_c}}\right)$$

Donde:

f'_c = Resistencia específica a la compresión del hormigón (MPa)

b_w = Ancho del alma (cm)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a tracción (cm)

f_y = Resistencia específica a la fluencia del refuerzo (MPa)

M_u = Momento mayorado de la sección (KNm)

ϕ = Factor de reducción de resistencia 0.9 en flexión

$A_{s\text{ calc}}$ = Armadura de tensión calculada (cm²)

Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión según las siguientes ecuaciones:

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s\text{ min}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

Donde:

f'_c = Resistencia específica a la compresión del hormigón (MPa)

b_w = Ancho del alma (cm)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a tracción (cm)

f_y = Resistencia específica a la fluencia del refuerzo (MPa)

$A_{s\text{ min}}$ = Armadura mínima (cm²)

Armadura máxima:

$$A_{s\text{ max}} = \frac{3 * \beta_1}{(1000 * \epsilon_{ty}) + 6} * \frac{0.85 * f'_c * b_w * d}{f_y}$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.3.2.):

$$\rho = \frac{0.018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{srt} = \rho * d * b_w$$

Donde:

ρ = Cuantía de refuerzo por retracción y temperatura

b_w = Ancho del alma (cm)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a tracción (cm)

A_{srt} = Armadura por retracción y temperatura (cm²) ($s_{m\acute{a}x} = 5h$ o 45cm)

El espaciamiento mınimo entre las barras paralelas en una capa debe ser el mayor entre:

(NB 25.2.1.):

$$s_{m\acute{ı}n} = 2.5cm$$

$$s_{m\acute{ı}n} = d_b$$

$$s_{m\acute{ı}n} = \frac{4}{3}d_{agg}$$

Donde:

d_b = Diımetro del refuerzo longitudinal.

d_{agg} = Tamaıo nominal mımimo del agregado grueso.

- Diseıo a cortante

Es el segundo esfuerzo predominante en las vigas, en la cual el hormigın y el acero en conjunto resisten los esfuerzos de corte. El diseıo de secciones transversales sometidas a esfuerzos de corte se basa en formula siguiente:

$$\phi V_n > V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la secciın a considerar y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante la ecuaciın:

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia a cortante proporcionada por el concreto para elementos no pretensados (NB 22.5.5.1.):

$$V_c = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \right) * \frac{d * b_w}{10}$$

Resistencia a cortante proporcionada por el acero (NB 22.5.10.5.3.):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s * 10}$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia 0.75 en diseño a corte

λ = Factor de influencia debido al peso del hormigón ($\lambda = 1$ en hormigón de peso normal)

f'_c = Resistencia específica a la compresión del hormigón (MPa)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a tracción (cm)

b_w = Ancho del alma (cm)

A_v = Área de refuerzo a cortante con un espaciamiento s (cm²)

f_{yt} = Resistencia específica a la fluencia del refuerzo transversal (MPa)

s = Espaciamiento medido entre el refuerzo transversal (cm)

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (KN)

V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (KN)

Límites de espaciamiento en armadura de corte (NB 9.7.6.2.2.):

$$S_{m\acute{a}x} = d/2$$

$$S_{m\acute{a}x} = 60cm$$

Refuerzo mínimo de cortante (NB 9.6.3.3.):

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * s}{16 * f_{yt}}$$

No menor a:

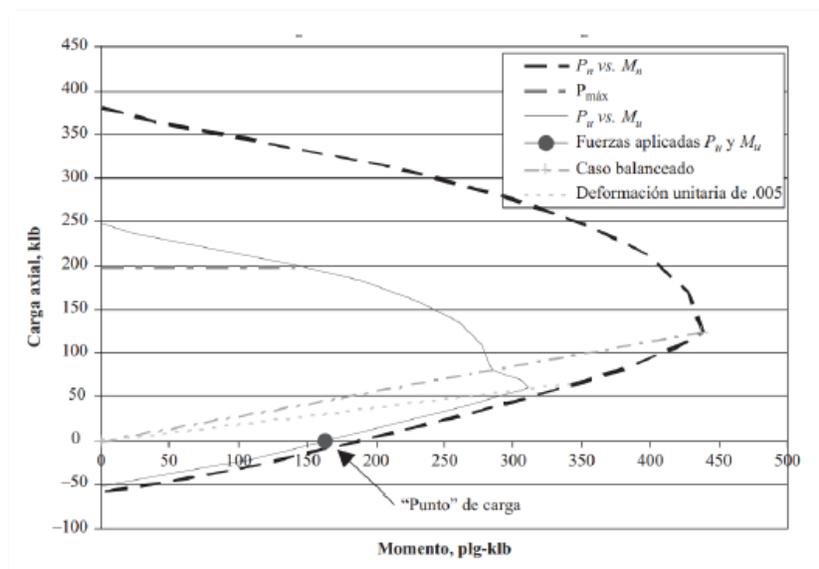
$$A_{v,min} = \frac{0.35 * b_w * s}{f_{yt}}$$

c) Diseño de columnas

Son elementos verticales que soportan principalmente fuerzas de compresión y flexión, su función es transmitir las cargas de la estructura a la cimentación. La normativa NB 1225001 indica que deben ser columnas con un ancho mínimo de 20cm, con armadura longitudinal de un diámetro no menor de 12mm dispuestas en cada esquina de la sección. Y la armadura mínima debe ser de 1% y la máxima del 8% de la sección.

El diagrama de interacción de columnas es una representación gráfica que muestra la capacidad resistente de una columna en función de la carga axial y el momento flector que actúa. Se utiliza para analizar el comportamiento de una columna ante las cargas combinadas de compresión axial y momento flector. La columna es capaz de resistir cualquier combinación de valores que estén dentro la curva, si se tienen distintos porcentajes de acero se tienen curvas distintas.

Figura 2.11. Diagrama de interacción columna rectangular



Nota: Se muestra el diagrama de interacción para columnas rectangulares la cual es diferente para distintas secciones y porcentajes de acero. Fuente: Jack C. McComac-Russel H. Brown, *Diseño de concreto reforzado*.

- Diseño de armaduras a compresión

Se debe calcular si se considerara los efectos de esbeltez en el elemento mediante las siguientes ecuaciones:

Relación de elementos comprimidos y a flexión en el plano a considerar (NB 6.2.5):

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{E_c * I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_v * I_v}{L_v}}$$

Momentos de inercia para el análisis elástico (NB 6.6.3.1.1):

Momento de inercia en columnas = $0.7 I_g$

Momento de inercia en vigas = $0.35 I_g$

Efectos de esbeltez (NB 6.2.5.)

$$\frac{k * l_u}{r} < 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$
$$\frac{k * l_u}{r} < 40$$

Verificaciones:

Resistencia axial a compresión (NB 22.4.2.2.)

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * f_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Armadura longitudinal mínima y máxima (NB 10.6.1)

$$A_{s \text{ mín}} = 1\% * b * h$$

$$A_{s \text{ máx}} = 8\% * b * h$$

- Diseño a cortante

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Para elementos sometidos a compresión axial, la resistencia de corte de hormigón se calcula:

Resistencia a cortante del hormigón (NB 22.5.6.1)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f_c}}{6 * 10} * \left(1 + \frac{N_u * 10}{14 * A_g} \right) * b_w * d$$

(NB 22.5.6.1 b)

$$V_c = \frac{0.29}{10} * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u * 10}{A_g}}$$

Si $V_u < \phi V_c$ la pieza resiste, solo necesita refuerzo mínimo.

Para la resistencia a cortante por el acero transversal se calcula:

Resistencia a cortante proporcionada por el acero (NB 22.5.10.5.3):

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s * 10}$$

Diámetro de la barra de estribo mínima (NB 25.7.2.2)

$$d_{be} \geq 6mm$$

$$d_{be} \geq 0.25d_b$$

Armadura mínima para cortante (NB 10.6.2.2)

$$A_{v \text{ mín}} = \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * s}{16 * f_{yt}}$$

$$A_{v \text{ mín}} = \frac{0.34 * b_w * s}{f_{yt}}$$

Separación entre estribos máxima (NB 25.7.2.1)

$$s = 12d_b$$

$$s = 36d_{be}$$

$s =$ Menor dimensión de la columna

2.6.4. Estructuras complementarias (escaleras)

Las escaleras son elementos estructurales que sirven para conectar diferentes niveles de la estructura, se las puede diseñar como losas macizas sobre las cuales están los peldaños y demás cargas. El procedimiento de su cálculo es similar al de vigas, en las cuales se debe determinar sus mayores sollicitaciones negativas y positivas.

2.6.5. Fundaciones

2.6.5.1. Cimentación corrida

Las zapatas corridas se diseñan como vigas de pequeño peralte en la cual actúan esfuerzos de momentos y cortantes, la fuerza cortante es casi siempre la que determina su espesor. El área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de los esfuerzos no mayorados. Para el cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en una zapata, es necesario calcular solo la presión neta hacia arriba q_u causada por las cargas factorizadas arriba del muro. En otras palabras, los pesos de la zapata y del suelo sobre ella suelen despreciarse.

Debe considerarse que el uso de estribos en las zapatas es poco práctico y antieconómico, debido a esto el espesor efectivo de las zapatas para muros se selecciona de manera que V_u quede limitada a la fuerza cortante de diseño ϕV_c que el concreto pueda resistir sin refuerzo del alma. La siguiente ecuación se usa para seleccionar los espesores de zapatas de muros:

$$d = \frac{V_u * 6 * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

Para el diseño a flexión es conveniente diseñar las zapatas para secciones de 1 metro de longitud, el espesor mínimo de tales zapatas debe ser por lo menos de 25cm.

2.6.5.2. Cimentación aislada y combinada

Al igual que la cimentación corrida el área mínima de la base de la fundación debe calcularse a partir de los esfuerzos no mayorados. Para el cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en una zapata, es necesario calcular solo la presión neta hacia arriba q_u causada por las cargas factorizadas arriba de la zapata. Se debe verificar el corte o punzonamiento en la zapata ya sea en una dirección o en dos direcciones.

Peralte requerido para el cortante por punzonado en dos direcciones

(NB 22.6.5.2 a)

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

(NB 22.6.5.2 b)

No es aplicable a menos que $\beta_c > 2$

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{8}{\beta_c} + 1\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

(NB 22.6.5.2 c)

*No es aplicable a menos que $b_o > \alpha_s * d$*

$$d = \frac{12 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

Peralte requerido para el cortante en una dirección (NB 22.5.5.1)

$$d = \frac{V_{u1} * 6 * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

Donde

V_{u1} = Cortante en una dirección (KN)

$\phi = 0.75$ factor de reducción en corte

$\lambda = 1$ para hormigón de peso normal

f'_c = Resistencia característica del hormigón (MPa)

b_w = Ancho de la sección a considerar (cm)

d = Peralte requerido (cm)

V_{u2} = Cortante en dos direcciones (KN)

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante (cm)

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

α_s = 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina

2.7. Estrategia para la ejecución del Proyecto

2.7.1. Cómputos métricos

Es la medición de longitudes, áreas y volúmenes para estimar la cantidad de materiales y recursos necesarios para llevar a cabo un proyecto de edificación. El trabajo para realizar este cálculo se divide por etapas, cada una de las cuales constituyen un rubro del presupuesto, esta clasificación deberá ser hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente.

Para desarrollar un buen trabajo y tener resultados precisos es necesario, estudiar la documentación, respetar los planos, ajustarse a normas y medir con exactitud para que no existan elementos sobrepuestos.

2.7.2. Precios unitarios

Se define como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los trabajos que realice. Está conformado por la adicción de los siguientes rubros:

- Costo de materiales

Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem.

- Costo de mano de obra

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

La estructura de precios unitarios adoptada, en el caso de la mano de obra incluye los beneficios sociales e impuestos, para lo cual se desglosa en Anexo 11 las incidencias en beneficios sociales y en la Tabla 2.6 se muestra el resumen.

Tabla 2.6. *Resumen de incidencias en beneficios sociales*

Descripción	Porcentaje
Incidencia por Inactividad	19,18%
Incidencia por Beneficios	28,77%
Incidencia por Subsidios	3,67%
Incidencia por Aportes	17,71%
Incidencia por Antigüedad	0,34%
Incidencias por Seguridad Industrial	1,11%
Total	70,78%

Nota. Elaboración propia

Adoptamos incidencia por beneficios sociales para este proyecto 71%.

- Desgaste de herramientas o reposición de equipos

Es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

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

Adoptamos una incidencia de 5%.

- Gastos generales

El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista. Incluyen aquellos gastos que siendo imputables a la obra no pueden ser asignados dentro de los costos directos (materiales, mano de obra y equipo).

Algunos de los factores a considerar son: costos de propuestas y contratos, gastos administrativos, gastos profesionales y especiales, aportes a entidades o costos fijos, riesgos e imprevistos, etc.

Para este proyecto se adoptará una incidencia correspondiente a gastos generales de 10%.

- Utilidad

Es el beneficio o ganancia de la empresa por la ejecución de la obra, es potestad de la empresa asumir este porcentaje y está en función a su expectativa de ganancia.

Se adoptará un porcentaje de utilidad de 10%.

- Impuesto

Comprende los impuestos fijados por ley con sus respectivas alícuotas. En la estructura de precios unitarios el impuesto a las transacciones (IT) se aplica sobre todo a los componentes y el impuesto al valor agregado (IVA) se aplica solamente sobre la mano de obra, es decir, se interpreta que la aplicación del correspondiente impuesto es solo sobre la mano de obra porque no representa crédito fiscal y que para el resto de los componentes se entiende que son ingresados a la estructura de precios con sus respectivos precios contemplando ya los impuestos de ley con factura.

2.7.3. Presupuesto

Es la presentación por escrito del costo de una obra, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil evaluación, mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.7.4. Planeamiento y cronograma

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que tras se hayan completado.

Se utilizará el diagrama de GANTT el cual representa gráficamente la información relacionada con la programación donde muestra las actividades en modo de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollan en forma paralela y en serie es decir una tras otra, logrando de esa manera ser más entendible para el ejecutor.

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Análisis, cálculo y diseño estructural “Vivienda con mampostería no reforzada”

3.1.1. Materiales

Se emplearán los siguientes materiales:

3.1.1.1. Muros de mampostería

Para el diseño de muros de mampostería estructural se aplicará los datos de resistencia de la Tabla 3.1, en la cual se utilizó ladrillo cerámico de 21 huecos de la cerámica INCERTAR su ficha técnica se encuentra en Anexo 1 y un mortero de cemento (El Puente IP-30) con dosificación 1.3 y resistencia característica de 6.04 MPa:

Tabla 3.1. *Ensayo a compresión de prismas*

Denominación	Alto (cm)	Ancho (cm)	Espesor (cm)	Carga de rotura (KN)	Resistencia a compresión (KN/cm ²)
SC-1	45.5	38.0	12.0	261.3	0.573
SC-2	45.5	38.0	12.0	247.3	0.542
SC-3	45.5	38.0	12.0	263.0	0.577
SC-4	45.5	38.0	12.0	260.0	0.570
SC-5	45.5	38.0	12.0	268.0	0.588

Nota: Tabla de resistencia a compresión de prismas de mampostería. Fuente: *Ensayo a compresión de prismas*, V. J. Castro, 2014, Análisis del comportamiento mecánico de la mampostería simple de ladrillo (Tesis de grado, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho).

Según la NSR-10 se debe realizar una corrección por esbeltez como se muestra a continuación:

Tabla 3.2. *Resistencia a compresión corregida*

Denominación	Resistencia a compresión (KN/cm ²)	Esbeltez	Factor de corrección	Resistencia a compresión corregida
SC-1	0.573	3.792	1.133	0.649
SC-2	0.542	3.792	1.133	0.614
SC-3	0.577	3.792	1.133	0.654
SC-4	0.570	3.792	1.133	0.646
SC-5	0.588	3.792	1.133	0.666

Nota: Tabla de resistencia a compresión corregida Fuente: Elaboración propia.

Empleando el segundo método estipulado en la norma NRS-10 para determinar la resistencia f'_m , indica que debe ser el 75% del valor promedio:

$$f'_m = 0.646KN/cm^2 = 6.46MPa * 0.75$$

$$f'_m = 4.84MPa$$

3.1.1.2. Hormigón

Con una resistencia característica de $f'_c = 25MPa$

3.1.1.3. Acero

Se empleará acero con resistencia de fluencia $f_y = 500MPa$

3.1.2. Análisis de carga

Primeramente, se define las cargas muertas como ser el peso propio de cada elemento estructural y las cargas muertas no estructurales. Seguidamente las cargas variables, de las cuales se distinguen la sobrecarga de uso y la carga de viento según la NB 1225002 y NB 1225003 respectivamente.

Carga muerta de peso propio

El peso propio del hormigón armado se considera según la norma NB 12250001 hormigón de peso normal de 25KN/m³.

El peso propio de la mampostería estructural se realiza su cálculo en Anexo 2, dando como resultado 20.33KN/m³.

Carga muerta no estructural

Las cargas a considerarse como permanentes se muestran en la Tabla 3.3. y en Anexo 2 se detalla su respectivo detalle de cálculo.

Tabla 3.3. *Cargas permanentes*

Material	Carga (KN/m²)
Carga muerta sobre losa	1.19
Escaleras (rampa)	3.09
Escaleras (descanso)	0.93

Piso falso de baño	2.09
--------------------	------

Nota. Se indican los valores de carga empleados en el análisis. Fuente: Elaboración propia.

Sobrecarga de uso

Según el uso de cada ambiente de la estructura se considera las sobrecargas debido a su uso u ocupación indicadas en la NB1225002-1.

Tabla 3.4. *Sobrecargas de servicio*

Tipo de servicio	Carga uniforme (KN/m²)
VIVIENDAS:	
Baños	2.0
Habitaciones y todas las áreas excepto balcones	2.0
Balcones	3.0
Azoteas y terrazas accesibles privadamente	3.0
Corredores en planta baja y otros pisos	2.0
Escaleras y vías de salida	3.0
Lavanderías	2.0

Nota: En la tabla se presentan los valores de sobrecarga mínima de acuerdo al ambiente. Fuente: NB 1225002

Sobrecarga de viento

Se aplica el procedimiento analítico para el cálculo de la presión dinámica aplicada en los muros.

Velocidad del viento

Según los datos del SENAHMI se registró una velocidad máxima en la ciudad de Tarija de:

$$V = 42.6\text{m/s}$$

Factor de direccionalidad del viento

El factor de direccionalidad del viento, K_d , considerando una edificación del sistema principal resistente a la fuerza del viento; adoptamos $K_d=0.85$.

Factor de importancia I

El factor de importancia se obtiene de la Tabla 5.4-2 indicada en la NB 12250003. Esta estructura pertenece a la categoría II, resultando un factor de importancia $I = 1.00$

Categorías de exposición

Según la ubicación geográfica, la categoría adoptada es la “B”, que pertenece a áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores.

Coefficientes de exposición

Para una altura máxima de 5.94m que corresponde a la segunda planta los coeficientes son:
 $K_z, K_h = 0.72$

Factor topográfico

Se adoptó $K_{zt} = 1.0$ Debido a que la topografía en general es plana, y la edificación no está sujeta a los efectos topográficos.

Presión dinámica

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

$$q_z = 0.613 * 0.72 * 1 * 0.85 * 42.6^2 * 1$$

$$q_z = 0.68KN/m^2$$

3.1.3. Análisis estructural

Generado los planos arquitectónicos de la estructura en planta y elevación, se realiza la modelación de la estructura en Autodesk Robot Structural Analysis Professional que es un programa gráfico integrado que se usa para la modelación, análisis y diseño con elementos finitos para varios tipos de estructuras. Permite modelar, analizar y diseñar con una amplia variedad de materiales como ser: estructuras de acero, estructuras de madera, estructuras de

hormigón según normativa. A continuación, se detallan las características mecánicas de los materiales a emplearse en el programa:

Módulo de elasticidad

Muros de mampostería.

Para mampostería de arcilla (NSR-10 D-5.2-2):

$$E_m = 750f'_m \leq 20000 \text{ MPa}$$

$$E_m = 750 * 4.84 = 3630 \text{ MPa}$$

Hormigón (NB 19.2.2.1.b):

$$E_c = 3830\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 3830\sqrt{25} = 19150 \text{ MPa}$$

Coefficiente de Poisson

Muros de mampostería.

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

Despejando ν :

$$\nu = \frac{E_m}{2 * G_m} - 1$$

$$\nu = \frac{3630}{2 * 1452} - 1 = 0.25$$

Hormigón.

$$\nu = 0.2$$

Módulo de cortante

Muros de mampostería.

Para mampostería de arcilla:

$$G_m = 0.4 E_m$$

$$G_m = 0.4 * 3630 = 1452 \text{ MPa}$$

Hormigón:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)}$$

$$G_c = \frac{19150}{2(1 + 0.2)} = 7979 \text{ MPa}$$

Peso Específico

Muros de mampostería.

$$\delta_m = 20.33 \text{ KN/m}^3$$

Hormigón.

$$\delta_c = 25.00 \text{ KN/m}^3$$

Dilatación térmica

Muros de mampostería.

$$\alpha_m = 0.0000072 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

Hormigón.

$$\alpha_c = 0.00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistencia característica

Muros de mampostería.

$$f'_m = 4.84 \text{ MPa}$$

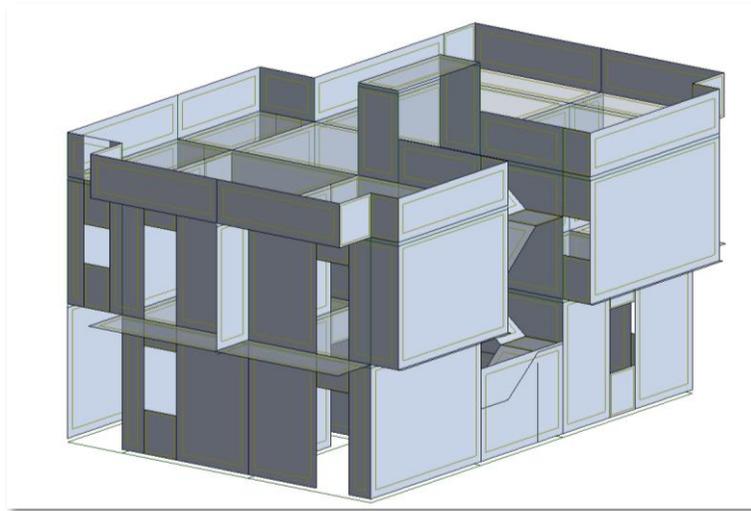
Hormigón.

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

3.1.4. Esfuerzos en elementos estructurales

Una vez introducidas las cargas correspondientes en el programa de análisis, se realizan los cálculos con elementos finitos utilizando un mallado de 0.25m para una mejor discretización de los resultados en la siguiente Figura 3.1. se aprecia el modelo tridimensional para su respectivo análisis.

Figura 3.1. *Modelo tridimensional de la estructura*



Fuente. Elaboración propia.

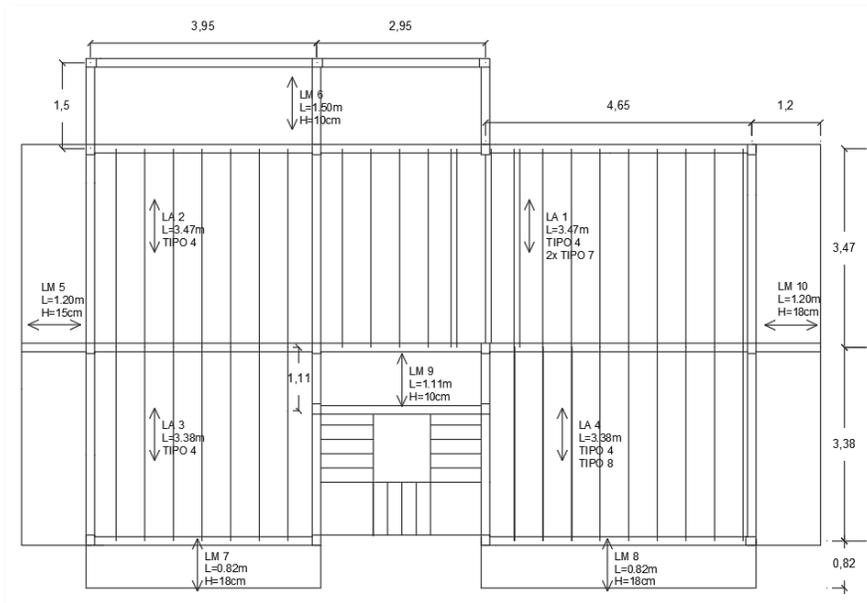
En Anexo 3 se encuentran los resultados de los esfuerzos para cada uno de los muros, los cuales tienen una denominación para determinar su ubicación y facilidad en el análisis estructural.

Los esfuerzos en ELU y ELS para el diseño de la cimentación se muestran gráficamente en Anexo 4.

3.1.5. Cubierta y entrepisos

Para el diseño de las losas alivianadas se realizará la verificación de la losa (LA1) ubicada en la planta baja y posteriormente el diseño la losa maciza de hormigón armado (LM5).

Figura 3.2. Vista de las losas en la planta baja



Nota: Se muestra la dirección de las viguetas en las losas alivianadas y la dirección del armado de las losas macizas.

Análisis de la losa aligerada

Datos:

De acuerdo con la ficha técnica de la vigueta PRETENSA adjunta en Anexo 1.

Eje entre viguetas: 50cm

Tipo de EPS: PB 10/100/44

Espesor total de losa: 15cm

Espesor de capa de compresión: 5cm

Debido a que el programa Robot no realiza la modelación de losas con viguetas pretensadas se realiza el cálculo manual de los momentos más desfavorables en cada una de las losas detallándose su diseño en Anexo 5.

LOSA PLANTA BAJA (LA1)

$L = 3.47\text{m}$

Peso propio de vigueta h=15cm: 166 kg/m²

Carga permanente: 119 kg/m²

Carga de muro sobre vigueta: 705kg/m²

Carga de uso: 200kg/m²

Combinación:

BAJO EL MURO: 1.2(990) + 1.6(200) = 1508 kg/m²

$$M_{\text{máx}} = 2270 \text{ kg m/m}$$

USAR VIGUETAS DOBLES TIPO 7 BAJO EL MURO

RESTO DE LA LOSA: 1.2(285) + 1.6(200) = 662 kg/m²

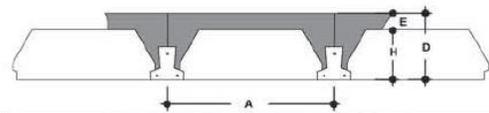
$$M_{\text{máx}} = 996 \text{ kg m/m}$$

USAR VIGUETAS TIPO 4

Verificamos en la tabla de momentos admisibles para viguetas PRETENSA de altura 15cm:

Figura 3.3. Momentos admisibles de viguetas PRETENSA

Momentos flectores admisibles para complementos de EPS
Losas Aliviadas **PRETENSA**



EJE ENTRE VIGUETAS (A) cm	TIPO DE EPS	ESPEORES			PESO PROPIO kg/m ²	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN HORMIGON m ³ m ²	TIPOS DE VIGUETAS SEGUN PRODUCCION ESTANDAR MOMENTOS ADMISIBLES							
		H cm	E cm	D cm		VIGUETAS ml/m ²	EPS piezas/m ²		Tipo 1 kgm/m	Tipo 2 kgm/m	Tipo 3 kgm/m	Tipo 4 kgm/m	Tipo 5 kgm/m	Tipo 6 kgm/m	Tipo 7 kgm/m	Tipo 8 kgm/m
40	PB 10/100/34	10	5	15	176	2.50	2.50	0.057	639	927	1,032	1,266	1,532	1,833	1,966	2,446
50	PB 10/100/44				166	2.00	2.00	0.056	512	743	827	1,031	1,229	1,487	1,594	1,965
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.055	427	620	690	860	1,026	1,241	1,332	1,642
40	PB 12/100/34	12	5	17	190	2.50	2.50	0.063	749	1,081	1,201	1,305	1,789	2,138	2,313	2,838
50	PB 12/100/44				181	2.00	2.00	0.062	600	866	962	1,206	1,435	1,731	1,855	2,295
60	PB 12/100/54				171	1.67	1.67	0.060	500	722	803	1,007	1,197	1,445	1,549	1,917
40	PB 15/100/34	15	5	20	210	2.50	2.50	0.071	914	1,311	1,455	1,635	2,175	2,617	2,862	3,476
50	PB 15/100/44				193	2.00	2.00	0.067	732	1,050	1,165	1,470	1,743	1,949	2,247	2,790
60	PB 15/100/54				181	1.67	1.67	0.064	610	875	972	1,226	1,454	1,751	1,875	2,330
40	PB 17/100/34				230	2.50	2.50	0.079	1,025	1,464	1,624	2,054	2,431	2,922	3,128	3,890

Nota. Adaptado de catálogo de viguetas PRETENSA

En la capa de compresión se dispondrá de una armadura de distribución debajo de los muros para uniformizar las cargas en un ancho de 1m. Para el resto de las áreas de las losas con viguetas se colocará armadura de retracción y temperatura.

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.3.2.):

$$\rho = \frac{0.018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{srt} = \rho * d * b_w$$

$$A_{srt} = 0.0015 * 5 * 100$$

$$A_{srt} = 0.75cm^2$$

Ø6 c/25cm

$$A_s = 1.13cm^2$$

Momento máximo negativo

$$M_{max} = 6.64KN\ m/m$$

Armadura calculada

$$A_s = 1.22cm^2$$

Entonces:

$$A_s = 1.22 - 1.13 = 0.09cm^2$$

Ø8mm c/50cm + Ø6mm c/25cm

Análisis de la losa maciza de hormigón armado (LM5)

Longitud: 1.2m

Peso propio h=15cm: 3.6KN/m²

Carga permanente: 1.19KN/m²

Carga de muro: 5.64KN

Carga de uso: 3KN/m²

Entonces: 1.2(4.79) + 1.6(3) = 10.55KN/m²

Muro: 1.2(5.64) = 6.8KN

$$Mu = 6.8 * 1.2 + 10.55 * \frac{1.2^2}{2} = 15.76KNm/m$$

$f'_c = 25MPa$

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

$$b_w = 100\text{cm (Se calcula para una franja de 1m)}$$

$$h = 15\text{cm}$$

$$r = 2+0.6+0.5=3.1\text{cm}$$

$$d = 11.9\text{cm}$$

$$M_u = 15.76\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s\text{ calc}} = \frac{0.85 * f'_c * b_w * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u * 1000}{\phi * b_w * d^2 * 0.85 * f'_c}} \right)$$

$$A_{s\text{ calc}} = 3.03\text{cm}^2$$

Armadura provista:

$$\phi 8 \text{ c}/15\text{cm}$$

$$A_{s\text{ prov}} = \frac{1\text{m} * \text{Área de acero}}{\text{Separación}}$$

$$A_{s\text{ prov}} = \frac{1\text{m} * \frac{\pi * (0.8\text{cm})^2}{4}}{0.15\text{m}}$$

$$A_{s\text{ prov}} = 3.35\text{cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = \frac{A_{s\text{ prov}} * f_y}{0.85 * f'_c * b_w}$$

$$a = 0.79\text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 0.93\text{cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{(d - c) * 0.003}{c} > 0.005$$

$$\varepsilon_t = 0.0355 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = \frac{A_{s \text{ prov}} * f_y * (d - a/2)}{1000}$$

$$M_n = 19.28 \text{KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$17.35 \text{KNm} > 15.76 \text{KNm Ok..}$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.98 \text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s \text{ max}} = \frac{3 * \beta_1}{(1000 * \varepsilon_{ty}) + 6} * \frac{0.85 * f'_c * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ max}} = 15.17 \text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\text{máx}} = 2 * h$$

$$S_{\text{máx}} = 30 \text{cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 30 \text{cm}$$

Separación mínima de armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\text{mín}} = 2.5 \text{cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 0.8 \text{cm}$$

Armadura superior provista:

Ø8 c/15cm

$$A_s = 3.35\text{cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.4.3.2):

$$\rho = \frac{0.018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{srt} = \rho * d * b_w$$

$$A_{srt} = 1.79\text{cm}^2$$

Ø8 c/25cm

$$A_s = 2.01\text{cm}^2$$

Armadura inferior provista:

Ø8 c/15cm

$$A_s = 3.35\text{cm}^2 > A_{s\ min} \text{ Ok..}$$

Verificación a cortante: (NB 22.5.5.1. y 7.4.3.2.):

$$V_u = 6.8\text{KN} + 10.55 * (1.2 - 0.119) = 18.2\text{KN}$$

$$V_c = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \right) * \frac{d * b_w}{10}$$

$$V_c = 99.2\text{KN}$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

$$37.2\text{KN} > 18.2\text{KN} \text{ OK.. No es necesario As de corte}$$

Verificación de deflexiones:

$$A_s = 3.35\text{cm}^2$$

$$A'_s = 3.35\text{cm}^2$$

$$L = 1.2\text{m}$$

$$h = 15\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm}$$

$$f_{cr} = 3.1\text{MPa}$$

$$M_{cr} = 11.63\text{KNm}$$

Inercia de sección fisurada

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

$$E_c = 19150\text{MPa}$$

$$\text{Carga: } (4.79) + (3) = 7.79\text{KN/m}^2$$

$$\text{Muro: } (5.64) = 5.64\text{KN}$$

$$M_s (D) = 10.22\text{KNm/m}$$

$$I = 28125\text{cm}^4$$

$$P = 5.64\text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.060\text{cm}$$

$$w = 4.79\text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.023\text{cm}$$

$$(D) \delta_{cal} = 0.083\text{cm}$$

$$M_s (D + L) = 12.38\text{KNm/m}$$

$$I_{cr} = 3677\text{cm}^4$$

$$I_e = 23919\text{cm}^4$$

$$I_g = 28125\text{cm}^4$$

$$I_e < I_g \text{ Usar } I_e$$

$$I_e > I_g \text{ Usar } I_{cr}$$

$$I = 23919\text{cm}^4$$

$$P = 5.64\text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.071\text{cm}$$

$$w = 7.79\text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.044\text{cm}$$

$$(D + L) \delta_{cal} = 0.115\text{cm}$$

$$(L) \delta_{cal} = 0.032\text{cm}$$

$$M_s (D + 0.3L) = 10.86 \text{KNm/m}$$

$$I = 28125 \text{cm}^4$$

$$P = 5.64 \text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.060 \text{cm}$$

$$w = 5.69 \text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.027 \text{cm}$$

$$(D + 0.3L)\delta_{cal} = 0.088 \text{cm}$$

$$(0.3L)\delta_{cal} = 0.004 \text{cm}$$

Entonces:

$$(L) \delta_{cal} = \mathbf{0.032 \text{cm}}$$

$$(D) \delta_{cal} = 0.083 \text{cm}$$

$$\lambda = 1.799$$

$$(D) \delta_{dif} = \mathbf{0.150 \text{cm}}$$

$$(0.3L)\delta_{cal} = 0.004 \text{cm}$$

$$\lambda = 1.799$$

$$(0.3L) \delta_{dif} = \mathbf{0.008 \text{cm}}$$

$$\delta_{TOTAL} = 0.189 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.250 \text{cm} > 0.189 \text{cm OK..}$$

3.1.6. Estructura de sustentación de la edificación

3.1.6.1. Diseño de muros de mampostería no reforzada

- Verificación de esfuerzos admisibles para compresión axial

En Anexo 6 se encuentra el resumen de las verificaciones por compresión axial de cada muro, destacando que todos los muros son de espesor de 12cm con aparejo tipo sogá cumpliendo con las verificaciones realizadas. Se detalla la comprobación del muro más solicitado MY9:

Muro MY9

Esfuerzos admisibles para compresión axial (NSR-10 D-1.5-1)

$$F_a = 0.20 f'_m R_e$$

Donde:

$$f'_m = 4.84 \text{MPa}$$

Coefficiente que toma en cuenta los efectos de esbeltez (NSR-10 D-1.5-5)

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t} \right]^2 \text{ para } h'/t \leq 30$$

$$t = 0.12 \text{m}$$

$$k = 0.70$$

$$h = 2.88 \text{m}$$

$$h' = 2.02 \text{m}$$

$$h'/t = \frac{2.02}{0.12} = 16.83 < 30$$

$$R_e = 1 - \left[\frac{2.02}{42 * 0.12} \right]^2$$

$$R_e = 0.84$$

Entonces el esfuerzo admisible de compresión es:

$$F_a = 0.20 * 4.84 * 0.84$$

$$F_a = 0.81 \text{MPa}$$

Calculamos el esfuerzo de compresión sobre el área neta del muro:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

Del análisis estructural para la envolvente de combinaciones detallada en Anexo 4:

$$P = 206.13 \text{KN}$$

El área para una longitud de 0.24m de muro es 184.92cm², si el muro MY9 tiene una longitud de 3.58m entonces:

$$A = \frac{3.58m * 184.92cm^2}{0.24m}$$

$$A = 2754.48cm^2$$

$$f_a = \frac{206.13KN * 10}{2754.48cm^2}$$

$$f_a = 0.747MPa$$

$$f_a < F_a$$

$$0.747MPa < 0.81MPa \text{ Ok.. cumple}$$

- Verificación de esfuerzos admisibles para compresión y tracción por flexión

Se detalla a continuación el procedimiento de la verificación de esfuerzos de compresión y tracción por flexión en el muro MY9, en Anexo 7 se muestra la verificación para los muros restantes.

Para el muro MY9

Ecuación de esfuerzos combinados (NSR-10 D-1.5-7)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$f_a = 0.747MPa$$

$$F_a = 0.81MPa$$

$$f_b = \frac{My}{S_{xx}}$$

La inercia (Ixx) para una longitud de 0.24m de muro es 2389.86cm⁴, si el muro MY9 tiene una longitud de 3.58m entonces:

$$I_{xx} = \frac{3.58m * 2389.86cm^4}{0.24m}$$

$$I_{xx} = 35648.74cm^4$$

$$S_{xx} = \frac{I_{xx}}{c}$$

$$S_{xx} = \frac{35648.74 \text{ cm}^4}{6 \text{ cm}}$$

$$S_{xx} = 5941.46 \text{ cm}^3$$

$M_y = 0.24 \text{ KNm}$ Del análisis estructural para la envolvente de combinaciones.

$$f_b = \frac{0.24 \text{ KNm} * (100 \text{ cm})^3 * 1 \text{ MN}}{5941.46 \text{ cm}^3 * 1 \text{ m}^3 * 1000 \text{ KN}}$$

$$f_b = 0.040 \text{ MPa}$$

$$F_b = 0.33 * f'_m$$

$$F_b = 0.33 * 4.84 \text{ MPa}$$

$$F_b = 1.597 \text{ MPa}$$

Entonces compresión por flexión:

$$\frac{0.747}{0.81} + \frac{0.040}{1.597} \leq 1.0$$

$$0.942 \leq 1.0 \quad \text{Ok.. cumple}$$

También se verifica la tensión por flexión en el muro MY9 que se resume en Anexo 7.

Tracción muro MY9

$$-f_a + f_b \leq F_t$$

$F_t = 0.13 \text{ MPa}$ De Tabla 2.4. para piezas con perforación vertical sin rellenar

$$-0.747 \text{ MPa} + 0.040 \text{ MPa} \leq 0.13 \text{ MPa}$$

$$-0.707 \leq 0.13 \quad \text{Ok..}$$

- Verificación de esfuerzos admisibles para cortante

A continuación, se describe el procedimiento de verificación de los esfuerzos de corte en el muro MY9, en el Anexo 8 se encuentra el resumen de cálculos de los muros restantes.

Para el muro MY9

$$f_v \leq F_v$$

Esfuerzo cortante solicitado (NSR-10 D-1.5-11)

$$f_v = \frac{V}{b j d}$$

$V = 0.18KN$ Del análisis estructural para la envolvente de combinaciones.

$$b = 0.12m$$

$$j = 0.8$$

$$d = 2.88m$$

$$f_v = \frac{0.18KN}{0.12m * 0.8 * 2.88m * 1000}$$

$$f_v = 0.00065MPa$$

Esfuerzo cortante admisible en muros de mampostería (NSR-10 D-1.5-12)

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} + 0.2f_{am} \leq 0.56 Mpa$$

$$f_{am} = \frac{P_{cm}}{A}$$

El área neta para una longitud de 0.24m de muro es $184.92cm^2$, si el muro MY9 tiene una longitud de 3.58m entonces:

$$A = \frac{3.58m * 184.92cm^2}{0.24m}$$

$$A = 2758.39cm^2$$

$P_{cm} = 142.46KN$ Del análisis estructural solo del esfuerzo de compresión.

$$f_{am} = \frac{142.46KN * 10}{2758.33cm^2}$$

$$f_{am} = 0.516MPa$$

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} + 0.2f_{am} \leq 0.56 Mpa$$

$$F_v = \frac{\sqrt{4.84MPa}}{40} + 0.2 * 0.516 \leq 0.158MPa$$

$$F_v = 0.158MPa \leq 0.56MPa$$

Entonces:

$$f_v \leq F_v$$

$$0.00065MPa \leq 0.158MPa \quad Ok \dots$$

3.1.6.2. Diseño de vigas tipo cadena

Verificamos las dimensiones de la siguiente viga:

Viga 12cmx17cm

Espesor mínimo (NSR-10 D.10.6.2.1):

$$e_{min} = 12cm \quad Ok..$$

Área mínima (NSR-10 D.10.6.2.2):

$$A_{min} = 204cm^2 > 200cm^2 \quad Ok..$$

Refuerzo longitudinal mínimo (NSR-10 D.10.6.4a):

4pzas Ø8

$$A_{s \text{ prov}} = 2.01cm^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 1.53cm^2 < 2.01cm^2 \quad Ok..$$

Refuerzo transversal mínimo (NSR-10 D.10.6.4b):

$$d_{be \text{ mín}} = 6mm \quad Ok..$$

$$s_{máx} = 20cm$$

$$s_{máx} = 18cm$$

Entonces:

Estribos Ø6 c/15cm

3.1.6.3. Diseño de columnas de confinamiento

Verificamos las dimensiones de la siguiente columna:

Columna 12cmx17cm

Espesor mínimo (NSR-10 D.10.5.2.1):

$$e_{min} = 12cm \text{ Ok..}$$

Área mínima (NSR-10 D.10.5.2.2):

$$A_{min} = 204cm^2 > 200cm \text{ Ok..}$$

Refuerzo longitudinal mínimo (NSR-10 D.10.5.4a):

4pas Ø8

$$A_{s \text{ prov}} = 2.01cm^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 1.53cm^2 < 2.01cm^2 \text{ Ok..}$$

Refuerzo transversal mínimo (NSR-10 D.10.6.4b):

$$d_{be \text{ mín}} = 6mm \text{ Ok..}$$

$$s_{máx} = 20cm$$

$$s_{máx} = 18cm$$

Entonces:

Estribos Ø6 c/15cm

3.1.7. Estructuras complementarias (Escaleras de hormigón armado)

Análisis de la losa maciza

Longitud: 3.21m

Peso propio h=12cm: 2.88KN/m²

Carga permanente (rampa): 3.09KN/m²

Carga permanente (descanso): 0.93KN/m²

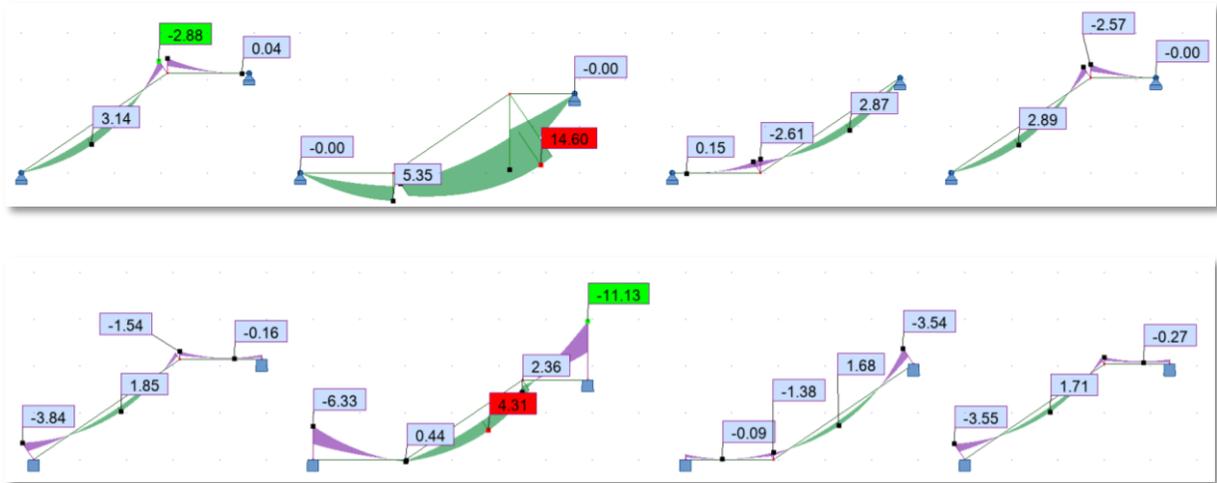
Carga de uso: 3KN/m²

Entonces:

$$\text{Rampa: } 1.2(5.97) + 1.6(3) = 11.96\text{KN/m}^2$$

$$\text{Descanso: } 1.2(3.81) + 1.6(3) = 9.37\text{KN/m}^2$$

Figura 3.4. Esfuerzos de combinaciones máximas en escalera



Nota. Elaboración propia

$$f'_c = 25\text{MPa}$$

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

$$b_w = 100\text{cm (Se calcula para una franja de 1m)}$$

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

$$r = 2+0.6+0.4=3\text{cm}$$

$$d = 9\text{cm}$$

$$M_u = 14.60\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s\text{ calc}} = 3.79\text{cm}^2$$

Armadura provista:

8pzas $\phi 8$

$$A_{s\text{ prov}} = 4.02\text{cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = 0.95\text{cm}$$

$$c = 1.11\text{cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.021 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = 17.14\text{KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$15.43\text{KNm} > 14.60\text{KNm} \text{ Ok..}$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s\text{ min}} = 2.25\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s\text{ max}} = 11.48\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\text{máx}} = 24\text{cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Separación mínima de armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\text{mín}} = 2.5\text{cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 0.8\text{cm}$$

Armadura inferior provista:

8pzas $\phi 8$

$$A_s = 4.02\text{cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.4.3.2):

$$A_{srt} = 1.35\text{cm}^2$$

Ø6 c/20cm

$$A_s = 1.41\text{cm}^2$$

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

$$r = 2+0.6+0.4=3\text{cm}$$

$$d = 9\text{cm}$$

$$M_u = -11.13\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s\text{ calc}} = 2.85\text{cm}^2$$

Armadura provista:

6pzas Ø8

$$A_{s\text{ prov}} = 3.02\text{cm}^2$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s\text{ min}} = 2.25\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s\text{ max}} = 11.48\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\text{máx}} = 24\text{cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Separación mínima de armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\text{mín}} = 2.5\text{cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 0.8\text{cm}$$

Armadura superior provista:

6pzas Ø8

$$A_{sprov} = 3.02cm^2$$

Verificación a cortante: (NB 22.5.5.1. y 7.4.3.2.):

$$V_u = 24.0KN$$

$$V_c = \left(\frac{\lambda * \sqrt{f'_c}}{6} \right) * \frac{d * b_w}{10}$$

$$V_c = 75.0KN$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

28.1KN > 24KN OK..No es necesario As de corte

Verificación de deflexiones:

$$A_s = 4.02cm^2$$

$$A'_s = 3.35cm^2$$

$$L = 3.21m$$

$$h = 12cm$$

$$b_w = 100cm$$

$$f_{cr} = 3.1MPa$$

$$M_{cr} = 7.44KNm$$

Inercia de sección fisurada

$$E_s = 200000MPa$$

$$E_c = 19150MPa$$

$$M_s (D) = 6.90KNm/m$$

$$I = 14400cm^4$$

$$w = 5.97KN/m$$

$$(D) \delta_{cal} = 0.299cm$$

$$M_s (D + L) = 10.85KNm/m$$

$$I_{cr} = 2289\text{cm}^4$$

$$I_e = 6194\text{cm}^4$$

$$I_g = 14400\text{cm}^4$$

$$I_e < I_g \text{ Usar } I_e$$

$$I_e > I_g \text{ Usar } I_{cr}$$

$$I = 6194\text{cm}^4$$

$$w = 8.97\text{KN/m}$$

$$(D + L) \delta_{cal} = 1.045\text{cm}$$

Entonces:

$$(L) \delta_{cal} = 0.746\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.890\text{cm} > 0.746\text{cm OK..}$$

3.1.8. Fundaciones

A continuación, se desarrolla el procedimiento de diseño de la cimentación:

Datos:

$$e = 12\text{cm} \text{ Espesor de muro}$$

$$CM = 99.16\text{KN/m} \text{ Carga mayorada (Mét. de resistencia)}$$

$$CSM = 75.79\text{KN/m} \text{ Carga sin mayorar (Mét. esfuerzos admisibles)}$$

$$\text{Profundidad de cimentacion} = 0.3\text{m}$$

$$\delta_s = 18\text{KN/m}^3 \text{ Peso de suelo}$$

$$\delta_H = 24\text{KN/m}^3 \text{ Peso de hormigón}$$

$$q_{adm} = 190\text{KN/m}^2 \text{ (Arena inorgánica compacta y mezclas de limo)}$$

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

$$f'_c = 25\text{MPa}$$

Suponer una altura de zapata

$$h = 20\text{cm}$$

$$r = 4 + 0.5 = 4.5 \text{ (recubrimiento NB 20.6.1.3.1)}$$

$$d = 15.5\text{cm} \text{ (15cm mínimo NB 13.3.1.2)}$$

Peso de zapata

$$\text{Zapata} = \frac{24\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.20\text{m} = 4.80\text{KN/m}^2$$

Peso de suelo

$$\text{Suelo} = \frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.10\text{m} = 1.80\text{KN/m}^2$$

Calcular presión efectiva

$$\begin{aligned} q_e &= q_{adm} - \text{Zapata} - \text{Suelo} \\ q_e &= 190\text{KN/m}^2 - 4.8\text{KN/m}^2 - 1.8\text{KN/m}^2 \\ q_e &= 183.4\text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

Ancho requerido de zapata

$$B = \frac{CSM}{q_e}$$

$$B = \frac{75.79}{183.4}$$

$$B = 0.41\text{m}$$

$$B = 0.50\text{m Redondear}$$

Presión de apoyo para diseño por resistencia

$$q_u = \frac{CM}{B}$$

$$q_u = \frac{99.16}{0.50}$$

$$q_u = 198.32\text{KN/m}^2$$

Sección crítica para fundaciones cortante (NB.13.2.7.2):

$$\text{Distancia} = \frac{B}{2} - \frac{e}{4}$$

$$\text{Distancia} = \frac{0.5}{2} - \frac{0.12}{4}$$

$$\text{Distancia} = 0.22\text{m}$$

$$V_u = q_u * \text{Distancia}$$

$$V_u = 198.32\text{KN/m}^2 * 0.22\text{m} * 1\text{m}$$

$$V_u = 43.63KN$$

Peralte requerido por cortante (NB 22.5.5.1):

$$d = \frac{V_c * 6 * 10}{\lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

Si $V_u \leq \phi V_c$ entonces:

$$d = \frac{V_u * 6 * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

$$d = \frac{43.63KN * 6 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25MPa} * 100cm}$$

$$d = 6.98cm < 15.5cm \text{ Ok ...}$$

Sección crítica para fundaciones momento (NB 13.2.7.1):

Distancia = 0.22m

$$M_u = q_u * \frac{Distancia^2}{2} * 1m$$

$$M_u = 198.32 \frac{KN}{m^2} * \frac{(0.22m)^2}{2} * 1m$$

$$M_u = 4.80KNm$$

$$f'_c = 25MPa$$

$$f_y = 500MPa$$

$$b_w = 100cm \text{ (Se calcula para una franja de 1m)}$$

$$h = 20cm$$

$$r = 4+0.5=4.5cm$$

$$d = 15.5cm$$

$$M_u = 4.80KNm$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s \text{ calc}} = 0.69cm^2$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s\ min} = 3.88\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s\ max} = 19.76\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{m\acute{a}x} = 40\text{cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 30\text{cm}$$

Armadura provista:

Ø10 c/20cm

$$A_s = 3.93\text{cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.4.3.2):

$$A_{s\ rt} = 2.33\text{cm}^2$$

Ø8 c/20cm

$$A_s = 2.51\text{cm}^2$$

Longitud de anclaje de ganchos estándar en tracción (NB 25.4.3.1):

$$l_{dh} \geq \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r * d_b}{\lambda * \sqrt{f'_c}}$$

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

$$l_{dh} \geq 150\text{mm}$$

Donde:

$\psi_e = 1$, armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc

$\psi_c = 0.7$, para ganchos de barras <12mm con recubrimiento lateral

$\psi_r = 1$, otras

Para 10mm:

$$l_{dh} \geq 168\text{mm}$$

$$l_{dh} \geq 80\text{mm}$$

$$l_{dh} \geq 150mm$$

Entonces:

$$l_{dh} \geq 17cm$$

Longitud disponible:

$$L = \frac{50}{2} - 4 = 21cm \text{ Ok..}$$

3.2. Análisis, cálculo y diseño estructural “Vivienda aporticada de hormigón armado”

3.2.1. Materiales

Se emplearán los siguientes materiales:

3.2.1.1. Muros de mampostería

Los muros de mampostería serán de espesor de 18cm con ladrillos cerámicos de 6 huecos, con dimensiones de 12cm x 18cm x 24cm y juntas de 1.5cm.

3.2.1.2. Hormigón

Con una resistencia característica de $f'_c = 25MPa$

3.2.1.3. Acero

Se empleará acero con resistencia de fluencia $f_y = 500MPa$

3.2.2. Análisis de carga

Primeramente, se define las cargas muertas como ser el peso propio de cada elemento estructural y las cargas muertas no estructurales. Seguidamente las cargas variables, de las cuales se distinguen la sobrecarga de uso y la carga de viento según la NB 1225002 y NB 1225003 respectivamente.

Carga muerta de peso propio

El peso propio del hormigón armado se considera según la norma NB 12250001 hormigón de peso normal de 25KN/m³.

Carga muerta no estructural

Las cargas a considerarse como permanentes se muestran en la Tabla 3.5. y en Anexo 2 se detalla su respectivo cálculo.

Tabla 3.5. *Cargas permanentes*

Material	Carga (KN/m²)
Muros de mampostería 6H	2.53
Carga muerta sobre losa	1.19
Escaleras (rampa)	3.09
Escaleras (descanso)	0.93
Piso falso de baño	2.09

Nota. Se indican los valores de carga empleados en el análisis. Fuente: Elaboración propia.

Sobrecarga de uso

Según el uso de cada ambiente de la estructura se considera las sobrecargas debido a su uso u ocupación indicadas en la NB 1225002-1.

Tabla 3.6. *Sobrecargas de servicio*

Tipo de servicio	Carga uniforme (KN/m²)
VIVIENDAS:	
Baños	2.0
Habitaciones y todas las áreas excepto balcones	2.0
Balcones	3.0
Azoteas y terrazas accesibles privadamente	3.0
Corredores en planta baja y otros pisos	2.0
Escaleras y vías de salida	3.0
Lavanderías	2.0

Nota: En la tabla se presentan los valores de sobrecarga mínima de acuerdo al ambiente. Fuente: NB 1225002

Sobrecarga de viento

Se aplica el procedimiento analítico para el cálculo de la presión dinámica aplicada en los muros.

Velocidad del viento

Según los datos del SENAEMI se registró una velocidad máxima en la ciudad de Tarija de:

$$V = 42.6\text{m/s}$$

Factor de direccionalidad del viento

El factor de direccionalidad del viento, K_d , considerando una edificación del sistema principal resistente a la fuerza del viento; adoptamos $K_d=0.85$.

Factor de importancia I

El factor de importancia se obtiene de la Tabla 5.4-2 indicada en la NB 12250003. Esta estructura pertenece a la categoría II, resultando un factor de importancia $I = 1.00$

Categorías de exposición

Según la ubicación geográfica, la categoría adoptada es la “B”, que pertenece a áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores.

Coefficientes de exposición

Para una altura máxima de 5.94m que corresponde a la segunda planta los coeficientes son:

$$K_z, K_h = 0.72$$

Factor topográfico

Se adoptó $K_{zt} = 1.0$ Debido a que la topografía en general es plana, y la edificación no está sujeta a los efectos topográficos.

Presión dinámica

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I$$

$$q_z = 0.613 * 0.72 * 1 * 0.85 * 42.6^2 * 1$$

$$q_z = 0.68KN/m^2$$

3.2.3. Análisis estructural

Generado los planos arquitectónicos de la estructura en planta y elevación, se realiza la modelación de la estructura en Autodesk Robot Structural Analysis Professional que es un programa gráfico integrado que se usa para la modelación, análisis y diseño con elementos finitos para varios tipos de estructuras. Permite modelar, analizar y diseñar con una amplia variedad de materiales como ser: estructuras de acero, estructuras de madera, estructuras de hormigón según normativa. A continuación, se detallan las características mecánicas de los materiales a emplearse en el programa:

Módulo de elasticidad

Hormigón (NB 19.2.2.1.b)

$$E_c = 3830\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 3830\sqrt{25} = 19150MPa$$

Coefficiente de Poisson

$$v = 0.2$$

Módulo de cortante

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + v)}$$

$$G_c = \frac{19150}{2(1 + 0.2)} = 7979MPa$$

Peso Específico

$$\delta_c = 25.00KN/m^3$$

Dilatación térmica

$$\alpha_c = 0.00001^\circ C^{-1}$$

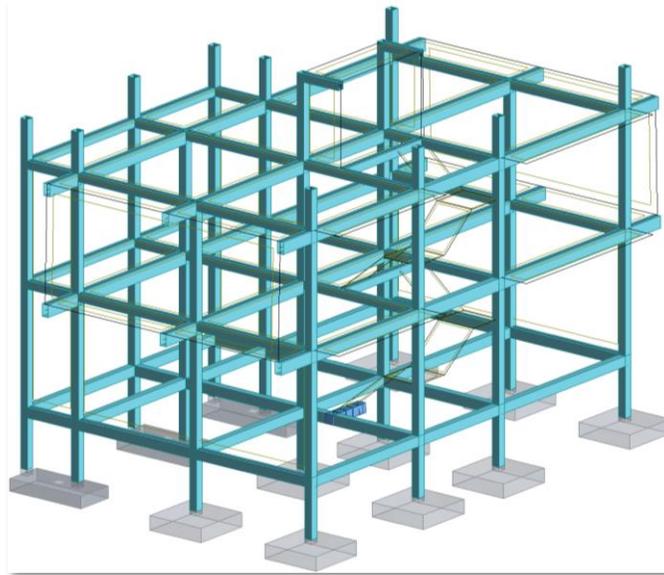
Resistencia característica

$$f'_c = 25MPa$$

3.2.4. Esfuerzos en elementos estructurales

Una vez introducidas las cargas correspondientes en el programa de análisis, se realizan los cálculos con elementos finitos utilizando un mallado de 0.25m para una mejor discretización de los resultados en la siguiente Figura 3.5. se aprecia el modelo tridimensional para su respectivo análisis.

Figura 3.5. *Modelo tridimensional de la estructura*

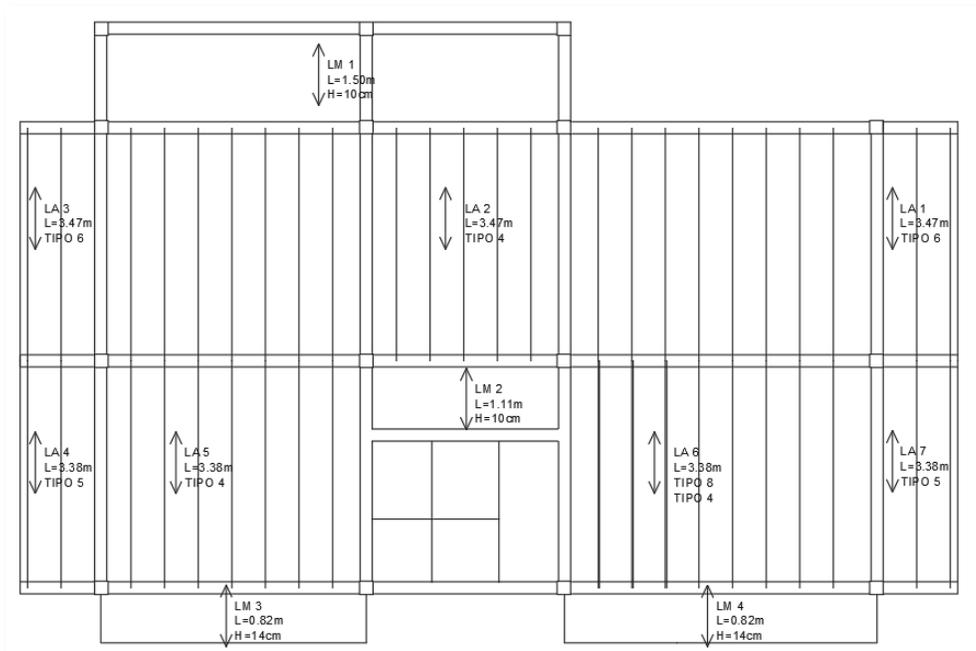


Nota. Elaboración propia

3.2.5. Cubierta y entrepisos

Para el diseño de las losas alivianadas se realizará la verificación de la losa (LA6) ubicada en la planta baja y posteriormente el diseño la losa maciza de hormigón armado (LM3). El diseño de las losas restantes se encuentra en Anexo 9.

Figura 3.6. Vista en planta de las losas en la planta baja y planta alta



Nota: Se muestra la dirección de las viguetas en las losas aligeradas y la dirección del armado de las losas macizas.

Análisis de la losa aligerada

LOSA PLANTA BAJA (LA 6)

$L=3.38m$

Peso propio vigueta de altura 15cm: $166kg/m^2$

Carga permanente de piso de baño: $209kg/m^2$

Carga de muro sobre vigueta: $501kg/m^2$

Carga de uso: $200kg/m^2$

Combinación:

BAJO EL MURO: $1.2(876) + 1.6(200) = 1371kg/m^2$

$$M_{max} = 1958kg \text{ m/m}$$

USAR VIGUETAS **TIPO 8** BAJO EL MURO Y PISO DE BAÑO

RESTO DE LA LOSA: $1.2(285) + 1.6(200) = 662\text{kg/m}^2$

$$M_{max} = 945\text{kg m/m}$$

USAR VIGUETAS TIPO 4

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.3.2)

$$\rho = 0.0015$$

$$A_{s\ rt} = 0.75\text{cm}^2$$

Ø6 c/25cm

$$A_s = 1.13\text{cm}^2\text{Ok..}$$

Momento máximo negativo

$$M_{max} = 6.53\text{KN m/m}$$

Armadura calculada

$$A_s = 1.20\text{cm}^2$$

Entonces

$$A_s = 1.20 - 1.13 = 0.07\text{cm}^2$$

Ø8mm c/50cm + Ø6mm c/25cm

Análisis de la losa maciza de hormigón armado (LM 3)

Longitud: 0.82m

Peso propio h=14cm: 3.36KN/m^2

Carga permanente: 1.19KN/m^2

Carga de uso: 3KN/m^2

Carga de muro: 7.31KN

Entonces:

Distribuida: $1.2(4.55) + 1.6(2) = 8.66\text{KN/m}^2$

Puntual: $1.2(7.31) = 8.77\text{KN}$

$$M_u = 8.77 * 0.82 + 8.66 * \frac{0.82^2}{2} = 10.10 \text{KNm/m}$$

$$f'_c = 25 \text{MPa}$$

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

$$b_w = 100 \text{cm. (Se calcula para una franja de 1m)}$$

$$h = 14 \text{cm}$$

$$r = 2 + 0.6 + 0.3 = 2.9 \text{cm}$$

$$d = 11.1 \text{cm}$$

$$M_u = 10.1 \text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s \text{ calc}} = 2.07 \text{cm}^2$$

Armadura provista:

$$\phi 6 \text{ c}/10 \text{cm}$$

$$A_{s \text{ prov}} = 2.83 \text{cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = 0.67 \text{cm}$$

$$c = 0.78 \text{cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.0395 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = 15.22 \text{KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$13.7 \text{KNm} > 10.1 \text{KNm Ok..}$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s \text{ min}} = 2.78 \text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s\max} = 14.15\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de Armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\max} = 2 * h$$

$$S_{\max} = 28\text{cm}$$

$$S_{\max} = 30\text{cm}$$

Separación mínima de Armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\min} = 2.5\text{cm}$$

$$S_{\min} = 0.6\text{cm}$$

Armadura superior provista:

Ø6 c/10cm

$$A_s = 2.83\text{cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.4.3.2):

$$\rho = \frac{0.018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{srt} = 1.67\text{cm}^2$$

Ø6 c/15cm

$$A_s = 1.88\text{cm}^2$$

Armadura inferior provista:

Ø6 c/10cm

$$A_s = 2.83\text{cm}^2 > A_{s\min} \text{ Ok..}$$

Verificación a cortante: (NB 22.5.5.1. y 7.4.3.2.):

$$V_u = 8.77\text{KN} + 8.66 * (0.82 - 0.111) = 9.56\text{KN}$$

$$V_c = 92.5\text{KN}$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

$$34.7\text{KN} > 9.56\text{KN OK.. No es necesario As de corte}$$

Verificación de deflexiones:

$$A_s = 2.83\text{cm}^2$$

$$A'_s = 2.83\text{cm}^2$$

$$L = 0.82\text{m}$$

$$h = 14\text{cm}$$

$$bw = 100\text{cm}$$

$$f_{cr} = 3.1\text{MPa}$$

$$M_{cr} = 10.13\text{KNm}$$

Inercia de sección fisurada

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

$$E_c = 19150\text{MPa}$$

$$\text{Carga distribuida: } (4.55) + (2) = 6.55\text{KN/m}^2$$

$$\text{Carga puntual: } (7.31) = 7.31\text{KN}$$

$$Ms(D) = 7.52\text{KNm/m}$$

$$I = 22866\text{cm}^4$$

$$P = 7.31\text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.031\text{cm}$$

$$w = 4.55\text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.006\text{cm}$$

$$(D) \delta_{cal} = 0.037\text{cm}$$

$$Ms(D + L) = 8.2\text{KNm/m}$$

$$I = 22866\text{cm}^4$$

$$P = 7.31\text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.031\text{cm}$$

$$w = 6.55\text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.008\text{cm}$$

$$(D + L) \delta_{cal} = 0.039\text{cm}$$

$$(L) \delta_{cal} = 0.003\text{cm}$$

$$Ms (D + 0.3L) = 7.72\text{KNm/m}$$

$$I = 22866\text{cm}^4$$

$$P = 7.31\text{KN}$$

$$\delta_{cal} = 0.031\text{cm}$$

$$w = 5.15\text{KN/m}$$

$$\delta_{cal} = 0.007\text{cm}$$

$$(D + 0.3L)\delta_{cal} = 0.037\text{cm}$$

$$(0.3L)\delta_{cal} = 0.001\text{cm}$$

Entonces:

$$(L) \delta_{cal} = \mathbf{0.003\text{cm}}$$

$$(D) \delta_{cal} = 0.037\text{cm}$$

$$\lambda = 1.816$$

$$(D) \delta_{dif} = \mathbf{0.066\text{cm}}$$

$$(0.3L)\delta_{cal} = 0.001\text{cm}$$

$$\lambda = 1.816$$

$$(0.3L) \delta_{dif} = \mathbf{0.001\text{cm}}$$

$$\delta_{TOTAL} = 0.070\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.171\text{cm} > 0.070\text{cm OK..}$$

3.2.6. Estructura de sustentación de la edificación

3.2.6.1. Diseño de vigas

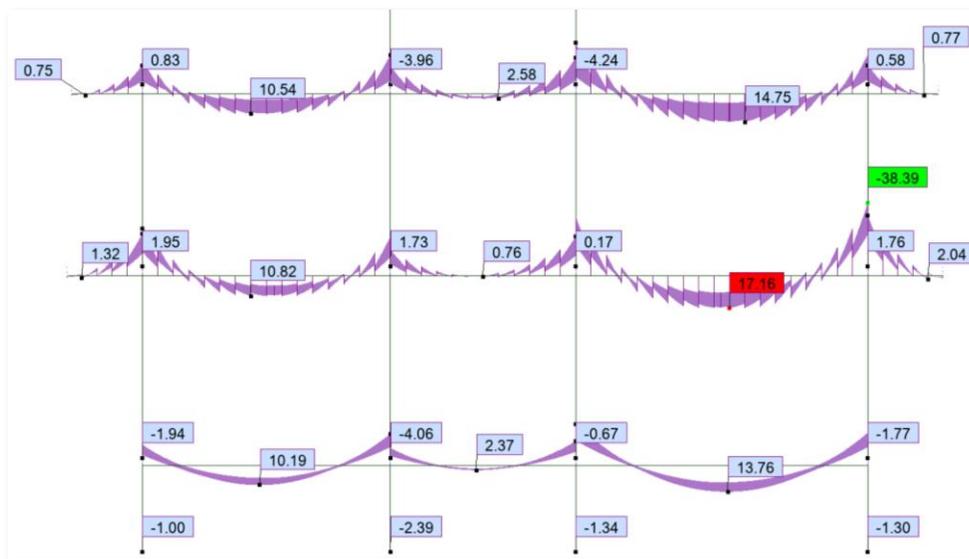
Predimensionamiento de viga

Se determina la altura mínima según la relación $l/21$ como viga con ambos extremos continuos, especificado en la Tabla 9.3.1.1. de la Norma NB 1225001. Realizando el cálculo para la mayor longitud se obtiene una altura mínima de 24.67cm.

Entonces una viga mínima de 25 x 18.

Diseño de vigas a flexión

Figura 3.7. Diagrama de envolvente de momento en vigas



Nota. Se muestra la ubicación de la viga más solicitada V-111

Cálculo para el momento negativo

Cálculo de la armadura negativa de la viga, lado derecho

$$f'_c = 25\text{MPa}$$

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

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

$$h = 30\text{cm}$$

$$r = 2+0.6+0.6=3.2\text{cm}$$

$$d = 26.8\text{cm}$$

$$M_u = -38.39\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s \text{ calc}} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Armadura provista:

4pas \varnothing 12

$$A_{s \text{ prov}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = 5.91 \text{ cm}$$

$$c = 6.96 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.0086 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = 53.93 \text{ KNm}$$

$$\varnothing M_n > M_u$$

$$48.54 \text{ KNm} > 38.39 \text{ KNm Ok..}$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s \text{ min}} = 1.21 \text{ cm}^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s \text{ max}} = 6.15 \text{ cm}^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de Armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\text{máx}} = 2 * h$$

$$S_{\text{máx}} = 60 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm}$$

Separación mínima de Armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\text{mín}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 1.2\text{cm}$$

$$S_{\min} = \frac{4}{3} * 1.9$$

$$S_{\min} = 2.53\text{cm}$$

$$S_{cal} = \frac{18 - 2 * 2 - 2 * 0.6 - 4 * 1.2}{4 - 1}$$

$$S_{cal} = 2.67\text{cm Ok..}$$

Armadura superior provista:

4pasØ12

$$A_s = 4.52\text{cm}^2$$

Armadura por retracción y temperatura (NB 24.4.4.3.2):

$$\rho = \frac{0.018 * 420}{500} = 0.0015$$

$$A_{srt} = 0.72\text{cm}^2$$

Cálculo de la armadura negativa de la viga, lado izquierdo

$$M_u = -31.14\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s\text{ calc}} = 2.77\text{cm}^2$$

Armadura provista:

3pasØ12

$$A_{s\text{ prov}} = 3.39\text{cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = 3.39\text{cm}$$

$$c = 5.22\text{cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.0124 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = 41.7\text{KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$37.53\text{KNm} > 31.14\text{KNm Ok..}$$

Armadura superior provista:

3pas ϕ 12

$$A_s = 3.39\text{cm}^2$$

Cálculo para el momento positivo

$$M_u = 17.16\text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s\text{ calc}} = 1.46\text{cm}^2$$

Armadura provista:

3pas ϕ 8

$$A_{s\text{ prov}} = 1.51\text{cm}^2$$

Comprobar si la sección se encuentra controlada por la tensión:

$$a = 1.97\text{cm}$$

$$c = 2.32\text{cm}$$

$$\varepsilon_t = 0.0319 > 0.005 \text{ Ok.. Controlada a tensión}$$

Comprobar $M_n > M_u$

$$M_n = 19.61\text{KNm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$17.65KNm > 17.16KNm \text{ Ok..}$$

Armadura mínima en flexión (NB 9.6.1.2.):

$$A_{s \min} = 1.22cm^2 \text{ Ok..}$$

Armadura máxima:

$$A_{s \max} = 6.20cm^2 \text{ Ok..}$$

Separación máxima de Armaduras (NB 7.7.2):

$$S_{\max} = 2 * h$$

$$S_{\max} = 60m$$

$$S_{\max} = 30cm$$

Separación mínima de Armaduras (NB 25.2.1):

$$S_{\min} = 2.5cm$$

$$S_{\min} = 0.8cm$$

$$S_{\min} = \frac{4}{3} * 1.9$$

$$S_{\min} = 2.53cm$$

$$S_{cal} = \frac{18 - 2 * 2 - 2 * 0.6 - 3 * 0.8}{3 - 1}$$

$$S_{cal} = 5.2cm \text{ Ok..}$$

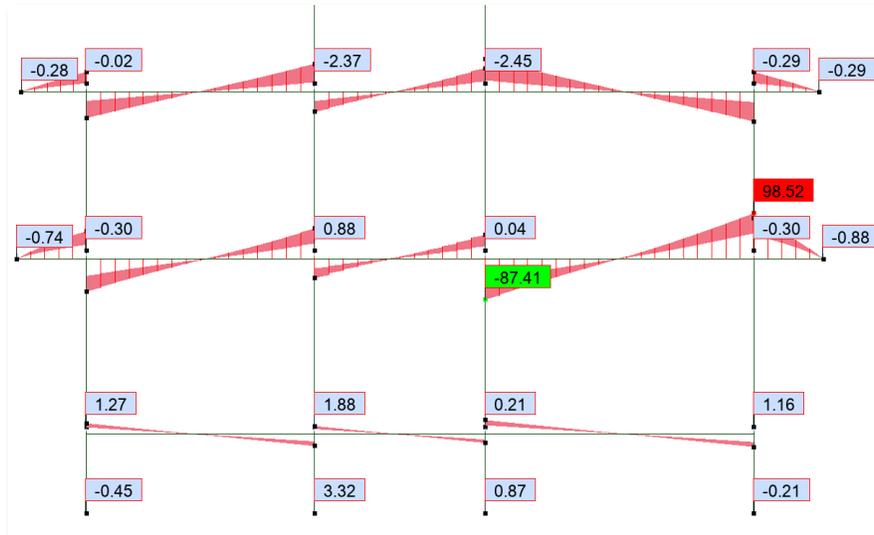
Armadura inferior provista:

3pasØ8

$$A_s = 1.51cm^2$$

Diseño por cortante

Figura 3.8. Envolvente de esfuerzos de corte



Nota. Se muestra la ubicación de la viga más solicitada V-111

Cálculo de refuerzo a corte, lado derecho

Verificación a cortante: (NB 22.5.5.1. y 7.4.3.2):

$$V_u = 98.52 \text{KN}$$

$$V_c = 40.20 \text{N}$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

$30.15 \text{KN} > 98.52 \text{KN}$ Es necesario A_s de corte

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

$$V_s = 91.16 \text{KN}$$

Diseño de estribos:

Usando estribos de $\phi 6 \text{mm}$

$$A_v = 0.57 \text{cm}^2$$

$$d = 26.8\text{cm}$$

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

Resistencia a cortante proporcionada por el acero (NB 22.5.10.5.3):

$$s_{\text{teórico}} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s * 10}$$

$$s_{\text{teórico}} = 8.31\text{cm}$$

Refuerzo mínimo de cortante (NB 9.6.3.3):

$$s_{\text{máx}} = \frac{A_v * 16 * f_y}{\sqrt{f'_c} * b}$$

$$s_{\text{máx}} = 50.27\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = \frac{A_v * f_y}{0.35 * b}$$

$$s_{\text{máx}} = 44.88\text{cm}$$

Límites de espaciamiento en armadura de corte (NB 9.7.6.2.2):

$$s_{\text{máx}} = d/2$$

$$s_{\text{máx}} = 13.4\text{cm}$$

Entonces:

$$s = 8.31\text{cm}$$

Adoptamos:

Estribos de $\emptyset 6$ cada 5cm en la parte más solicitada (0.7m)

Estribos de $\emptyset 6$ cada 10cm en el resto de la viga

Cálculo de refuerzo a corte, lado izquierdo

Verificación a cortante: (NB 22.5.5.1 y 7.4.3.2):

$$V_u = 87.41KN$$

$$V_c = 40.20N$$

Entonces:

$$\phi V_n > V_u$$

$30.15KN > 87.41KN$ Es necesario As de corte

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

$$V_s = 76.35KN$$

Diseño de estribos:

Usando estribos de $\phi 6mm$

$$A_v = 0.57cm^2$$

$$d = 26.8cm$$

$$b = 18cm$$

Resistencia a cortante proporcionada por el acero (NB 22.5.10.5.3):

$$S_{teórico} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s * 10}$$

$$S_{teórico} = 9.93cm$$

Refuerzo mínimo de cortante (NB 9.6.3.3)

$$S_{máx} = \frac{A_v * 16 * f_y}{\sqrt{f'_c} * b}$$

$$S_{máx} = 50.27cm$$

$$S_{máx} = \frac{A_v * f_y}{0.35 * b}$$

$$S_{máx} = 44.88cm$$

Límites de espaciamento en armadura de corte (NB 9.7.6.2.2)

$$s_{m\acute{a}x} = d/2$$

$$s_{m\acute{a}x} = 13.4cm$$

Entonces:

$$s = 9.93cm$$

Adoptamos:

Estribos de $\varnothing 6$ cada 5cm en la parte más solicitada (0.7m)

Estribos de $\varnothing 6$ cada 10cm en el resto de la viga

Longitud de empalmes

Longitud de empalme para barras a compresión

La NB 1225001 nos indica que la longitud de empalme por traslapeo en compresión (l_{sc}) de barras corrugadas se calcula de la siguiente manera:

Longitud de empalme por traslapeo de barras a compresión (NB 25.5.5.1):

$$f_y > 420MPa$$

$$l_{sc} \geq (0.13f_y - 24)d_b$$

$$l_{sc} \geq 300mm$$

Para 12mm:

$$l_{sc} \geq 492mm$$

Para 10mm:

$$l_{sc} \geq 410mm$$

Para 8mm:

$$l_{sc} \geq 328mm$$

Longitud de empalme para barras a tracción

La NB 1225001 nos indica que la longitud de empalme por traslapo en tracción (l_{st}) depende de la longitud de desarrollo (l_d).

Calculamos primeramente la longitud de desarrollo a tracción:

Longitud de anclaje de barras a tracción (NB 25.4.2.2):

Para $d_b < 20mm$:

$$l_d = \frac{12 * f_y * \psi_t * \psi_e * d_b}{25 * \lambda * \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$\psi_e = 1$, armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc

$\psi_t = 1$, no más de 300mm de hormigón fresco colocado bajo la armadura horizontal

Para 12mm:

$$l_d \geq 576mm$$

Para 10mm:

$$l_d \geq 480mm$$

Para 8mm:

$$l_{sc} \geq 384mm$$

El mayor de:

Longitud de empalme por traslapo de barras a tracción (NB 25.5.2.1):

$$l_{st} \geq 1.3l_d$$

$$l_{st} \geq 300mm$$

Para 12mm:

$$l_{st} \geq 748mm$$

Para 10mm:

$$l_{st} \geq 624mm$$

Para 8mm:

$$l_{sc} \geq 499mm$$

Longitud de anclaje de ganchos estándar en tracción

La longitud de anclaje, (l_{dh}) para barras corrugas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de:

Longitud de anclaje de ganchos estándar en tracción (NB 25.4.3.1):

$$l_{dh} \geq \frac{0.24 * f_y * \psi_e * \psi_c * \psi_r * d_b}{\lambda * \sqrt{f'_c}}$$

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

$$l_{dh} \geq 150mm$$

Donde:

$\psi_e = 1$, armadura sin recubrimiento o armadura recubierta con zinc

$\psi_c = 0.7$, para ganchos de barras < 12mm con recubrimiento lateral

$\psi_r = 1$, otras

Para 12mm:

$$l_{dh} \geq 202mm$$

Para 10mm:

$$l_{dh} \geq 168mm$$

Para 8mm:

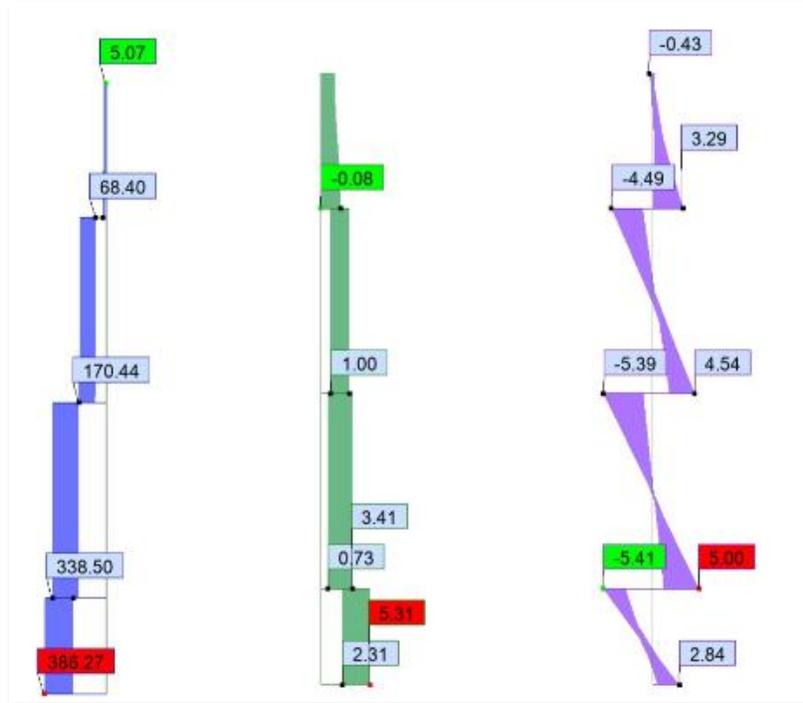
$$l_{dh} \geq 134mm$$

3.2.6.2. Diseño de columnas

Según las recomendaciones de la normativa (NB 10.3.1.1) indica que la dimensión mínima de la columna debe ser de 20cm en columnas rectangulares o cuadradas.

Diseño de columna central 20x20

Figura 3.9. *Envolvente de esfuerzos en columna central*



Nota. Se muestra los esfuerzos máximos en la columna indicada.

Datos:

$$f'_c = 25MPa$$

$$f_y = 500MPa$$

$$b = 20cm$$

$$h = 20cm$$

$$r = 2.0cm$$

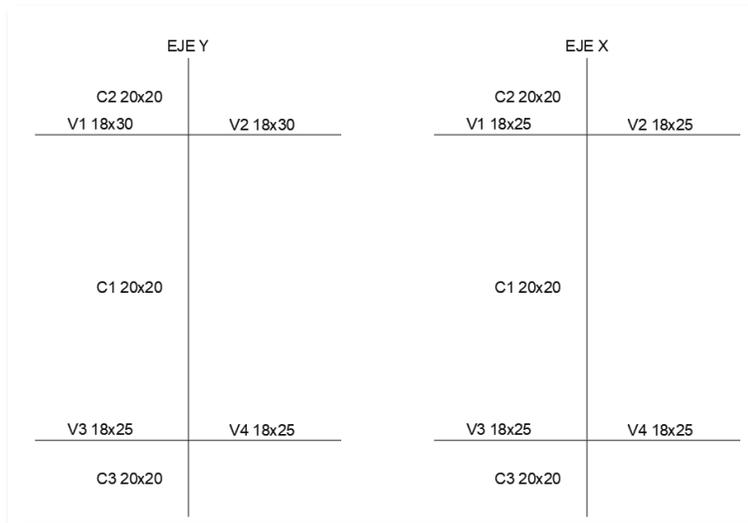
$$L = 3.05m$$

Diseño de armaduras de compresión:

Relación de elementos comprimidos y a flexión en el plano a considerar (NB 6.2.5):

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E_c * I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_v * I_v}{L_v}}$$

Figura 3.10. Columnas y vigas en el extremo de la columna



Nota. Elaboración propia.

Momentos de inercia para el análisis elástico (NB 6.6.3.1.1)

Momentos de inercia en columnas = $0.7 I_g$

Momentos de inercia en vigas = $0.35 I_g$

ψ_{AX} = Grado de empotramiento en la cabeza de la columna

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{C2}}{L_{C2}} + \frac{I_{C1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{V1}}{L_{V1}} + \frac{I_{V2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{13333 * 0.7}{289} + \frac{13333 * 0.7}{305}}{\frac{23438 * 0.35}{347} + \frac{23438 * 0.35}{338}}$$

$$\psi_{AX} = 1.31$$

ψ_{BX} = Grado de empotramiento en el pie de la columna

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{C3}}{L_{C3}} + \frac{I_{C1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{V3}}{L_{V3}} + \frac{I_{V4}}{L_{V4}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{13333 * 0.7}{150} + \frac{13333 * 0.7}{305}}{\frac{23438 * 0.35}{347} + \frac{23438 * 0.35}{338}}$$

$$\psi_{BX} = 1.94$$

ψ_{AY} = Grado de empotramiento en la cabeza de la columna

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{C2}}{L_{C2}} + \frac{I_{C1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{V1}}{L_{V1}} + \frac{I_{V2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{13333 * 0.7}{289} + \frac{13333 * 0.7}{305}}{\frac{40500 * 0.35}{295} + \frac{40500 * 0.35}{465}}$$

$$\psi_{AY} = 0.8$$

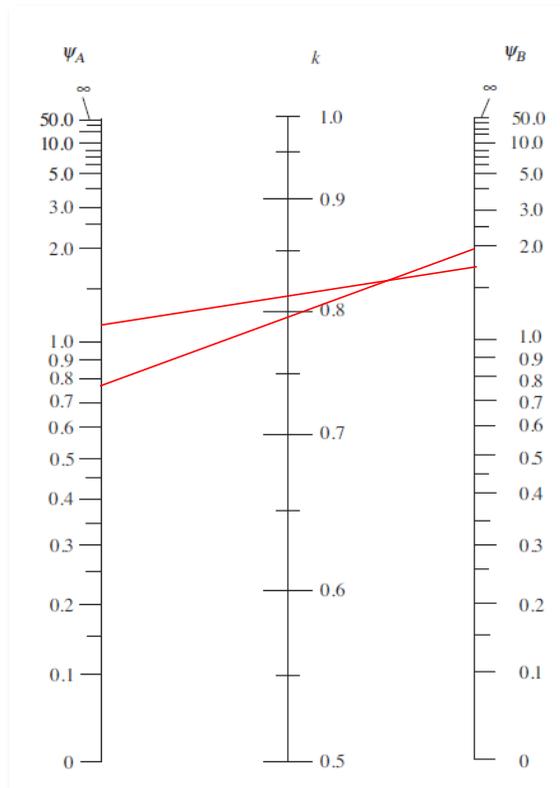
ψ_{BY} = Grado de empotramiento en el pie de la columna

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{C3}}{L_{C3}} + \frac{I_{C1}}{L_{C1}}}{\frac{I_{V3}}{L_{V3}} + \frac{I_{V4}}{L_{V4}}}$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{13333 * 0.7}{150} + \frac{13333 * 0.7}{305}}{\frac{23438 * 0.35}{295} + \frac{23438 * 0.35}{465}}$$

$$\psi_{BY} = 2.04$$

Figura 3.11. Factores de longitud efectiva



Nota. Elaboración propia.

$$K_x = 0.82 \quad K_y = 0.80$$

Efectos de esbeltez (NB 6.2.5.)

$$\frac{k * l_u}{r} < 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0.82 * 275}{0.3 * 20} < 45.11$$

$$37.58 < 45.11 \text{ Ok..}$$

$$\frac{k * l_u}{r} < 40$$

$$\frac{0.86 * 275}{0.3 * 20} < 40$$

$$39.42 < 40 \text{ Ok..}$$

Entonces se desprecia los efectos de esbeltez

Tabla 3.7. Lista de esfuerzos y armadura calculada para cada combinación de la columna C-11

	P_u (KN)	M_{uz} (KNm)	e (cm)	γ	K_n	R_n	ρ_z	$A_{s\text{ cal}}$ cm^2
COMB 1	276.84	4.00	1.44	0.68	0.426	0.031	0.01	4.0
COMB 2	314.85	4.25	1.35	0.68	0.484	0.033	0.01	4.0
COMB 31	338.50	3.81	1.13	0.68	0.521	0.029	0.01	4.0
COMB 32	306.53	2.24	0.73	0.68	0.472	0.017	0.01	4.0
COMB 33	299.00	4.47	1.49	0.68	0.460	0.034	0.01	4.0
COMB 41	298.08	2.41	0.81	0.68	0.459	0.019	0.01	4.0
COMB 42	288.66	5.39	1.87	0.68	0.444	0.041	0.01	4.0
COMB 51	182.60	1.19	0.65	0.68	0.281	0.009	0.01	4.0
COMB 52	173.18	4.05	2.32	0.68	0.266	0.031	0.01	4.0

Nota. Elaboración propia

Entonces:

4pas $\varnothing 12mm$

$$A_{s\text{ prov}} = 4.52cm^2$$

Verificaciones:

Resistencia axial a compresión (NB 22.4.2.2.)

$$\phi P_n = \phi * 0.80 * [0.85 * f_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

$$\phi P_n = 0.65 * 0.80 * [0.85 * 25 * (400 - 4.52)/10 + 500 * 4.52/10]$$

$$\phi P_n = 554.32KN$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$338.5KN \leq 554.32KN \text{ Ok..}$$

Armadura longitudinal mínima y máxima (NB 10.6.1)

$$A_{s \text{ mín}} = 1\% * b * h = 0.01 * 20 * 20 = 4.0\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 8\% * b * h = 0.08 * 20 * 20 = 32.0\text{cm}^2 \text{ Ok..}$$

- Diseño a cortante

$$V_u = 3.41\text{KN}$$

$$N_u = 338.5\text{KN}$$

Resistencia a cortante del hormigón (NB 22.5.6.1)

$$V_c = \frac{\lambda * \sqrt{f_c}}{6 * 10} * \left(1 + \frac{N_u * 10}{14 * A_g}\right) * b * d$$

$$V_c = \frac{1 * \sqrt{25}}{6 * 10} * \left(1 + \frac{338.5 * 10}{14 * 400}\right) * 20 * 16.8 = 44.93\text{KN}$$

NB 22.5.6.1 b)

$$V_c = \frac{0.29}{10} * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d * \sqrt{1 + \frac{0.29 * N_u * 10}{A_g}}$$

$$V_c = \frac{0.29}{10} * 1 * \sqrt{25} * 20 * 16.8 * \sqrt{1 + \frac{0.29 * 338.5 * 10}{400}} = 90.55\text{KN}$$

$$V_u < 0.5 * \phi * V_c$$

$$3.41\text{KN} < 0.5 * 0.75 * 44.93$$

3.41KN < 16.85KN, la pieza resiste, necesita refuerzo mínimo

Armadura mínima para cortante:

Diámetro de la barra de estribo mínima (NB 25.7.2.2)

$$d_{be} \geq 6\text{mm} \text{ Ok..}$$

$$d_{be} \geq 0.25d_b \text{ Ok..}$$

Usando estribos de $\phi 6\text{mm}$

$$A_v = 0.57 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima para cortante (NB 10.6.2.2):

$$s = \frac{A_v * 16 * f_{yt}}{\sqrt{f_c} * b_w}$$

$$s = \frac{0.57 * 16 * 500}{\sqrt{25} * 20} = 45.6 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_v * f_{yt}}{0.34 * b_w}$$

$$s = \frac{0.57 * 500}{0.34 * 20} = 41.9 \text{ cm}$$

Separación entre estribos máxima (NB 25.7.2.1)

$$s = 12d_b$$

$$s = 14.4 \text{ cm}$$

$$s = 36d_{be}$$

$$s = 21.6 \text{ cm}$$

$$s = b \text{ ó } h$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Se aplicará estribos $\phi = 6 \text{ mm}$ c/10cm

3.2.7. Diseño de fundación aislada

Se realiza el diseño de la cimentación aislada de la columna (P11), a continuación, se detallan los datos necesarios y el procedimiento de cálculo.

$CM = 386.27 \text{ KN}$ Carga mayorada (ELU)

$CSM = 314.19 \text{ KN}$ Carga sin mayorar (ELS)

Profundidad de cimentación = 1.5m

$\delta_s = 18 \text{ KN/m}^3$ Peso de suelo

$\delta_H = 24 \text{ KN/m}^3$ Peso de hormigón

$q_{adm} = 190 \text{ KN/m}^2$ Presión permisible (Arena inorgánica compacta y mezclas de limo)

$f_y = 500 \text{ MPa}$

$f'_c = 25 \text{ MPa}$

Suponer una altura de zapata

$h = 35\text{cm}$ (Mínimo 25cm)

$r = 4 + 0.5 = 4.5\text{cm}$

$d = 30.5\text{cm}$

Peso de zapata

$$\text{Zapata} = \frac{24\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.35 = 8.4\text{KN/m}^2$$

Peso de suelo

$$\text{Suelo} = \frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 1.15\text{m} = 20.7\text{KN/m}^2$$

Calcular presión efectiva

$$\begin{aligned} q_e &= q_{adm} - \text{Zapata} - \text{Suelo} \\ q_e &= 190\text{KN/m}^2 - 8.4\text{KN/m}^2 - 20.7\text{KN/m}^2 \\ q_e &= 160.9\text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

Ancho requerido de zapata

$$\begin{aligned} A &= \frac{CSM}{q_e} \\ A &= \frac{314.19}{160.9} \\ A &= 1.95 \end{aligned}$$

$$A = 2.25\text{m}^2 \text{ (} B = 1.5\text{m)}$$

Presión de apoyo para diseño por resistencia

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{CM}{A} \\ q_u &= \frac{386.27}{2.25} \end{aligned}$$

$$q_u = 171.68 \text{KN/m}^2$$

Peralte requerido para el cortante por punzonado en dos direcciones (NB 22.6.5.2)

$$b_o = 4 * (20 + 30.5) = 202 \text{cm}$$

$$V_{u2} = (2.25 - 0.505^2) * 171.68 = 342.5 \text{KN}$$

(NB 22.6.5.2 a)

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

$$d = \frac{6 * 342.5 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25} * 202} = 27.13 \text{cm} < 30.5 \text{cm Ok..}$$

(NB 22.6.5.2 b)

No es aplicable a menos que $\beta_c > 2$

$$\beta_c = \frac{20}{20} = 1 > 2 \text{ No aplica}$$

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{8}{\beta_c} + 1\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

(NB 22.6.5.2 c)

*No es aplicable a menos que $b_o > \alpha_s * d$*

$$\alpha_s = 40 \text{ columnas interiores}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ columnas de borde}$$

$$\alpha_s = 20 \text{ columnas en esquina}$$

$$202 > 40 * 31$$

$$202 > 1240 \text{ No aplica}$$

$$d = \frac{12 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

Peralte requerido para el cortante en una dirección (NB 22.5.5.1)

$$V_{u1} = 1.5 * \left(\frac{1.5}{2} - \frac{0.20}{2} - 0.305 \right) * 171.68 = 88.84 \text{KN}$$

$$d = \frac{V_{u1} * 6 * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

$$d = \frac{88.84 * 6 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25} * 150} = 9.48 \text{cm} < 30.5 \text{cm Ok..}$$

Usar $h=35 \text{cm}$

Momentos en la cara de la columna (NB 13.2.7.1)

$$M_u = \frac{\text{Distancia}^2}{2} * B * q_u$$

$$M_u = \frac{(0.65 \text{m})^2}{2} * 1.50 \text{m} * 171.68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 54.4 \text{KNm}$$

$$\phi = 0.9$$

Armadura calculada:

$$A_{s \text{ calc}} = 4.00 \text{cm}^2$$

Armadura mínima (9.6.1.2):

$$A_{s \text{ min}} = 11.44 \text{cm}^2$$

Armadura principal provista:

15Ø10mm

$$A_{s \text{ prov}} = 11.78 \text{cm}^2$$

Longitud de desarrollo:

$$l_{d \text{ disponible}} = \frac{150}{2} - \frac{20}{2} - 4 = 61 \text{cm}$$

$$l_{d \text{ 10mm}} = 48.0 \text{cm Ok..}$$

3.2.8. Diseño de fundación combinada

Se realiza el diseño de la cimentación combinada de la columna P5 y P6, a continuación, se detallan los datos necesarios y el procedimiento.

$CM = 154.7KN$ Carga mayorada (ELU) (P5)

$CM = 253.7KN$ Carga mayorada (ELU) (P6)

$CSM = 126.3KN$ Carga sin mayorar (ELS) (P5)

$CSM = 206.0KN$ Carga sin mayorar (ELS) (P6)

Profundidad de cimentacion = 1.5m

$\delta_s = 18 KN/m^3$ Peso de suelo

$\delta_H = 24 KN/m^3$ Peso de hormigón

$q_{adm} = 190 KN/m^2$ Presión permisible (Arena inorgánica compacta y mezclas de limo)

$f_y = 500 MPa$

$f'_c = 25 MPa$

Suponer una altura de zapata

$h = 30cm$ (Mínimo 25cm)

$r = 4 + 0.5 = 4.5cm$

$d = 25.5cm$

Peso de zapata

$$Zapata = \frac{24KN}{m^3} * 0.3m = 7.2KN/m^2$$

Peso de suelo

$$Suelo = \frac{18KN}{m^3} * 1.2m = 21.6KN/m^2$$

Calcular presión efectiva

$$q_e = q_{adm} - Zapata - Suelo$$

$$q_e = 190KN/m^2 - 7.2KN/m^2 - 21.6KN/m^2$$

$$q_e = 161.2KN/m^2$$

Ancho requerido de zapata

$$A = \frac{CSM}{q_e}$$

$$A = \frac{332.3}{161.2}$$

$$A = 2.06m^2$$

Localización del C.G. de cargas de servicio de las columnas

$$X \text{ del C.G. de columna izq} = \frac{1.465 * 206.0}{332.3} = 0.908$$

$$\text{Distancia del lindero al C.G.} = \frac{0.20}{2} + 0.908 = 1.01\text{m}$$

$$\text{Longitud de zapata} = 2 * 1.01 = 2.02 = 2.10\text{m}$$

Entonces: Zapata de 2.10m x 1.00m = 2.10m² Ok..

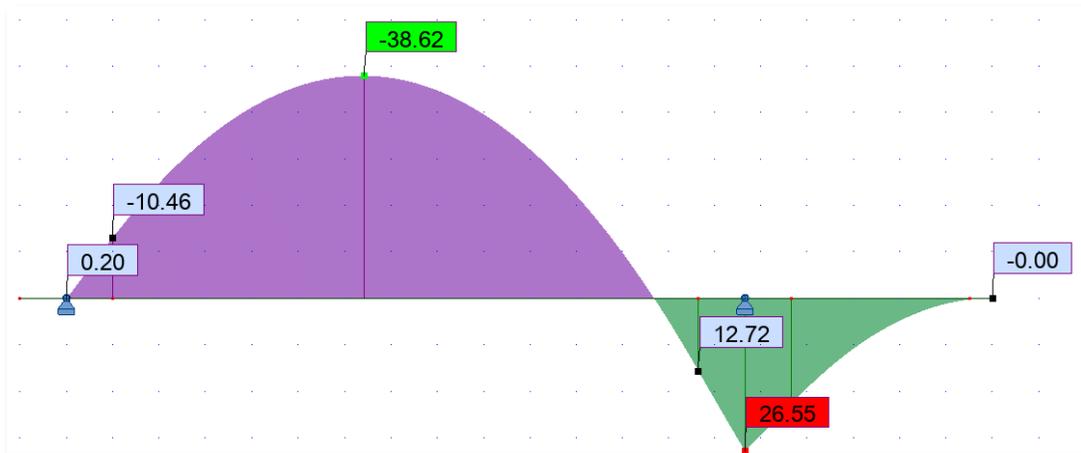
Presión de apoyo para diseño por resistencia

$$q_u = \frac{CM}{A}$$

$$q_u = \frac{408.4}{2.10}$$

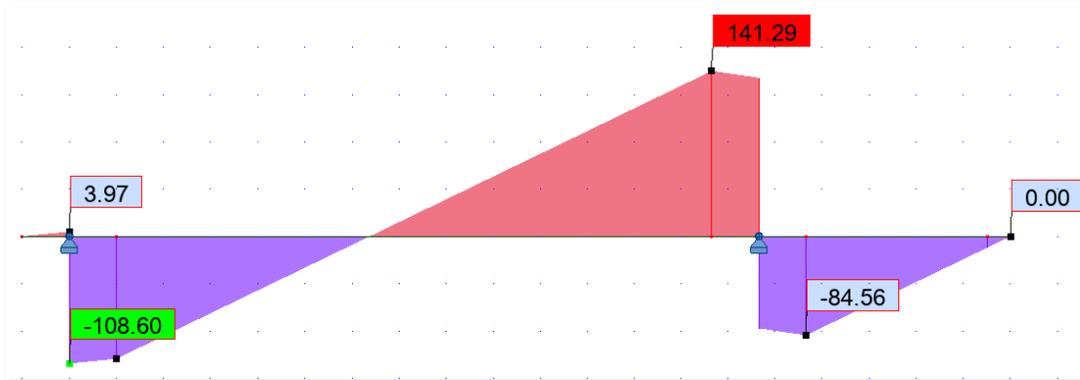
$$q_u = 194.5\text{KN/m}^2$$

Figura 3.12a. Trazado de los diagramas de esfuerzo de momento en zapatas combinadas



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.12b. Trazado de los diagramas de esfuerzo cortante en zapatas combinadas



Nota. Elaboración propia.

Peralte requerido para el cortante por punzonado en dos direcciones (NB 22.6.5.2)

$$b_o = 4 * (20 + 25.5) = 182cm$$

$$COLUMNNA INT. V_{u2} = 253.7 - (194.5 * 0.455^2) = 213.43KN$$

(NB 22.6.5.2 a)

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

$$d = \frac{6 * 213.43 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25} * 182} = 18.76cm < 25.5cm Ok..$$

(NB 22.6.5.2 b)

No es aplicable a menos que $\beta_c > 2$

$$\beta_c = \frac{20}{20} = 1 > 2 \text{ No aplica..}$$

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{8}{\beta_c} + 1\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

(NB 22.6.5.2 c)

No es aplicable a menos que $b_o > \alpha_s * d$

$$\alpha_s = 40 \text{ columnas interiores}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ columnas de borde}$$

$$\alpha_s = 20 \text{ columnas en esquina}$$

$$182 > 40 * 25.5$$

$$182 > 1020 \text{ No aplica}$$

$$d = \frac{12 * V_{u2} * 10}{\phi \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

Peralte requerido para el cortante por punzonado en dos direcciones (NB 22.6.5.2)

$$b_o = 2 * 35 + 50 = 120 \text{ cm}$$

$$\text{COLUMNA EXT. } V_{u2} = 154.7 - (194.5 * 0.35 * 0.50) = 120.66 \text{ KN}$$

(NB 22.6.5.2 a)

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

$$d = \frac{6 * 120.66 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25} * 120} = 16.09 \text{ cm} < 25.5 \text{ cm Ok..}$$

(NB 22.6.5.2 b)

No es aplicable a menos que $\beta_c > 2$

$$\beta_c = \frac{20}{20} = 1 > 2 \text{ No aplica..}$$

$$d = \frac{6 * V_{u2} * 10}{\phi * \left(\frac{8}{\beta_c} + 1 \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

(NB 22.6.5.2 c)

*No es aplicable a menos que $b_o > \alpha_s * d$*

$$\alpha_s = 40 \text{ columnas interiores}$$

$$\alpha_s = 30 \text{ columnas de borde}$$

$$\alpha_s = 20 \text{ columnas en esquina}$$

$$120 > 30 * 25.5$$

120 > 765 No aplica

$$d = \frac{12 * V_{u2} * 10}{\phi \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o}$$

Peralte requerido para el cortante en una dirección (NB 22.5.5.1)

$$V_{u1} = 141.29 - 0.255 * 194.48 = 91.7KN$$

$$d = \frac{V_{u1} * 6 * 10}{\phi * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w}$$

$$d = \frac{91.7 * 6 * 10}{0.75 * 1 * \sqrt{25} * 100} = 14.67cm < 25.5cm Ok..$$

Usar $h=30cm$

Diseño de acero longitudinal

$$M_u = -38.62KNm \quad M_u = 26.55KNm$$

$$A_{s \text{ calc}} = 3.42cm^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 6.38cm^2$$

Armadura longitudinal provista:

9pasØ10mm

$$A_{s \text{ prov}} = 7.07cm^2$$

Diseño de acero del claro corto bajo la columna interior

Suponemos que el acero se extiende sobre un ancho = $20 + 2 * \frac{25.5}{2} = 45.5cm$

$$M_u = \frac{253.7}{1} * \frac{0.40^2}{2} = 23.3KNm$$

$$A_{s \text{ calc}} = 2.07cm^2$$

$$A_{s \min} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Armadura provista:

4pasØ10mm

$$A_{s \text{ prov}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Diseño de acero del claro corto bajo la columna exterior

Suponemos que el acero se extiende sobre un ancho = $20 + \frac{25.5}{2} = 45.5 \text{ cm}$

$$M_u = \frac{154.7}{1} * \frac{0.40^2}{2} = 12.38 \text{ KNm}$$

$$A_{s \text{ calc}} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Armadura provista:

4pasØ10mm

$$A_{s \text{ prov}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo:

$$l_{d \text{ disponible}} = \frac{100}{2} - \frac{20}{2} - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ 10mm}} = 48.0 \text{ cm No cumple..}$$

Usar ganchos de 90°:

$$l_{dh \text{ 10mm}} = 16.8 \text{ cm} < 36 \text{ cm Ok}$$

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

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Viviendas con mampostería estructural no reforzada

A continuación, se presenta el detalle de los costos para realizar una vivienda con mampostería estructural y en el Anexo 15 se muestran los planos estructurales.

4.1.1. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se muestran en Anexo 10.

4.1.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado para cada ítem de obra gruesa, las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en Anexo 12.

4.1.3. Presupuesto

El presupuesto se obtuvo en función a los cómputos métricos y los precios unitarios correspondientes de cada ítem. En la Tabla 4.1 se encuentra el presupuesto estimado para una vivienda con mampostería estructural.

Tabla 4.1. *Presupuesto de una vivienda con mampostería estructural no reforzada*

Nº	DESCRIPCIÓN ITEM	UNID.	ITEM MODIF.	P.U.	CANT.	COSTO P/ITEM
MÓDULO 1 (TRABAJOS PRELIMINARES)						
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	NO	5,41	104,60	565,89
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	NO	3245,08	1,00	3245,08
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m ²	SI	14,45	104,60	1511,47
MÓDULO 2 (OBRA GRUESA)						
4	EXCAVACIÓN MANUAL T.B.	m ³	SI	450,12	18,33	8250,70
5	CIMENTACIÓN DE HºAº	m ³	SI	2695,20	6,55	17653,56
6	SOBRECIMIENTO DE HºAº	m ³	SI	5530,74	1,34	7411,19
7	RELLENO Y COMPACTADO	m ³	SI	134,14	6,55	878,62
8	IMPERMEABILIZACIÓN	ml	SI	29,66	65,48	1942,14
9	COLUMNA DE CONFINAMIENTO DE HºAº	m ³	SI	7403,92	2,53	18731,92
10	MURO DE LADRILLO CERÁMICO 21H E=12CM	m ²	SI	323,14	313,56	101323,78
11	VIGA TIPO CADENA DE HºAº	m ³	SI	6881,14	2,89	19886,49
12	LOSA ALIGERADA E=15CM	m ²	SI	330,81	143,01	47309,14
13	LOSA MACIZA	m ³	SI	6484,45	8,59	55701,43

14	ESCALERA DE H°A° E=12CM	m ³	NO	7768,72	1,45	11264,64
15	EMPEDRADO MÁS CONTRA PISO	m ²	NO	248,05	93,48	23187,71
TOTAL						318863,75

Fuente. Elaboración propia.

4.1.4. Planeamiento y cronograma

El tiempo total de ejecución es de 148 días calendario, se aprecia el cálculo de la estimación en Anexo 13 y el cronograma de actividades en Anexo 14.

4.2. Vivienda aporticada de hormigón armado

A continuación, se presenta el detalle de los costos para realizar una vivienda aporticada de hormigón armado y en Anexo 15 se muestran los planos estructurales.

4.2.1. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se muestran en Anexo 10.

4.2.2. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado para cada ítem de obra gruesa, las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en Anexo 12.

4.2.3. Presupuesto

El presupuesto se obtuvo en función a los cómputos métricos y los precios unitarios correspondientes de cada ítem. En la Tabla 4.2 se encuentra el presupuesto estimado para una vivienda de hormigón armado.

Tabla 4.2. Presupuesto de una vivienda aporticada de hormigón armado

N ^o	DESCRIPCIÓN ITEM	UNID	ITEM MODIF	P.U.	CANT.	COSTO P/ITEM
MÓDULO 1 (TRABAJOS PRELIMINARES)						
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	NO	5,41	104,60	565,89
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	NO	3245,08	1,00	3245,08
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m ²	SI	14,45	119,80	1731,11
MÓDULO 2 (OBRA GRUESA)						
4	EXCAVACIÓN MANUAL T.B.	m ³	SI	450,12	45,18	20336,42
5	ZAPATAS DE H°A° AISLADAS	m ³	SI	2740,34	8,88	24334,22
6	SOBRECIMIENTO DE H°A°	m ³	SI	6187,05	3,09	19117,98
7	RELLENO Y COMPACTADO	m ³	SI	206,22	30,43	6275,27
8	IMPERMEABILIZACIÓN	ml	SI	29,66	64,95	1926,42
9	COLUMNAS DE H°A°	m ³	SI	7750,22	5,06	39216,11
9	MURO DE LADRILLO CERÁMICO 6H E=18CM	m ²	SI	286,11	313,56	89712,65
13	VIGA DE H°A°	m ³	SI	7100,71	6,77	48071,81
14	LOSA ALIGERADA E=15CM	m ²	SI	330,81	157,35	52052,95
15	LOSA MACIZA	m ³	SI	5987,25	3,34	19967,36
16	ESCALERA DE H°A° E=12CM	m ³	NO	7768,72	1,45	11264,64
17	EMPEDRADO MAS CONTRAPISO	m ²	NO	248,05	93,48	23187,71
TOTAL						361005,63

Fuente. Elaboración propia.

4.2.4. Planeamiento y cronograma

El tiempo total de ejecución es de 198 días calendario, se aprecia el cálculo de la estimación en Anexo 13 y el cronograma de actividades en Anexo 14.

4.3. Análisis comparativo (contrastación de hipótesis)

De acuerdo con el análisis estructural en el software Robot Structural considerando las cargas de la estructura y su ocupación, las características de los materiales y las verificaciones realizadas en cada uno de los muros podemos afirmar que se puede construir una vivienda familiar de dos pisos cumpliendo con la normativa NSR-10 y NB 1225001.

4.3.1. Económicamente

La vivienda con mampostería estructural no reforzada tiene un costo de 318863,75Bs y la vivienda aporticada de hormigón armado un costo de 361005,63Bs, siendo un 13,22% más

elevado la construcción de una vivienda aporricada. A continuación, se muestra la Tabla 4.3. mostrándose la variación porcentual entre los dos sistemas estructurales.

Tabla 4.3. Diferencia porcentual entre los sistemas estructurales

N°	DESCRIPCIÓN ITEM	UNID.	MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL		APORTICADA DE H°A°		DIFERENCIA (%)
			P.U.	CANT.	P.U.	CANT.	
MÓDULO 1 (TRABAJOS PRELIMINARES)							
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	5,41	104,60	5,41	104,60	0,00
2	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	3245,08	1,00	3245,08	1,00	0,00
3	TRAZADO Y REPLANTEO	m ²	14,45	104,60	14,45	119,80	14,53
MÓDULO 2 (OBRA GRUESA)							
4	EXCAVACIÓN MANUAL T.B.	m ³	450,12	18,33	450,12	45,18	146,48
5	CIMENTACIÓN H°A°	m ³	2695,20	6,55	2740,34	8,88	37,84
6	SOBRECIMIENTO DE H°A°	m ³	5530,74	1,34	6187,05	3,09	157,96
7	RELLENO Y COMPACTADO	m ³	134,14	6,55	206,22	30,43	614,22
8	IMPERMEABILIZACIÓN	ml	29,66	65,48	29,66	64,95	0,82
9	COLUMNAS DE H°A°	m ³	7403,92	2,53	7750,22	5,06	109,35
10	MURO DE LADRILLO CERÁMICO	m ²	323,14	313,56	286,11	313,56	12,94
11	VIGA DE H°A°	m ³	6881,14	2,89	7100,71	6,77	141,73
12	LOSA ALIGERADA E=15CM	m ²	330,81	143,01	330,81	157,35	10,03
13	LOSA MACIZA	m ³	6484,45	8,59	5978,25	3,34	178,96
14	ESCALERA DE H°A° E=12CM	m ³	7768,72	1,45	7768,72	1,45	0,00
15	EMPEDRADO MÁS CONTRA PISO	m ²	248,05	93,48	248,05	93,48	0,00

Fuente. Elaboración propia.

4.3.2. Acero

Para esta vivienda en estudio la cantidad de acero necesaria para realizar una vivienda con mampostería estructural es de 2347.61kg y en la vivienda aporricada 2709.54kg. Una diferencia de 15.42% entre los sistemas estructurales.

4.3.3. Hormigón

Se estima en la vivienda con mampostería estructural la utilización de 30.27m³ de hormigón y en la vivienda aporticada 36.87m³, siendo un 21.8% mayor cantidad en la construcción de una vivienda aporticada.

4.3.4. Mortero

Se estima en la vivienda con mampostería estructural la utilización de 13.95m³ de mortero y en la vivienda aporticada 9.09m³ de mortero, siendo un 53.46% mayor cantidad en la construcción de una vivienda con mampostería estructural.

4.3.5. Cimentación

El área de la cimentación corrida en la mampostería estructural es de 33.46m² y el área de las zapatas suma un total de 26.2m², con un 27.71% de diferencia.

4.3.6. Tiempo de ejecución

El tiempo de ejecución estimado para una vivienda con mampostería estructural es de 162 días calendario y de una vivienda aporticada es de 188 días calendario. La diferencia porcentual es de 16,05% mayor tiempo de ejecución una vivienda aporticada.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Principalmente los muros están sometidos a esfuerzos de compresión lo cual resisten de manera óptima, realizando las verificaciones correspondientes a cada uno de los muros con las combinaciones de ELS como indica el método esfuerzos admisibles se pudo comprobar que cumplen con el espesor de 12cm.
- Existen vigas de tipo cadena en la parte superior de la mampostería estructural la cual tienen la finalidad de distribuir uniformemente la carga de la losa a los muros, en la parte inferior consta una cimentación de tipo corrida de hormigón armado y en la parte colindante se diseñó una cimentación de tipo “L” cumpliendo los esfuerzos solicitados de la estructura. Se empleó una capacidad portante admisible del suelo de 1.9kg/cm^2 para lo cual requiere una base de 0.5m de ancho.
- Al ser 13,22% más elevado el costo de una vivienda aporticada, es una buena alternativa a la construcción de viviendas unifamiliares de dos plantas teniendo en cuenta un diseño arquitectónico que no incluya voladizos amplios y mantenga la misma configuración de los muros en la planta baja y alta para un mejor aprovechamiento de la mampostería estructural en la resistencia de cargas de compresión.
- También se destaca la diferencia en el tiempo de ejecución entre las dos alternativas; en la vivienda aporticada los elementos de hormigón armado de mayor dimensión y de tiempo de fraguado más amplio y en la vivienda con mampostería estructural se requiere mayor tiempo en la construcción de los muros.
- Resaltando en el diseño de la vivienda aporticada, se introdujo en el programa de análisis las cargas de los muros como carga lineal y en el diseño de la vivienda con mampostería estructural los muros como parte de la estructura; evidenciando la amplia diferencia de esfuerzos de momento en las vigas. Lo que significa la contribución significativa de los muros en la resistencia de esfuerzos de la estructura.

Recomendaciones

- Se recomienda la utilización de programas para análisis y diseño estructural como el Robot Structural Analysis que es una potente herramienta para proyectos de estructuras. El uso de este programa permite visualizar las cargas y efectos en la estructura, pero baja su rendimiento al realizar el diseño de hormigón armado para cada uno de los elementos estructurales, en el aspecto del análisis el programa mantiene su rendimiento no importa la cantidad de simulaciones o envergadura de la estructura.
- Al tener datos de la resistencia de la mampostería con diferentes tipos de ladrillos y diferentes espesores de juntas se debería aplicar en el diseño y no solo incluir a los muros como una carga lineal en el análisis estructural de edificaciones ya que influyen en la resistencia y comportamiento de la estructura ante cargas laterales.
- Generar un mayor control sobre los fabricantes de ladrillo cerámico y su respectivo ensayo a compresión de sus diversos lotes para un mejor diseño y obtención de datos históricos que permita la aplicación de otros métodos de obtención de resistencia característica de los muretes de mampostería.
- Existen diversos tipos de mampostería estructural como ser reforzada, parcialmente reforzada, confinada. Para lo cual se recomienda hacer más trabajos de investigación respecto a su diseño y aplicación en nuestro medio.