

## CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Milton Sandoval Quirós, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Mauricio Araya Rodríguez, Ing. Hugo Navarro Serrano, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

MILTON  
ANTONIO  
SANDOVAL  
QUIROS (FIRMA)

Firmado digitalmente  
por MILTON  
ANTONIO SANDOVAL  
QUIROS (FIRMA)  
Fecha: 2022.07.09  
09:42:18 -06'00'

---

Ing. Milton Sandoval Quirós.  
En representación del Director

MAURICIO  
ESTEBAN  
ARAYA  
RODRIGUEZ  
(FIRMA)

Firmado digitalmente  
por MAURICIO  
ESTEBAN ARAYA  
RODRIGUEZ (FIRMA)  
Fecha: 2022.07.12  
08:29:48 -06'00'

---

Ing. Mauricio Araya Rodríguez.  
Profesor Lector

ANGEL  
HUMBERTO  
NAVARRO  
MORA (FIRMA)

Firmado digitalmente  
por ANGEL  
HUMBERTO NAVARRO  
MORA (FIRMA)  
Fecha: 2022.06.21  
13:34:45 -06'00'

---

Ing. Ángel Navarro Mora.  
Profesor Guía

HUGO EDUARDO  
NAVARRO  
SERRANO  
(FIRMA)

Firmado digitalmente  
por HUGO EDUARDO  
NAVARRO SERRANO  
(FIRMA)  
Fecha: 2022.07.12  
12:33:51 -06'00'

---

Ing. Hugo Navarro Serrano.  
Profesor Observador

# **Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD para la empresa Baico**

# Abstract

This project was developed to contribute to the analysis and structural design process in integral masonry to be more effective and efficient for the Baico company through a design guide that contains a logical structuring of each process.

Tests were carried out on individual models to verify the functionality of some ETABS tools, the results of which were used to define procedures and thus apply them in the analysis model of integral masonry structures. Based on this, a structural model of a single-family home was developed where the results were validated by comparing them with data obtained from a calculation memory.

As a result, the company Baico was given a structural analysis guide in integral masonry to make structural models in the ETABS program, from which the necessary data can be exported to make the design of the structural elements with tools elaborated in Microsoft Excel©. The guide also has a manual for the use of the tools that will allow the user to carry out the structural design of columns, beams and walls in integral masonry based on the specifications established in the Seismic Code of Costa Rica 2010 Revision 2014 through the LRFD method.

Keywords: Structural model, structural design, Integral Masonry, ETABS, LRFD

# Resumen

Este proyecto se desarrolló con el fin de contribuir a que el análisis y proceso de diseño estructural en mampostería integral sea más eficaz y eficiente para la empresa Baico por medio de una guía de diseño que contiene una estructuración lógica de cada proceso.

Se realizaron pruebas en modelos individuales para comprobar la funcionalidad de algunas herramientas de ETABS, cuyos resultados se utilizaron para definir procedimientos y así aplicarlos en los modelos de análisis de estructuras en mampostería integral. Con base en esto, se elaboró un modelo estructural en ETABS y se realizaron diseños estructurales de una vivienda unifamiliar donde se validaron los resultados comparándolos con datos obtenidos de una memoria de cálculo.

Como resultado, se entregó a la empresa Baico una guía de análisis estructural en mampostería integral para realizar modelos estructurales en el programa ETABS, del cual se podrán exportar los datos necesarios para hacer el diseño de cada uno de los elementos de la estructura en herramientas de cálculo elaboradas en Microsoft Excel©. La guía también cuenta con un manual de uso de las herramientas que le permitirá al usuario realizar el diseño estructural de columnas, vigas y muros en mampostería integral con base a las especificaciones establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 mediante el método LRFD.

Palabras clave: Modelo estructural, diseño estructural, mampostería integral, ETABS, LRFD.

**Guía de análisis y diseño  
estructural en mampostería  
integral por el método LRFD para  
la empresa Baico**

# **Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD para la empresa Baico**

NICOLE ESTEFANIE SÁNCHEZ ARAYA

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Junio del 2022

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

PREFACIO .....	1
RESUMEN EJECUTIVO .....	2
INTRODUCCIÓN .....	4
MARCO TEÓRICO .....	5
METODOLOGÍA .....	17
RESULTADOS .....	25
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....	33
CONCLUSIONES .....	38
RECOMENDACIONES .....	39
ANEXOS .....	40
APÉNDICES .....	43
REFERENCIAS.....	97

# Prefacio

La mampostería es uno de los sistemas más utilizados para construir comercios pequeños y viviendas unifamiliares en Costa Rica, Esquivel (2020) menciona que aproximadamente un 50% de este tipo de obras se construyen con bloques de concreto gracias a sus características constructivas y a su buen comportamiento estructural ante los sismos, con el sistema de mampostería integral se logran construir estructuras estables, funcionales y resistentes a las diversas cargas externas a las que se puede someter.

La actividad sísmica en nuestro país es muy frecuente, debido a esto las construcciones deben tener un diseño sismorresistente según la importancia de su ocupación, por ello es que cada diseño a realizar debe satisfacer las especificaciones de las normas nacionales e internacionales en cuanto al diseño de estructuras en mampostería integral.

Este es un sistema constructivo utilizado con frecuencia en los proyectos que ha desarrollado la empresa Baico, sin embargo, necesitan agilizar los procesos de análisis y diseño estructural de sus proyectos por el crecimiento gradual que ha tenido la empresa en el sector.

El objetivo principal de este proyecto es elaborar una guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral de vigas, columnas y muros por el método LRFD según los lineamientos establecidos en el Código Sísmico de Costa Rica y en el Building Code Requirements for Masonry Structures, para obtener resultados de dimensionamiento tanto de los elementos como el acero de refuerzo y la colocación del mismo según las solicitaciones que se requieran en cada proyecto. El diseño estructural se complementa con una herramienta digital utilizando el programa Microsoft Excel ©, con el fin de que la empresa Baico realice los diseños en mampostería integral de una manera ágil y eficiente con una estructuración lógica del proceso de diseño de cada proyecto.

## Agradecimientos

A mi familia que siempre me ha apoyado, en especial a mi mamá Rosibel Araya Mora quien ha estado conmigo en todo momento.

A Gloriana, mi amiga incondicional por acompañarme en una etapa más de mi vida y darme su apoyo cuando más lo necesité.

A mi tutor Ing. Ángel Navarro por la paciencia y los consejos brindados en todo este proceso.

Al Ing. Ademar Barrantes por brindarme la oportunidad de realizar mi práctica profesional en su empresa.

# Resumen ejecutivo

El proyecto se llevó a cabo en Baico, empresa de construcción que ofrece servicios de consultoría, remodelación, construcción, diseño ingenieril y diseño arquitectónico en nuestro país. La empresa se fundó en mayo del 2019 y ha ido presenciando un crecimiento gradual en el mercado laboral, principalmente en sus diseños de viviendas unifamiliares construidas con mampostería integral.

Este proyecto nace de la necesidad de optimizar procesos de análisis y diseño estructural en mampostería integral, debido a que actualmente estos procesos se retrasan y se dificultan por no contar con una estandarización del proceso que se debe llevar para el diseño de estructuras en mampostería, tanto así que en ocasiones se repiten diseños y cálculos por la falta de orden en la hoja de cálculo con la que se trabaja. Por otra parte, no se cuenta con un documento o una guía que describa el proceso de diseño que se debe llevar para realizar los análisis estructurales de los proyectos de la empresa.

Para la guía de análisis de estructuras en ETABS se estudió el uso y asignación de varias herramientas. Cabe destacar que para algunas herramientas que no contaban con un buen respaldo bibliográfico se optó por realizar pruebas con modelos muy básicos para entender el funcionamiento de las mismas, como por ejemplo en el caso del Mesh o discretización de los muros.

Debido a que en la literatura se menciona que entre más pequeños sean las divisiones de las mallas los resultados van a ser más precisos, pero no se encontró un número o algún dato que se pueda tomar como referencia para realizar la discretización de los muros.

Con base a esto se realizaron pruebas en varios modelos en ETABS con distintas condiciones que varían entre dimensionamiento, con buques de puertas o ventanas, de uno o 2 niveles, muros continuos y el espesor del muro.

También, se realizaron otras pruebas para el modelado correcto de aperturas y la asignación de los pier en los muros.

Se desarrolló un ejemplo en ETABS de una vivienda unifamiliar para comprobar que el modelo se realizó correctamente comparando los resultados con cálculos manuales.

Como parte de los entregables a la empresa se realizaron 3 hojas de cálculo en Excel ©, una para realizar diseño estructuras de vigas en mampostería integral, otro para el diseño de columnas y otra para el diseño de muros. Estas hojas de cálculo se validaron por medio de diseños que se realizaron manualmente por el método de resistencia última.

La validación de resultados del análisis estructural en ETABS generan gran confianza en el uso de este programa y el paso a paso que se detalló en la guía de análisis en mampostería integral. También, la validación de los diseños de vigas, columnas y muros comprueban la funcionalidad de las herramientas de cálculo.

Se obtiene como principal conclusión la contribución a la empresa de que el análisis y proceso de diseño de estructuras en mampostería integral de vigas, columnas y muros sea más eficaz por medio de la "Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD" para que se logren eliminar los procesos repetitivos que se llevan en la empresa que disminuyen la productividad y eficiencia en el diseño de estructuras de mampostería integral.

# Introducción

La práctica profesional fue realizada en Baico, esta es una empresa que aparte de los proyectos constructivos que realiza, también se encarga de los diseños estructurales de los elementos sismorresistentes de sus proyectos. En cuanto al análisis y diseño de mampostería integral han presenciado un aumento en la demanda de los proyectos con este sistema constructivo.

La empresa utiliza herramientas digitales programadas en Excel, pero no contienen una secuencia lógica del proceso de diseño y a la hora de que se presenta un error de cálculo o si algún parámetro no cumple, se tienen problemas para detectar la variable que ocasiona el error y muchas veces han tenido que recalcular los diseños de nuevo por la falta de una buena estructuración.

El presente proyecto pertenece al área de Estructuras, específicamente al modelado, análisis y diseño de estructuras en mampostería por el método de resistencia última LRFD.

En cuanto al modelado y análisis estructural se utiliza el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems). Para conocer la funcionalidad de varias herramientas del programa como por ejemplo la elaboración de aperturas y definir la correcta aplicación del mesh y la asignación de los pier, se realizan pruebas individuales con variaciones en los modelos base elaborados.

Como complemento se realiza una herramienta electrónica en Excel para el diseño de vigas, columnas y muros que facilite los procesos de diseño de elementos estructurales en mampostería basada en la metodología LRFD y así contribuir a que el proceso de diseño para la empresa sea efectivo y pueda llevar una estructuración lógica de cada procedimiento.

Se realiza una guía que funciona como una herramienta de consulta para poder guiar al usuario en el proceso del modelado de estructuras en ETABS para que logre exportar los resultados de las fuerzas internas de cada elemento, ya que

este apartado contiene pautas y aclaraciones sobre el proceso de modelación en mampostería.

En el segundo apartado de la guía se tiene una explicación conceptual del comportamiento estructural de la mampostería en vigas, columnas y muros, también cuenta con un resumen de los requisitos de diseño en mampostería estructural según las normativas nacionales e internacionales y un manual de uso donde se explica detalladamente cómo se debe utilizar cada herramienta de cálculo elaborada

## Objetivo General

Elaborar una guía para el análisis en ETABS y el diseño de estructuras en mampostería integral por medio de un programa computacional utilizando la metodología LRFD.

## Objetivos Específicos

- Definir los parámetros y requisitos de diseño en mampostería integral que se adapten a las normas de nuestro país.
- Obtener las fuerzas internas del diseño estructural en mampostería por medio de un modelo en ETABS.
- Elaborar una herramienta electrónica para el cálculo estructural de vigas, columnas y muros de mampostería integral utilizando la metodología LRFD.
- Realizar una guía de aplicación y uso correcto del análisis y diseño de estructuras en mampostería integral por el método LRFD.

# Marco Teórico

## Generalidades de la mampostería

Este sistema constructivo se basa en la colocación traslapada o apilada (también conocida como estiba) de bloques de concreto o ladrillos, los cuales se adhieren unos a otros utilizando mortero de pega. Existen 2 tipos de mampostería estructural:

- **Mampostería integral:** Corresponde al uso de paredes de bloques de concreto con acero de refuerzo vertical y horizontal, se utiliza concreto fresco para rellenar las celdas con refuerzo vertical y mortero de pega para rellenar las cisas y cubrir el acero horizontal. Para efectos del proyecto, se enfoca el estudio en este sistema constructivo.
- **Mampostería confinada:** En este se utilizan bloques de concreto para construir los muros, mientras que las vigas y las columnas son elaboradas con concreto reforzado.

## Tipos de bloques de concreto

El Código Sísmico de Costa Rica clasifica los bloques de concreto en 3 clases según su resistencia a la compresión medida a los 28 días de edad, estos ensayos se basan en la norma INTE C55:2015 y son conocidos como prismas.

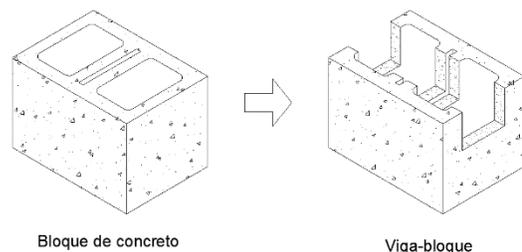
Por otro lado, los bloques deben cumplir con ciertas características establecidas en la norma INTE C90:2021. A continuación, se mencionan las clases establecidas por el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

- **Clase A:** Se establece que la resistencia a la compresión a los 28 días no sea menor que  $133 \text{ kg/cm}^2$ . Este tipo de bloque de concreto es de uso obligatorio para edificios de más de 3 niveles y con un área de construcción mayor a  $1000 \text{ m}^2$ .
- **Clase B:** La resistencia a compresión medida a los 28 días de este tipo de bloques de concreto no debe ser menor que  $90 \text{ kg/cm}^2$ .
- **Clase C:** Se pueden utilizar solamente en elementos que no sean sismorresistentes, la resistencia a la compresión a los 28 días no debe ser menor a  $75 \text{ kg/cm}^2$ . Para efectos del proyecto esta clase no se va a utilizar.

## Viga-Bloque

Cuando se realiza el diseño en mampostería para colocar el refuerzo horizontal se debe verificar que el acero quede cubierto en su totalidad por el concreto o el mortero, en ocasiones las varillas tienen un diámetro mayor al tamaño de la sisa y esta verificación no se logra cumplir.

Como solución a estos casos se realiza un ajuste en los bloques de concreto cortando parte de la sección como se muestra en la Figura 1 donde se colocan las varillas correspondientes de manera horizontal para lograr un recubrimiento efectivo del acero de refuerzo con el concreto o el mortero.



**Figura 1.** Diseño de Viga-Bloque Fuente: Elaboración propia.

## Acero de refuerzo en mampostería

El acero de refuerzo es un material que resiste de manera satisfactoria los esfuerzos de tensión, caso contrario es lo que sucede con los bloques de concreto que presentan una gran resistencia a la compresión, pero no suelen tener una buena respuesta a la hora de someterlos a esfuerzos de tensión.

Para que la mampostería logre resistir estos esfuerzos simultáneamente, se deben rellenar con concreto fresco las celdas que poseen acero de refuerzo vertical y horizontal.

Las varillas que se utilizan en nuestro país deben cumplir con las normas ASTM A-615 y la ASTM A-706 según lo establece el CFIA (2016, p. 9/6). En el mercado costarricense se pueden obtener largos estándar de 6, 9 y 12 metros con variación en su diámetro como se muestra en la siguiente figura.

Número Desig.	Diám. Nominal	Diám.	Perim.	Peso Nominal	Área
Varilla	mm	pulgadas	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
3	9,52	3/8	29,9	0,560	0,71
4	12,70	1/2	39,9	0,994	1,29
5	15,88	5/8	49,9	1,552	2,00
6	19,05	3/4	59,8	2,235	2,84
7	22,22	7/8	69,8	3,042	3,87
8	25,40	1	79,8	3,973	5,10
9	28,65	1 1/8	90,0	5,060	6,45
10	32,26	1 1/4	101,3	6,404	8,19
11	35,81	1 3/8	112,5	7,907	10,06
14	43,00	1 3/4	135,1	11,380	14,52

**Figura 2.** Características técnicas de acero de refuerzo utilizado en Costa Rica. **Fuente:** Arcelor Mittal Costa Rica (2019)

El acero horizontal se puede colocar en las sisas o en los canales de las viga-bloque, garantizando que el acero quede embebido en su totalidad ya sea en el mortero o el concreto para que se logren adherir entre ellos.

Por otro lado, la correcta colocación del acero vertical debe ser centrado en las celdas de los bloques y rellenos en su totalidad de concreto fresco. Este acero debe ir anclado en la viga corona o el entrepiso según los detalles de diámetro de doblez, ganchos estándar y longitud de desarrollo que establece los lineamientos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

## Resistencia de diseño f'm

Esta propiedad mecánica de los bloques de concreto varía según las dosificaciones, las dimensiones, calidad de los materiales y la manera en la que se realice cada unidad de mampostería. Sin embargo, esta se puede definir como la resistencia a la compresión de la mampostería a los 28 días de edad según la norma INTE C55:2015.

Cabe resaltar que con base a este dato de resistencia de la mampostería se realiza el análisis y el diseño estructural de los distintos elementos sismorresistentes de cada edificación.

Según el CFIA (2016, p. A/4), cuando no se cuenta con información del ensayo de prismas de los bloques de concreto a utilizar, se puede suponer su f'm por medio del siguiente cuadro según la clasificación de la clase.

Cuadro 1. Valor de f'm según la clase de la mampostería.	
Clase Mampostería	f'm sobre el área neta [kg/cm <sup>2</sup> ]
A	100
B	70
C	60

**Fuente:** CFIA (2016)

## Módulo de elasticidad

Este módulo caracteriza el comportamiento de un material elástico, de manera que representa el grado de rigidez de este. Según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, pag. 9/6) el módulo de elasticidad para las unidades de bloques de concreto se puede calcular como:

$$E_m = 750 \cdot f'_m$$

Donde:

f'm: Resistencia a la compresión de la mampostería.

Con un máximo de 210 000 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado, el módulo de elasticidad del acero es:

$$E_s = 210\,000 \frac{kg}{cm^2}$$

## Normativas vigentes para diseño en mampostería en Costa Rica

Se cuenta con el Capítulo 9 y el Anexo A en el documento del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), sin embargo, no existe una guía o código exclusivo para el análisis y diseño de estructuras en mampostería en nuestro país.

Dentro de lo pautado en estos apartados del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), se solicita que para el diseño de estructuras en mampostería se realice por medio del método de resistencia.

Por otra parte, el mismo código permite hacer referencia en términos de diseño estructural en el documento internacional “Building Code Requirements for Masonry Structures, TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08”.

## Modelo estructural

El programa que se va a utilizar para este proyecto se conoce como ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones). Este es un programa que permite realizar modelos estructurales que se pueden analizar en el rango lineal por medio del método estático y el dinámico.

Este programa permite asignar cargas verticales y laterales a los elementos como cargas puntuales o distribuidas, se puede analizar la afectación de las cargas sísmicas, cargas de viento o de empuje que para efectos de este proyecto solo se van a analizar las cargas sísmicas. Los efectos P-Delta son incluidos en ambas metodologías, para el análisis estático se puede considerar un coeficiente sísmico distinto en cada dirección y para el análisis dinámico también permite el uso de un espectro de diseño distinto en cada dirección X y Y.

Parte de los resultados que pueden exportar del ETABS se encuentra la fuerza sísmica de la estructura, el corte basal, centro de rigidez, centro de masa, desplazamientos relativos para cada nivel de la estructura y las fuerzas internas de los elementos sismorresistentes.

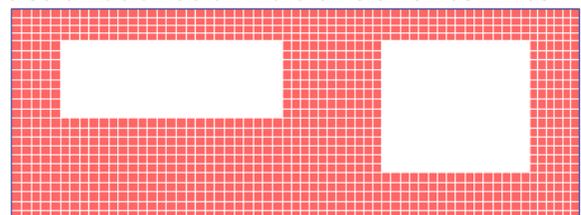
## Elementos finitos

El programa utiliza el método de elementos finitos, también conocido como Método de Elementos Finitos (MEF). Este método divide la estructura en elementos no diferenciales, o elementos finitos, interconectados entre sí a través de un determinado número de puntos llamados nodos. Se caracteriza por ser un método cuyo grado de aproximación aumenta con el número de elementos en que se divide la estructura, siempre y cuando la aplicación del método sea correcta. (Vázquez y López, 2001, p.31)

En un elemento estructural se tienen nodos con una serie de grados de libertad que corresponden a los valores que adopta en ellos el campo de desplazamientos. Este método debe recurrir a la discretización de elementos que según Celigüeta (2011, p. 3) se basa en lo siguiente:

- El elemento se divide por medio de líneas o superficies imaginarias en una serie de regiones contiguas y disjuntas entre sí, de formas geométricas sencillas y normalizadas.
- Los elementos finitos se unen entre sí en un número finito de puntos, llamados nodos.
- Los desplazamientos de los nodos son las incógnitas básicas del problema.
- El desplazamiento de un punto cualquiera viene determinado por los desplazamientos de los nodos del elemento al que pertenece el punto.
- Para cada tipo de elemento se definen unas funciones de interpolación que permiten calcular el valor de cualquier desplazamiento interior por interpolación de los desplazamientos nodales.

A continuación, se presenta un ejemplo de una discretización de un muro en elementos finitos.



**Figura 3.** Discretización de un muro con aperturas de ventanas. **Fuente:** Elaboración propia.

Zaradnik et al (2009, p.855) mencionan que, en el análisis dinámico de estructuras mediante el MEF, a partir de la energía cinética del sistema y al interpolar las velocidades de la misma forma en que se interpolan los desplazamientos, se obtienen las matrices de masas consistentes.

Mientras que los cálculos manuales con procesos matemáticos más sencillos se les llaman matrices de masas concentradas los cuales son modelos de masa más sencillos y comúnmente utilizado para el cálculo de estructuras simplificadas. (Garcés et al, 2005)

## Análisis estructural

Para el análisis de estructuras se toman en cuenta los elementos sismorresistentes presentes en cada nivel de la edificación y así, por medio de análisis elásticos se logran estimar las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de las estructuras que se deforman en el rango inelástico.

Estos análisis se realizan con el fin de ver el comportamiento de cada elemento (muros, vigas y columnas) ante las solicitaciones que se generan producto del peso propio de la estructura y las cargas aplicadas como la sobrecarga muerta, la carga viva y algunas cargas externas como cargas de sismo, viento o empuje en algunos casos. Para efectos de este proyecto, la carga externa que se va a analizar es la carga sísmica.

Los resultados que se obtienen de estos análisis son los datos de las fuerzas internas de cada uno de los elementos que componen la estructura, ya que estas generan esfuerzos de flexión, compresión, flexión y cortante sobre cada elemento.

### Método estático

Este método consiste en aplicar fuerzas horizontales provocadas por efectos del sismo en cada nivel de la estructura donde se considera únicamente un primer modo de oscilación, de este análisis se logra obtener un cortante en la base igual al producto del coeficiente sísmico por el

peso total de la edificación. CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/4)

El código menciona que este método queda limitado para estructuras con las siguientes características:

- Deben ser regulares en altura
- Deben ser regulares en planta
- No pueden ser estructuras mayores a 5 niveles, ni con una altura mayor a 20 metros.

Para efectos del proyecto, la vivienda que se utilizó como ejemplo no cumple con ser regular en planta ni en altura, pero se realizó el análisis con el fin de mostrar que el proceso de modelado en ETABS propuesto en la “Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD”.

### Método dinámico

Se conoce también como el método de superposición modal espectral. Salinas (s.f.) menciona que luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, se reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden, estas ecuaciones se utilizan para calcular los desplazamientos máximos, las deformaciones y las fuerzas internas de la estructura durante un sismo para cada modo de vibración de la estructura, utilizando el coeficiente sísmico asociado a un periodo de oscilación

El CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/7) establece información que es importante tomar en cuenta a la hora de hacer un análisis dinámico:

- Para efectos de diseño, el número mínimo de modos de vibración a considerar debe ser como mínimo el 90% de la masa efectiva oscilante acumulada para cada una de las direcciones ortogonales.
- Si la estructura es regular en planta o presenta periodos de oscilación separados entre sí, se debe utilizar el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS)

- En el caso de las estructuras irregulares en planta o las estructuras con periodos de oscilación muy próximos entre si se debe utilizar el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Para ambos métodos de análisis se debe revisar los desplazamientos horizontales relativos de cada nivel y compararlos con el apartado 7.6 del Código Sísmico de Costa Rica.

## Diseño estructural

Para cada elemento sismorresistente se debe analizar cuál es la capacidad de cada uno de ellos según la geometría de la sección transversal, su esbeltez y la resistencia de los materiales con los que se va a construir el elemento, que en este caso se toma en cuenta la resistencia a compresión de la mampostería y la fluencia del acero bajo esfuerzos de tensión.

Cada uno de estos elementos debe ser capaz de soportar los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura de una manera satisfactoria.

### Método por resistencia

Este método es conocido como el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), el cual consiste en que “las fuerzas axiales, cortes y momentos se calculan usando cargas de servicio, multiplicadas por factores de mayoración. Luego, las acciones mayoradas se comparan con las capacidades nominales de los elementos, multiplicadas por factores de reducción de capacidad.” (Klingner, 2012, p.80) Por lo tanto, se debe cumplir que:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia  
 $R_n$ : Resistencia nominal de los materiales.  
 $R_u$ : Resistencia última requerida

Esta filosofía de diseño se caracteriza por tener un factor de seguridad explícito, presenta

flexibilidad para usar distintos factores de carga para distintos tipos de carga y permite una mejor valoración de la ductilidad. (Chaverri, 2019)

## Factores de reducción de resistencia

Para el diseño por la metodología LRFD se establece que la resistencia de diseño se obtiene al multiplicar la resistencia nominal por un factor de reducción, el cual va a variar dependiendo de la clase de los bloques de concreto y del elemento mecánico que se vaya a diseñar como se muestra en la siguiente figura.

Elemento mecánico	Mampostería clase A	Mampostería clase B
Flexión y carga axial	$\phi = 0.80 - \frac{1.5P_u}{A_g f'_m}$ $0.60 \leq \phi \leq 0.80$	$\phi = 0.75 - \frac{1.5P_u}{A_g f'_m}$ $0.55 \leq \phi \leq 0.75$
Cortante y torsión	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.55$
Longitud de desarrollo y traslapes	$\phi = 0.80$	$\phi = 0.75$
Aplastamiento	$\phi = 0.60$	$\phi = 0.50$

**Figura 4.** Factores de reducción de resistencia nominal. **Fuente:** CFIA (2016)

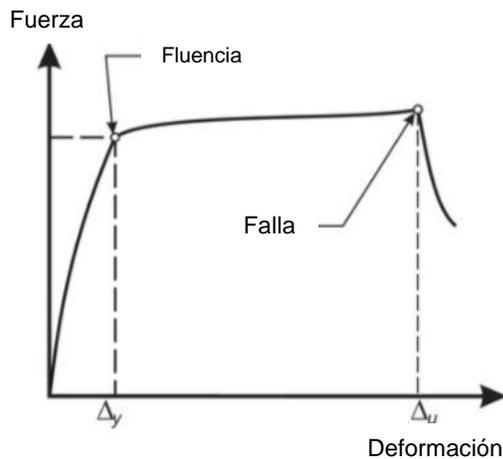
Según el ACI 318 (2019), los factores de reducción de resistencia se han establecido con el propósito de que se considere la probabilidad de las variaciones en las dimensiones y la resistencia a la compresión de las unidades de mampostería, también para que se tomen en cuenta posibles inexactitudes en las ecuaciones de diseño y para reflejar un grado de confiabilidad y de ductilidad en los elementos bajo los efectos de la carga sometida a consideración.

## Comportamiento de la curva carga-deformación

Para obtener la curva carga-deformación se deben realizar ensayos de modelos a escala reducida de muros de mampostería, como lo menciona el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) lo ideal es que los prismas sean construidos con los mismos materiales y mano de obra que se utilizan en la construcción de la obra. Sin embargo, para el caso de este proyecto solamente se va a explicar el comportamiento de 2 tipos de fallas: la dúctil y la frágil.

En la figura 5 se muestra un ejemplo de una curva que presenta una falla dúctil, al observar la tendencia de la curva se pueden mencionar las siguientes características:

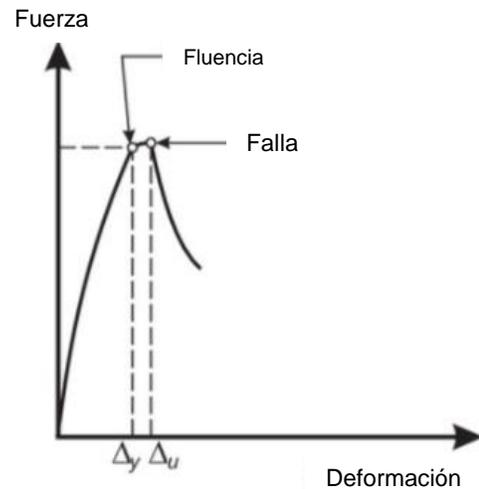
- Al llegar al punto de fluencia se empiezan a deformar por un lapso determinado hasta llegar a la falla.
- Posee un buen rango de plasticidad.
- Tiene muy buena capacidad para disipar energía.



**Figura 5.** Curva Carga-Deformación de una falla dúctil. **Fuente:** Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

Por otro lado, en la figura 6 se muestra un ejemplo de una falla frágil, donde se pueden mencionar las siguientes características:

- Al llegar al punto de fluencia, se tiene poca respuesta en el rango plástico por lo que se llega muy rápido a la falla.
- Posee un rango de plasticidad muy limitado.
- Tiene poca capacidad para disipar energía.



**Figura 6.** Curva Carga-Deformación de una falla frágil. **Fuente:** Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

Ahora, referenciando estos conceptos a la mampostería integral, se debe buscar una relación entre los diseños estructurales y estos tipos de falla, se puede decir que los elementos dúctiles son capaces de soportar deformaciones laterales en el rango inelástico, mientras que los elementos frágiles fallan poco después de un desplazamiento importante durante un sismo.

Brandow, Ekwueme & Hart (2015) mencionan que:

“Los muros de mampostería que fallan por corte tienen una ductilidad limitada. Los muros que fallan por flexión pueden tener una alta ductilidad siempre que no se produzca un aplastamiento por compresión de la mampostería en el pie del muro y que el refuerzo longitudinal por compresión no se pandee.” (p. 85)

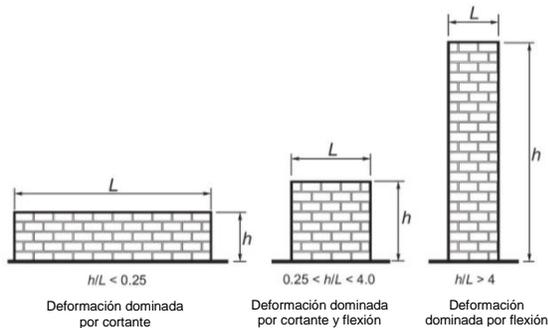
Esta es una de las razones por las que se debe buscar que el diseño de los elementos estructurales quede dominado por el diseño en flexión, para que a la hora de que ocurra un sismo estos puedan disipar energía por un periodo más largo de tiempo, no como se da ante una falla frágil.

## Muros esbeltos

La relación de esbeltez de los muros está dada entre el cociente de su altura y su espesor. Para los muros esbeltos Espinosa, E., Terán, A., Zúñiga, O. & Perilliat, R. (2014, p. 90) mencionan que se debe buscar que el comportamiento quede dominado por efectos de flexión y qué tipo de detallado hay que proveerles para que tengan la capacidad de desarrollar comportamiento dúctil.

Para mampostería integral el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/24) establece que en ningún caso la mampostería puede tener una relación entre la altura libre y su espesor, mayor que 25 para edificaciones de tres pisos o menos, o de 16 para edificaciones de más de tres pisos.

Por otro lado, se tiene la relación de aspecto, la cual está dada por el cociente entre la altura y la longitud del muro.



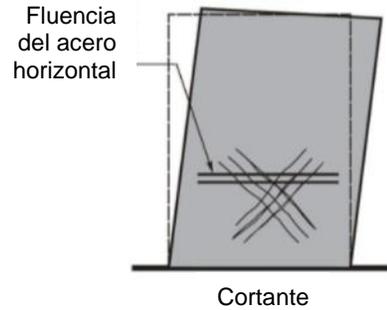
**Figura 7.** Relación de aspecto en muros.

**Fuente:** Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

Como se muestra en la figura 7, los muros con una relación de aspecto menor a 0,25 van a quedar dominados por los esfuerzos de cortante, conforme se va aumentando esta relación los muros van a quedar dominados por flexión y cortante si no sobrepasa el valor de 4, caso contrario cuando los muros son grandes esbeltos, quedarían dominados por la flexión. Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

## Diseño por Cortante

En muros, este diseño se debe realizar con el fin de evitar fallas como se muestra en la figura 8, donde empiezan a aparecer grietas diagonales que recorren las juntas de mortero o en algunos casos se cortan los bloques de mampostería.



**Figura 8.** Comportamiento a cortante de un muro de mampostería. **Fuente:** Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

Para el diseño se proponen las dimensiones del elemento para calcular la capacidad a cortante de la mampostería y se propone el acero a utilizar en el diseño para calcular la capacidad del acero a cortante, la suma de estos 2 valores da como resultado el cortante nominal del elemento como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V_n = V_m + V_s$$

Donde:

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante.

$V_m$ : Resistencia nominal a cortante de la mampostería.

$V_s$ : Resistencia nominal a cortante del acero.

Luego, este resultado se multiplica por el factor de reducción que corresponde al elemento diseñado y se revisa que el cortante nominal factorizado sea mayor o igual al cortante último de diseño.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

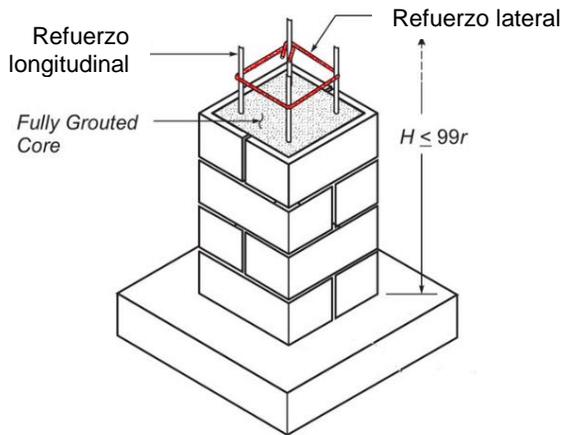
$V_n$ : Resistencia nominal a cortante

$V_u$ : Resistencia a cortante requerida

La distribución del acero como resultado del diseño por cortante se coloca de forma horizontal en el sentido longitudinal del muro.

En el caso de las vigas y las columnas, el diseño por cortante da como resultado el refuerzo

transversal de las secciones, este se puede colocar en forma de aro o gancho según sean las condiciones de diseño.



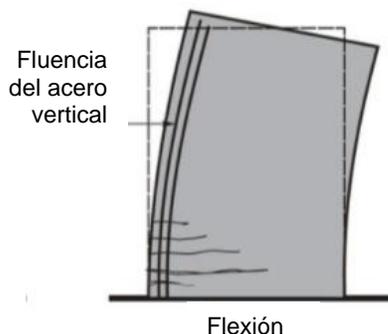
**Figura 9.** Ejemplo de colocación de aros en una columna como resultado del diseño por cortante.

**Fuente:** Brandow, Ekwueme & Hart (2015)

Para todos los elementos se recomienda iniciar con este diseño, ya que este define en la mayoría de los casos las dimensiones finales de los elementos.

## Diseño por Flexión

Se debe buscar que cada diseño estructural quede dominado por el diseño a flexión, ya que, como lo mencionan Espinosa, Terán, Zúñiga, & Perillat (2014, p. 90) el diseño por flexión presenta un comportamiento dúctil caracterizado por una capacidad de deformación importante y una degradación controlada en presencia de cargas cíclicas.



**Figura 10.** Comportamiento a flexión de un muro de mampostería. **Fuente:** Brandow, G., Ekwueme, C., Hart, G. (2015)

En la figura 10 se muestra un ejemplo de lo que sucede cuando un muro se ve sometido a una fuerza externa horizontal, la zona que se encuentra a tensión se empieza a agrietar en las juntas horizontales y el acero de refuerzo empieza a fluir, mientras se da un aplastamiento en el otro extremo en la zona de compresión. En las vigas y las columnas se tiene el mismo comportamiento.

Para el diseño por flexión se calculan varios parámetros para obtener la cuantía de acero mínima y máxima con base al momento último de diseño.

Luego, se propone un área de acero, la cual debe ser mayor que el área de acero requerido y debe estar entre los valores de acero mínimo y máximo para el acero en flexión.

Por último, se calcula el momento nominal con la siguiente ecuación:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$M_n$ : Momento nominal

$A_s$ : Área transversal efectiva del refuerzo a flexión

$f_y$ : Esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo longitudinal en tracción

$a$ : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

Se realiza la verificación final donde se debe cumplir que el momento nominal factorizado debe ser mayor o igual al momento último de diseño.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$M_n$ : Momento nominal

$M_u$ : Momento requerido

## Diseño a Flexocompresión

Este diseño se realiza cuando los elementos estructurales deben soportar simultáneamente cargas de compresión y flexión. Este efecto se da principalmente en muros y en columnas que se ven sometidos a solicitaciones

de cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes.

En el caso de los muros se utiliza el método iterativo que consiste en proponer un valor “a” según la cantidad de acero propuesto para encontrar la ubicación del eje neutro. La ecuación que se utiliza para el valor de a es la siguiente:

$$a = \left( \frac{\frac{P_u}{\phi} + 0,5 \sum_{i=1}^j A_{si} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_m \cdot t} \right)$$

Donde:

$P_u$ : Carga axial requerida

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$A_{si}$ : Acero propuesto en la zona de tensión.

$f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.

$f'_m$ : Resistencia a la compresión de la mampostería.

$t$ : Espesor del muro

Para encontrar la ubicación del eje neutro a partir de la fibra extrema en compresión se utiliza:

$$c = \frac{a}{0,85}$$

Donde:

$a$ : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

Con el eje neutro calculado, se cuantifican las varillas que se encuentran en la zona de tensión y las que se encuentran en la zona de compresión, con esto se calcula la capacidad a compresión del muro de mampostería ( $C_m$ ) y la capacidad del acero a tensión (T) y a compresión ( $C_s$ ) para calcular el equilibrio ( $P_n$ ).

Posteriormente, se compara el valor de  $P_u/\phi$  con el valor real donde el error entre ellos debe ser igual o menor al 10%, de no ser así se modifica el valor de a propuesto y se itera nuevamente.

Para encontrar el valor de  $M_n$  se balancean los momentos con respecto al eje neutro, con la siguiente fórmula:

$$M_n = C_m \left( c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n |f_y \cdot A_{si} (c_i - x_i)| + P_n \left( \frac{l_w}{2} - c \right)$$

Donde:

$C_m$ : Capacidad a compresión del muro

$c$ : Ubicación del eje neutro a partir de la fibra extrema en compresión.

$a$ : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

$f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.

$A_{si}$ : Acero propuesto en la zona de tensión.

$x_i$ : Ubicación del acero de refuerzo a partir de la fibra extrema en compresión.

$P_n$ : Carga axial nominal.

$L_w$ : Longitud del muro.

Por último, se verifica que el momento calculado, cumpla con las solicitaciones.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$M_n$ : Momento nominal

$M_u$ : Momento requerido

Para realizar el diseño a Flexocompresión en columnas se utiliza una configuración de refuerzo simétrica, debido a la reversión de momentos y se debe tomar en cuenta todas las celdas rellenas.

Obtenidas las solicitaciones de carga última de la sección, se procede con el diseño de la columna, proponiendo las dimensiones de la sección transversal para obtener el área efectiva y con ello la cuantía de acero donde el diámetro de la varilla no debe exceder  $t/8$ . Para estos elementos se verifica el diseño propuesto por medio de un diagrama de interacción.

## Diagrama de interacción

Chacón y Fano (2012, p. 15) consideran que estos diagramas son el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia. Este conjunto de puntos define una relación entre carga axial y momento flector de una sección propuesta que, por medio del diagrama, se determina si el diseño logra resistir las solicitaciones que el elemento requiere.

La falla balanceada consiste en buscar el momento y la carga axial de los materiales de diseño, se calcula el punto en el que la mampostería alcanza su deformación última máxima en el que el acero de refuerzo en tensión inicia su fluencia, estos puntos se denotan como ( $M_b, P_b$ ) y se calculan de la siguiente manera:

Para  $P_b$ :

$$P_b = 0,85^2 \cdot f'_m \cdot cb \cdot b + A'_s \cdot \epsilon_s' \cdot E_s - A_{st} \cdot f_y$$

Donde:

$f'_m$ : Resistencia a la compresión de la mampostería.  
 $cb$ : Profundidad del eje neutro  
 $b$ : Ancho de la columna  
 $A'_s$ : Acero propuesto en la zona de compresión.  
 $\epsilon_s'$ : Deformación del acero  
 $E_s$ : Módulo de elasticidad del acero  
 $A_{st}$ : Acero propuesto en la zona de tensión.  
 $f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.

Para  $M_b$ :

$$M_b = 0,85^2 \cdot f'_m \cdot cb \cdot b \left( \frac{t}{2} - \frac{0,85 \cdot cb}{2} \right) + A'_s \cdot \epsilon_s' \cdot E_s \left( \frac{t}{2} - d' \right) + A_{st} \cdot f_y \left( d - \frac{t}{2} \right)$$

Donde:

$f'_m$ : Resistencia a la compresión de la mampostería.  
 $cb$ : Profundidad del eje neutro  
 $t$ : Largo de la columna  
 $A'_s$ : Acero propuesto en la zona de compresión.  
 $\epsilon_s'$ : Deformación del acero  
 $E_s$ : Módulo de elasticidad del acero  
 $d$ : Ubicación del acero de refuerzo medido desde la fibra extrema en compresión.  
 $A_{st}$ : Acero propuesto en la zona de tensión.  
 $f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.  
 $d'$ : Ubicación del acero de refuerzo medido desde la fibra extrema en flexión.

$P_o$  es el punto de carga axial pura, corresponde a la capacidad en compresión pura, que se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_o = 0,85 \cdot f'_m (A_e - A_s) + A_s \cdot f_y$$

Donde:

$f'_m$ : Resistencia a la compresión de la mampostería.  
 $A_e$ : Área efectiva  
 $A_s$ : Área total de acero a colocar  
 $f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.

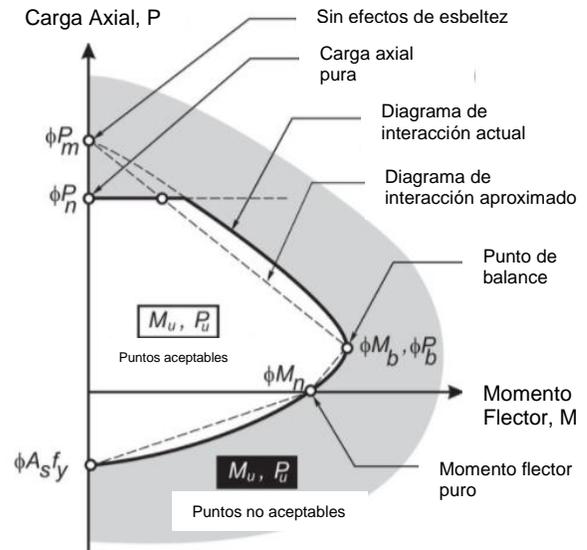
$M_o$  es el punto de la capacidad en flexión pura, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$M_o = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$A_s$ : Área total de acero a colocar  
 $f_y$ : Resistencia a fluencia del acero.  
 $d$ : Ubicación del acero de refuerzo medido desde la fibra extrema en compresión.  
 $a$ : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

A todos estos puntos se les aplica el factor de reducción correspondiente. Para efectos de entender el diagrama de la Figura 11 se tiene que el  $\phi P_o$  está denotado como  $\phi P_m$ .



**Figura 11.** Diagrama de interacción Carga axial vs Momento flector **Fuente:** Brandow, G., Ekwueme, C., Hart, G. (2015)

Los datos factorizados de carga axial y momento flector que se ubiquen dentro del diagrama de interacción se consideran como datos aceptables para el diseño propuesto ya que se considera que el elemento puede soportar las cargas solicitadas. Por otro lado, para las cargas axiales y los momentos que caen por fuera de este diagrama es debido a que las dimensiones propuestas para la columna son inadecuadas por lo que el elemento debe ser rediseñado.

## Diseño de muros con cargas perpendiculares a su plano

Es importante tomar en cuenta las cargas laterales a las que puede estar sometido un muro, ya que, al llegar como una fuerza perpendicular a su plano, se debe hacer un análisis para comprobar que el elemento pueda resistir correctamente las solicitaciones a las que se ve sometido con el diseño de dimensiones y acero de refuerzo propuesto.

Se debe calcular el momento y carga axial requeridos a la mitad de la altura del muro de la siguiente manera:

$$M_u = \frac{w_u \cdot h^2}{8} + P_{uf} \frac{e}{2} + P_u \cdot \Delta_u$$

Donde:

$W_u$ : Carga lateral uniformemente distribuida mayorada.

$h$ : Altura del muro

$P_{uf}$ : Peso mayorado del área tributaria de techo o entrepiso.

$e$ : Excentricidad de la carga vertical del techo o entrepiso.

$P_u$ : Carga axial requerida

$\Delta_u$ : Deformación horizontal en el centro del claro producto de la acción de las combinaciones de carga.

Luego, se propone una cantidad de acero a una separación determinada y se calculan los valores como el bloque equivalente de esfuerzos, el eje neutro, las cuantías de acero requeridas y máximas para obtener el momento nominal del muro como:

$$M_n = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$A_s$ : Área transversal efectiva del refuerzo a flexión

$f_y$ : Esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo

$d$ : Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo longitudinal en tracción

$a$ : Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

Por último, se realiza la verificación final donde se debe cumplir que el momento nominal factorizado debe ser mayor o igual al momento último de diseño.

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$M_n$ : Momento nominal

$M_u$ : Momento requerido

A pesar de que el diseño se basa en el método de resistencia, el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 9/25) también permite hacer una revisión por servicio para muros esbeltos que es importante tomar en cuenta, con esta revisión se logra medir el desplazamiento del muro a media altura ante cargas laterales. Se establece un desplazamiento máximo igual a:

$$\Delta_s = 0,007 \cdot h$$

Donde:

$h$ : Altura efectiva del muro

Se debe calcular un momento de agrietamiento como:

$$M_{cr} = S \cdot f_r$$

Donde:

$S$ : Módulo de sección

$f_r$ : Módulo de ruptura

Para el módulo de ruptura se tienen dos ecuaciones con un límite máximo que se debe respetar en ambos casos, si al realizar el cálculo

da un valor mayor al límite se debe utilizar el valor máximo correspondiente a cada caso.

Si el elemento se va a rellenar completamente con concreto se debe utilizar lo siguiente:

$$f_r = 1,06 \cdot \sqrt{f'_m} < 15 \text{ kg/cm}^2$$

Si se considera que la mampostería va a estar parcialmente rellena (solamente con algunas celdas rellenas) se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$f_r = 0,67 \cdot \sqrt{f'_m} < 9 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, para calcular la deformación del elemento se debe realizar lo siguiente:

Cuando el momento bajo cargas laterales de servicio ( $M_{ser}$ ) no excede el momento de agrietamiento de la sección del muro ( $M_{cr}$ )

$$M_{ser} \leq M_{cr}$$

La deformación se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$\Delta_s = \frac{5 \cdot M_{ser} \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_g}$$

Donde:

$M_{ser}$ : Momento de servicio a la mitad de la altura del muro incluyendo los efectos  $P\Delta$ .

$h$ : Altura del muro

$E_m$ : Módulo de elasticidad de la mampostería

$I_g$ : Momento de inercia grueso en la sección transversal.

Cuando el momento bajo cargas laterales de servicio excede el momento de agrietamiento y es menor al momento nominal.

$$M_{cr} < M_{ser} < M_n$$

La deformación se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_s = \frac{5 \cdot M_{ser} \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_g} + \frac{5(M_{ser} - M_{cr}) \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_{cr}}$$

Donde:

$M_{ser}$ : Momento de servicio a la mitad de la altura del muro incluyendo los efectos  $P\Delta$ .

$M_{cr}$ : Momento de agrietamiento

$h$ : Altura del muro

$E_m$ : Módulo de elasticidad de la mampostería

$I_g$ : Momento de inercia grueso en la sección transversal.

$I_{cr}$ : Momento de inercia de la sección agrietada

Por último, se debe cumplir que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia

$M_n$ : Momento nominal

$M_u$ : Momento requerido

# Metodología

## Estudio bibliográfico

Se realizó un estudio bibliográfico para definir los requerimientos generales en temas de análisis y diseño estructural de la mampostería integral. El Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014 (2016) brinda información sobre características que deben tener los materiales (acero, concreto de relleno, morteros y bloques de concreto) en cuanto a normas, dimensionamiento, y especificaciones de diseño como cuantías mínimas y máximas que se permiten en nuestro país.

Con base a los libros “Especificación, diseño y cálculo de mampostería” de Richard E. Klingner, “Mampostería Diseño de Estructuras” de Álvaro Poveda, el “Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014” y la información del curso de Estructuras de Mampostería, se logró recopilar información valiosa para realizar la herramienta de diseño en Microsoft Excel©.

## Elaboración del modelo estructural

El modelo estructural se realizó por medio del programa computacional ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems), versión 16.

Este modelo se realiza con el fin de definir un flujo de procesos con una secuencia lógica a la hora de modelar cualquier estructura, para que al final se logren extraer las fuerzas internas de cada elemento y así poder realizar los diseños de los mismos en la herramienta de cálculo diseñada. Cada uno de esos procesos se detallan en la “Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD”

## Descripción de la vivienda

Para el modelo y el diseño estructural en mampostería integral del proyecto se cuenta con un caso real de diseño de una vivienda unifamiliar facilitada por el Ingeniero Barrantes. El único objetivo de este análisis es utilizar un ejemplo real en el proceso de cálculo.

Esta vivienda va a estar ubicada en Curridabat en la provincia de San José, por lo que se consideró un suelo tipo S3 y una Zona Sísmica III.

En el primer nivel se cuenta con áreas de uso común, una oficina, un baño y una habitación, mientras que en segundo nivel se cuenta con 3 dormitorios, 2 baños y una sala de televisión.



**Figura 12.** Modelo geométrico preliminar de la vivienda en Revit. **Fuente:** Barrantes, A. (2021)

## Propiedades de la mampostería

El valor de la densidad de la mampostería se define según sea la propuesta de diseño inicial, esto porque en los elementos puede haber celdas rellenas en su totalidad o a cada cierto espaciamiento con concreto de relleno y se puede presentar el caso de tener Viga-Bloque.

Para obtener estos valores de la densidad, se tomó en cuenta los resultados de la investigación realizada por Navas & Fonseca (2016, p. 106), donde se tienen datos de la densidad para mampostería que se utiliza en Costa Rica de tipo modular, con espesor de 12cm, 15cm y 20cm que son los bloques de concreto que

la empresa suele utilizar y en los cuales se va a enfocar este proyecto.

Para el módulo de Poisson se utilizó un valor de 0,25. El CFIA (2016, p. 9/6) establece que el valor del módulo de elasticidad para la mampostería se puede calcular de la siguiente manera:

$$E_m = 750 \cdot f_m$$

## Modelado de elementos estructurales

Previo al modelado de los elementos estructurales, se verificó las dimensiones de las columnas, vigas y muros según los lineamientos establecidos en el Capítulo 9 del Código Sísmico de Costa Rica (2016).

En el caso de las columnas y las vigas se modelaron como elementos tipo frame, mientras que los muros debido a sus dimensiones corresponden a elementos de área, los cuales se modelaron como elementos tipo Shell thick.

Según Abell (2016), el análisis Shell thick (grueso) toma en cuenta el comportamiento de corte del muro y general tiende a ser más preciso. Por otro lado, Ramírez (2016) recomienda que los muros de mampostería se construyan a partir de elementos tipo Shell thick (grueso). Otro elemento de área fue el entrepiso, para este se eligió un sistema prefabricado de 15 cm de espesor, el cual se modeló como un elemento tipo "Shell-Thick".

## Elaboración de aperturas

Para el modelado correcto de los muros con aperturas (puertas y ventanas) se realizaron verificaciones según las herramientas que contiene el programa, para ello se tomó un modelo base de un muro de 2 m de largo por 3 m de altura y espesor de 0,25m, con un buque de 1,3 m de altura por 0,8 m de ancho, esto con el fin de comprobar la funcionalidad de varias herramientas con las que cuenta el programa. El diseño fue elaborado con una densidad del material igual a 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Luego de haber realizado las pruebas de las aperturas y haber definido la herramienta adecuada para modelar los buques de la vivienda, se procede a asignar los pier y los spandrel según correspondan.

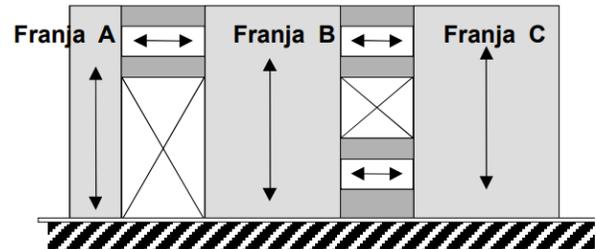
Un pier se asigna a los elementos de área verticales que asemejan su comportamiento al de un muro, por medio de esta herramienta, el programa ETABS entrega las fuerzas (axial, corte y momento) como muro, en sus secciones superior e inferior (Lema, 2013, p. 71)

En el caso de un spandrel, este se asigna a elementos de área horizontales considerados como vigas. Al etiquetar un elemento de superficie como el spandrel, el programa entrega los esfuerzos del elemento integrando las tensiones en un plano vertical (diagramas de esfuerzos típicos de una viga). (Lema, 2013, p. 72)

Para asignar los pier y los spandrel correctamente en las secciones donde hay aperturas se realizaron varias pruebas en muros con puertas y ventanas y así garantizar una salida de resultados de fuerzas internas correcta.

Estas pruebas se realizaron con el fin de comprobar si el método propuesto por Kligner se puede utilizar en un modelo estructural de ETABS.

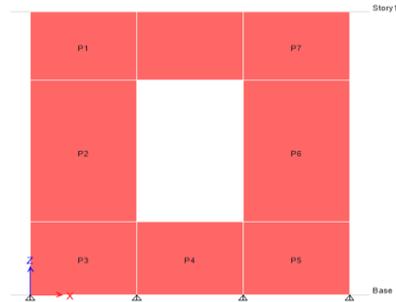
Kligner (2016, p. 103) menciona que no se puede tener franjas verticales que atraviesen la puerta ni la ventana, pues no tendrían ningún punto de apoyo ni en un extremo ni en el otro. Por lo que se debe realizar la siguiente división de franjas como se observa en la siguiente figura.



**Figura 13.** Caso 1. Planteamiento con una combinación de franjas horizontales y verticales (método de Kligner). **Fuente:** Kligner (2016, p. 104)

Como se detalla en la figura anterior para el Caso 1, la pared con buques se debe subdividir en franjas horizontales arriba y abajo de la apertura y tomar las franjas verticales completas que se encuentran a los lados de los buques (como las franjas A, B y C) a la altura de la pared.

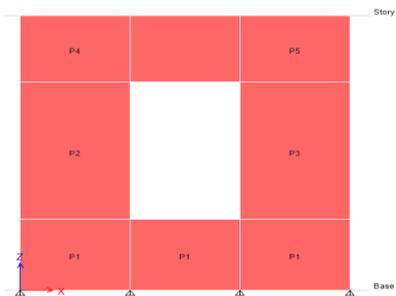
Otra de las pruebas realizadas consistió en asignar un pier distinto a cada división como se muestra en la siguiente figura:



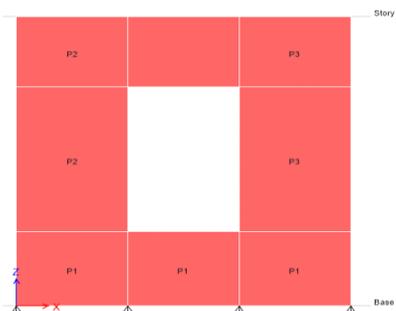
**Figura 14.** Caso 2. Planteamiento posible, asignación de un pier distinto a cada división.  
**Fuente:** Elaboración propia

Las pruebas del Caso 2 se realizaron para analizar si las secciones que se encuentran a ambos lados del buque al presentar una pérdida de rigidez tienen alguna incidencia en los resultados de las fuerzas internas.

En las figuras 15 y 16 se muestran dos modelos más que se realizaron con el fin de simplificar la asignación individual de los pier



**Figura 15.** Caso 3. Planteamiento posible, asignación de un pier en la franja completa horizontal del muro. **Fuente:** Elaboración propia



**Figura 16.** Caso 4. Planteamiento posible, simplificación de los modelos anteriores.  
**Fuente:** Elaboración propia

Luego de haber definido el método para la colocación de los pier y los spandrel se continuó con el modelo de la vivienda.

## Combinaciones de carga

Según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 6/3), en el análisis estructural se deben considerar las siguientes ecuaciones de solicitaciones sísmicas horizontales:

$$\begin{aligned}
 CU &= 1,4 \cdot CP \\
 CU &= 1,2 \cdot CP + 1,6 \cdot f_R \cdot CT + 1,6 \cdot CE \\
 CU &= 1,05 \cdot CP + f_1 \cdot f_R \cdot CT \pm CS + CE \\
 CU &= 0,95 \cdot CP \pm CS + CE
 \end{aligned}$$

Donde:

- CU: Carga última.
- CP: Carga permanente.
- CT: Carga temporal.
- CS: Carga de sismo.
- CE: Carga de empuje.
- $f_1$ : Probabilidad de ocupación.
- $f_R$ : Factor de reducción.

Cabe mencionar que para efectos de este proyecto como la estructura de la vivienda era irregular en planta se realizaron las combinaciones como lo establece el apartado 7.3 del Código Sísmico, el cual menciona que las solicitaciones sísmicas horizontales se toman como la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra y se debe efectuar este proceso en ambas direcciones CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/4).

## Aplicación del mallado

El mallado es una herramienta con la que cuenta el programa para realizar la discretización de elementos, Onderj (2014) menciona que la “discretización de un modelo basado en objetos es siempre fundamental para generar resultados más precisos”.

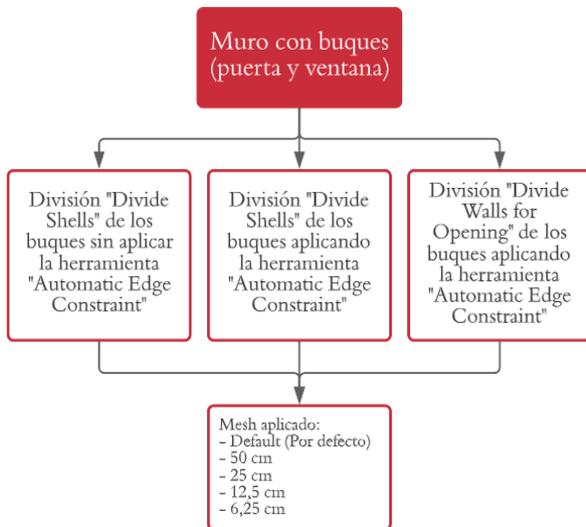
Debido a que no se encontró algún estudio o investigación que respaldara un adecuado uso del mallado para las estructuras en mampostería integral, se realizó una serie de pruebas en el programa computacional ETABS y se analizó el

comportamiento de los elementos tipo muro tomando en cuenta las siguientes variaciones:

- **Muro con buques**

El modelo base corresponde a un muro con dimensiones de 4m de largo, 3m de altura, 12cm de espesor y dos buques que simulan una puerta de 0,9 m de ancho por 2,1m de altura y una ventana de 1,2m de ancho por 1,4m de altura ubicada a una elevación de 0,6m.

Se realizan tres grupos de pruebas como se muestra en la figura 17, donde se le aplica a cada uno un mesh automático por defecto (Default), de 50cm, 25cm, 12,5cm y 6,25cm.



**Figura 17.** Desglose de las pruebas realizadas para los muros con buques. **Fuente:** Elaboración propia.

- **Muro con espesor variable**

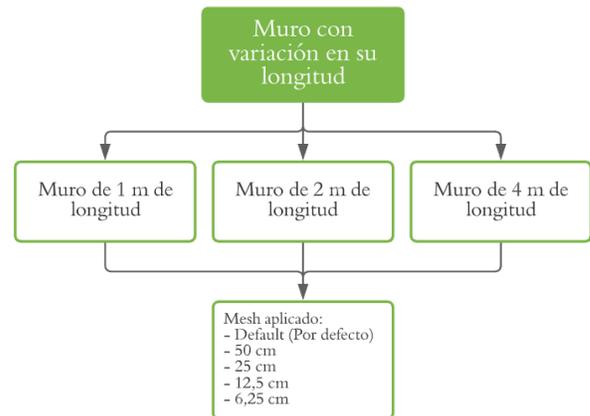
Para este caso se elaboró un modelo base con dimensiones de 2m de largo por 3m de altura. Se utilizan espesores de 12cm, 15cm y 20cm como se muestra en la figura 18, con el fin de encontrar variaciones relacionadas a los casos reales de diseño que se pueden dar con el uso de la mampostería en el mercado nacional.



**Figura 18.** Desglose de las pruebas realizadas para los muros con variación en su espesor. **Fuente:** Elaboración propia.

- **Muro con variaciones en su longitud**

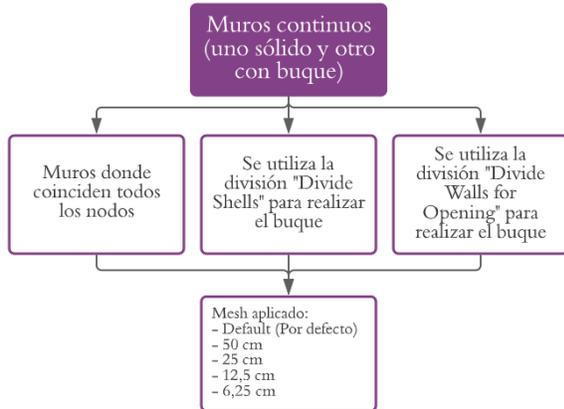
Se utilizó un modelo base de un muro con espesor de 12cm, altura de 3m y con variación en la longitud del elemento como se describe en la figura 19.



**Figura 19.** Desglose de las pruebas realizadas para los muros con variación en su longitud. **Fuente:** Elaboración propia.

- **Muros continuos**

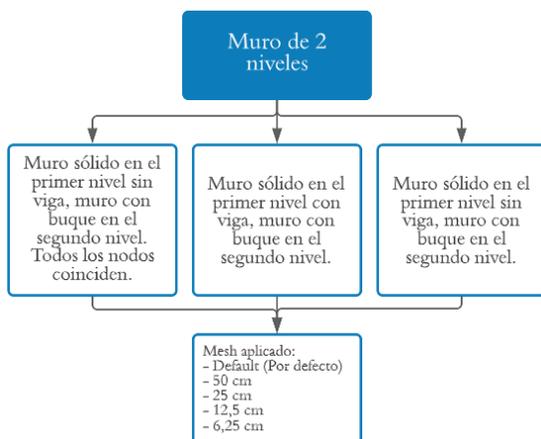
Se realizó un modelo base de un muro de 4m de longitud, 3m de altura, espesor de 12cm y un buque de 1,8m de largo por 1,65m de altura, junto a un muro sólido de 2m de longitud y 3m de altura con el mismo espesor. Se cuenta con 3 casos de análisis como se desglosa en la figura 20.



**Figura 20.** Desglose de las pruebas realizadas para los muros continuos. **Fuente:** Elaboración propia.

- **Comprobación para muros en 2 niveles**

En este caso, en el primer nivel se modeló un muro sólido de 4m de largo, 3m de altura y espesor de 12cm, mientras que para el segundo nivel se modeló un muro con las mismas dimensiones con un buque que simula una puerta de 0,9m de ancho por 2,1m de altura.



**Figura 21.** Desglose de las pruebas realizadas para los muros en 2 niveles. **Fuente:** Elaboración propia.

La toma de datos para realizar las comparaciones entre todos los modelos se basó en medir el desplazamiento de cada muro en la esquina superior derecha del elemento.

En el Apéndice 2 se muestra el modelo de cada una de las pruebas con el punto de donde se tomó cada desplazamiento horizontal.

También, como parte del análisis que se realizó para observar el comportamiento de los resultados obtenidos fue sacar un porcentaje de error entre un mesh y otro para analizar la diferencia entre los mesh aplicados.

Luego de realizar estas pruebas, se continuó con el proceso de modelado de la estructura. Para este modelo el tipo de diafragma que se aplicó fue el rígido y se le asignaron las cargas gravitacionales siguiendo los requerimientos del apartado 6.1 del Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014.

## Análisis de la estructura

Para el análisis estático se consideró un tipo de suelo S3, una Zona Sísmica III, la aceleración pico efectiva de 0,36, según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 4/2) una vivienda se debe considerar como una edificación de ocupación normal por lo que su factor de importancia es igual a 1. También, por sus propiedades geométricas se clasifica como una vivienda con un sistema estructural tipo muro con irregularidades en planta y en altura. Dentro de los factores principales a utilizar fueron la ductilidad global asignada con un valor igual a 2, el periodo fundamental de la estructura 0,1s, una sobre resistencia de 2 y un factor espectral dinámico igual a 1,362 para ambas direcciones.

Con base a estos parámetros se calculó el coeficiente sísmico de la estructura en ambas direcciones como lo establece CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) y se asignó cada valor en el programa que al multiplicarlo por el peso total de la edificación para efectos sísmicos se logra obtener el cortante en la base de diseño con ese valor se logró obtener la distribución de fuerzas sísmicas de la estructura por nivel.

$$F_i = V \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{k=1}^N W_k \cdot h_k}$$

Donde:

$F_i$ : Fuerza sísmica aplicada al nivel  $i$ .

$V$ : Cortante en la base.

$W_i$ : Peso del nivel  $i$  para efectos sísmicos

$h_i$ : Altura del nivel  $i$  sobre el nivel de base

Para el análisis dinámico se definió el espectro de respuesta tomando como base los mismos parámetros que se utilizaron para realizar el análisis estático, para este caso se utilizó el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) debido a la irregularidad en planta de la vivienda y que los periodos eran muy cercanos entre sí.

Se le asignó al programa una cantidad de 120 modos de vibración, con esta cantidad se aseguró haber tomado en cuenta modos importantes de vibración al haber llegado a una masa participativa del 90% como lo establece el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/8), ya que cada modo de oscilación determina las fuerzas internas de los elementos sismorresistentes (momentos de flexión, momentos de torsión, fuerzas axiales y fuerzas cortantes)

Por último, se exportaron los datos en Excel de las fuerzas internas de cada muro (Pier Forces), columna (Column Forces) y viga (Spandrel Forces) que completan el diseño sismorresistente de la estructura para su posterior diseño en la herramienta de cálculo programada.

## Elaboración de las herramientas de cálculo

Para las herramientas de cálculo se decidió en conjunto con el Ing. Barrantes, realizarlas en Microsoft Excel ©. También, por elección del Ingeniero se realizó un Excel individual para cada uno de los elementos para que se pueda llevar un mejor control de los diseños estructurales de cada proyecto que ellos realicen.

Como un primer paso, se definieron cuáles eran las variables indispensables que el usuario debe ingresar de primera instancia para poder iniciar con el proceso de diseño de una manera agilizada y efectiva. De manera general, se definió que el usuario debe copiar la lista de elementos con sus fuerzas internas que se exporta del análisis en ETABS, debe definir el tipo de bloque

de concreto a utilizar según sus dimensiones, el  $f'_m$  de los bloques, el  $f_y$  del acero que se utiliza, recubrimiento, entre otros parámetros.

A partir de esta información se inició con la programación de las hojas de cálculo para vigas, columnas y muros. Estas hojas se fueron codificando para que el usuario en el proceso pueda ir verificando los resultados de cada diseño y en caso de que algún parámetro no cumpla con los requerimientos establecidos por el Código, el mismo programa le avisará del error y no lo dejará continuar hasta que se realice la corrección. Esta programación se realizó con el fin de llevar una secuencia ordenada de diseño y en caso de error poder advertirle al usuario en el momento para que luego no tenga que buscar por su cuenta el parámetro donde no cumplió el diseño.

Luego, se realizaron diagramas de flujo para cada elemento en específico con su respectivo diseño (a flexión, por cortante y a flexocompresión) tomando en cuenta como documento principal los requerimientos del Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014. Estos diagramas se encuentran en el Apéndice 3.

## Verificación de resultados

Para la verificación de los resultados del modelo en ETABS se realizó el análisis estructural de la vivienda paso a paso en un archivo de Excel.

Se calculó el peso total de la estructura, el centro de masa y el centro de rigidez como se muestra a continuación. Las fórmulas utilizadas para el cálculo del centro de masa de la estructura en ambas direcciones son las siguientes:

$$CM_x = \frac{\sum W_i \cdot \text{Dist. } X_i}{\sum W_i}$$

$$CM_y = \frac{\sum W_i \cdot \text{Dist. } Y_i}{\sum W_i}$$

Donde:

$W_i$ : masa de cada elemento  $i$ .

Dist.  $X_i$ : Distancia desde el centro de cada elemento  $i$  al eje de referencia global en  $X$ .

Dist.  $Y_i$ : Distancia desde el centro de cada elemento  $i$  al eje de referencia global en  $Y$ .

Para el cálculo de la rigidez se utilizó el método de Cantiliver para calcular la rigidez relativa de cada elemento. Primero, se calcularon las deflexiones de cada uno de los elementos. Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las deflexiones son las siguientes:

Si el elemento está empotrado solamente en la base se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta_{cantiliver} = 0.40 \left(\frac{h}{d}\right)^3 + 0.30 \left(\frac{h}{d}\right)^3$$

Si el elemento se encuentra empotrado en su base y su parte superior, la deflexión se calcula como:

$$\Delta_{cantiliver} = 0.10 \left(\frac{h}{d}\right)^3 + 0.30 \left(\frac{h}{d}\right)^3$$

Donde:

h: Altura del elemento  
d: Longitud del elemento

Carranza (2016) menciona que la rigidez relativa de este método se define como el inverso de la deflexión total, la cual está compuesta por la deflexión debida a momento, así como debido al cortante.

Luego de haber calculado las deflexiones se obtuvo la rigidez de cada elemento por medio de la relación:

$$R_c = \frac{1}{\Delta_c}$$

Para obtener la rigidez de la estructura se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$CR_x = \frac{\sum X_i * R_{yi}}{\sum R_{yi}}$$

$$CR_y = \frac{\sum Y_i * R_{xi}}{\sum R_{xi}}$$

Donde:

R<sub>xi</sub>: rigidez en la dirección x de cada elemento i.  
R<sub>yi</sub>: rigidez en la dirección y de cada elemento i.

X<sub>i</sub>: Distancia desde el centroide de cada elemento i al eje de referencia global en X.

Y<sub>i</sub>: Distancia desde el centroide de cada elemento i al eje de referencia global en Y.

Con estos valores calculados, se obtuvo la excentricidad de la estructura, luego se realizó el análisis estructural según los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica 2010 por los métodos estático y dinámico. También, se calculó el periodo de la estructura con la ecuación de Rayleigh para compararlo con el primer modo de vibración del modelo.

$$R_c = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \frac{\sum_{i=1}^N W_i \cdot (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \cdot \delta_i^e}}$$

Donde:

δ<sub>i</sub><sup>e</sup>= Desplazamiento elástico  
F<sub>i</sub>=Fuerza sísmica del nivel i  
W<sub>i</sub>=Peso total del nivel i  
g=Aceleración de la gravedad

Según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/9) cuando se realice un análisis estructural por el método estático o el dinámico, se deben calcular los desplazamientos inelásticos y las derivas de la siguiente manera:

$$\delta_i = \alpha \cdot \mu \cdot SR \cdot \delta_i^e$$

Donde:

δ<sub>i</sub>= Desplazamiento inelástico  
δ<sub>i</sub><sup>e</sup>= Desplazamiento elástico  
α=Factor de desplazamiento inelástico  
μ=Ductilidad global asignada utilizada en el cálculo de las fuerzas.  
SR=Factor de Sobre-resistencia

Para el cálculo de las derivas inelásticas se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = \mu \cdot SR \cdot \Delta_i^e$$

Donde:

Δ<sub>i</sub>= Deriva o desplazamiento inelásticos relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior.

$\Delta_i^e$  = Deriva o desplazamiento inelásticos relativo horizontal entre el nivel  $i$  y el nivel adyacente inferior.

Al obtener los desplazamientos y las derivas, se comparan los valores con los límites establecidos según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/10), como se muestra en la siguiente figura.

TABLA 7.2. Límite superior de la razón de deriva inelástica,  $\Delta_i/H_i$  <sup>(1)</sup>, según categoría de edificación y sistema estructural.

Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación especial según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

<sup>(1)</sup> Nota:  $H_i = h_i - h_{i-1}$ , altura entre el nivel del piso  $i$  y el nivel adyacente inferior.

**Figura 22. Límites para derivas inelásticas.**  
**Fuente. CFIA (2016)**

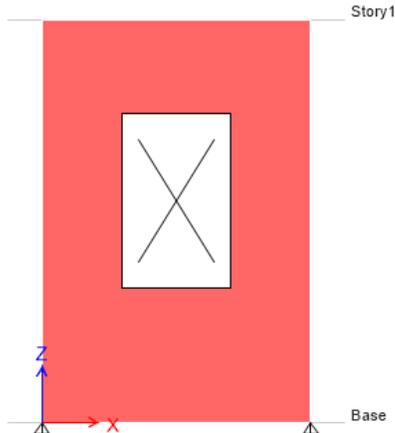
En cuanto a la verificación de resultados para los diseños estructurales de las hojas de cálculo, cabe destacar que, en el proceso, a cada una de las hojas de cálculo se les fue revisando su funcionalidad y por medio de ejemplos realizados a mano en el curso de Estructuras de Mampostería se fueron comparando los resultados acorde lo que se iba solicitando en cada uno de los diseños. Se realizaron pruebas de diseño de muros, vigas y columnas durante el proceso.

# Resultados

## Modelo Estructural

### Modelado de aperturas

Las primeras pruebas realizadas corresponden a las del muro de 2 m de largo por 3 m de altura con un buque en el centro del muro como se muestra en la figura 23.



**Figura 23.** Muro base para prueba de modelado de aperturas. **Fuente:** Elaboración propia. Programa ETABS

Al muro se le aplicaron 3 herramientas distintas para realizar el buque, las cuales mostraron los resultados que se presentan a continuación.

<b>Cuadro 2. Peso total del muro según la herramienta utilizada para modelar un buque.</b>	
Herramienta utilizada	Peso del muro (t)
Draw wall Openings	3,600
Divide Shells	2,976
Divide Walls for Openings	2,976

**Fuente:** Elaboración propia.

## Asignación de los pier

A continuación, se muestran los resultados de los modelos elaborados para analizar el comportamiento de los pier en un muro con una apertura de una ventana. A este modelo se le aplicó una carga de sismo en X de 1 t.

El cuadro 3 muestra los resultados del Caso 1 que corresponde a la asignación de los pier con base a la teoría de Klinger.

<b>Cuadro 3. Fuerzas internas de los pier asignados para el Caso 1.</b>			
Fuerza interna	P1	P2	P3
Pu (kg)	1170	0	-1169,9
Vu (kg)	204	591,97	204,01
Mu (kg m)	359,5	-58,71	359,45

**Fuente:** Elaboración propia.

Luego, en los cuadros 4 y 5 se muestran los resultados del Caso 2 para la asignación de los pier según la cantidad de divisiones que tenga el muro.

<b>Cuadro 4. Fuerzas internas de los pier asignados para el Caso 2.</b>			
Fuerza interna	P1	P2	P3
Pu (kg)	442,8	640,19	1169,9
Vu (kg)	209,6	500	204,01
Mu (kg m)	-178,3	472,31	359,45

**Fuente:** Elaboración propia.

<b>Cuadro 5. Fuerzas internas de los pier asignados para el Caso 2.</b>				
Fuerza interna	P4	P5	P6	P7
Pu (kg)	0	-1169,9	-640,19	-442,76
Vu (kg)	591,97	204,01	500	209,61
Mu (kg m)	-58,71	359,45	472,31	-178,33

**Fuente:** Elaboración propia.

El Caso 3 muestra una forma simplificada tomando una franja horizontal en parte inferior del buque a lo largo del muro, los resultados se muestran en el siguiente cuadro.

<b>Cuadro 6. Fuerzas internas de los pier asignados para el Caso 3.</b>					
Fuerza interna	P1	P2	P3	P4	P5
Pu (kg)	0	640,19	-640,19	442,76	-442,76
Vu (kg)	1000	500	500	209,61	209,61
Mu (kg m)	3000	472,31	472,31	-178,33	-178,33

Fuente: Elaboración propia.

Por último, en el cuadro 7 se muestra los resultados del Caso 4, el cual consiste en una simplificación del caso anterior. Como referencia se puede observar la figura 17.

<b>Cuadro 7. Fuerzas internas de los pier asignados para el Caso 4.</b>			
Fuerza interna	P1	P2	P3
Pu (kg)	0	640,19	-640,19
Vu (kg)	1000	500	500
Mu (kg m)	3000	472,31	472,31

Fuente: Elaboración propia.

## Uso del mallado

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de las pruebas realizadas en ETABS para validar el uso correcto de la herramienta Mesh en muros de mampostería integral según las variables definidas anteriormente.

En el cuadro 8 se muestran los resultados de la División con el "Divide Shells" (DS) y el "Divide Walls for Openings" (DWO) para realizar los buques.

<b>Cuadro 8. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a los muros con buques.</b>			
Mesh aplicado	DS sin constraint	DS con constraint	DWO sin constraint
Default	0,066402	0,066402	0,113692
50cm	0,156788	0,156788	0,169789
25cm	0,177227	0,177227	0,185208
12,5cm	0,190707	0,190707	0,19443
6,25cm	0,197898	0,197898	0,199486

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro 9. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a los muros con variación en su espesor.**

Mesh aplicado	Muro 12cm	Muro 15cm	Muro 20cm
Default	0,148611	0,118889	0,089167
50cm	0,183618	0,146894	0,110171
25cm	0,187142	0,149714	0,112285
12,5cm	0,188244	0,150595	0,112947
6,25cm	0,188573	0,150859	0,113144

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro 10 se muestran los desplazamientos obtenidos para las pruebas realizadas a un muro de 3 m de altura con variación en su longitud.

<b>Cuadro 10. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a los muros con variación en su longitud.</b>			
Mesh aplicado	Muro 1x3m	Muro 2x3m	Muro 4x3m
Default	0,980556	0,148611	0,023785
50cm	1,251934	0,183618	0,033002
25cm	1,273179	0,187142	0,033600
12,5cm	1,280961	0,188244	0,033772
6,25cm	1,283435	0,188573	0,033821

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro 11 se tienen los resultados de las pruebas realizadas a los muros continuos utilizando las herramientas Divide Walls for Openings (DWO) y "Divide Shells" (DS) para la elaboración de los buques.

<b>Cuadro 11. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a muros continuos.</b>			
Mesh aplicado	Muro Completo	DWO Buque	DS Buque
Default	0,031400	0,031001	0,029642
50cm	0,049221	0,045935	0,045551
25cm	0,052347	0,049012	0,049152
12,5cm	0,055409	0,051460	0,051503
6,25cm	0,057930	0,053363	0,053380

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a los resultados de los modelos de los muros de 2 niveles, se tiene el cuadro 12 que corresponde a los desplazamientos obtenidos en la esquina superior derecha del primer nivel y

el cuadro 13 contiene los desplazamientos de la esquina superior derecha del segundo nivel.

**Cuadro 12. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a muros en 2 niveles (punto 1er nivel).**

Mesh aplicado	Sin Viga	Con Viga	Coinciden Nodos
Default	0,063121	0,063122	0,063656
50cm	0,070206	0,070156	0,070664
25cm	0,070755	0,070599	0,071070
12,5cm	0,07085	0,070693	0,071134
6,25cm	0,070886	0,070698	0,070108

Fuente: Elaboración propia

**Cuadro 13. Desplazamientos en la dirección X (mm) para cada mesh aplicado a muros en 2 niveles (punto 2do nivel).**

Mesh aplicado	Sin Viga	Con Viga	Coinciden nodos
Default	0,213997	0,213993	0,214466
50cm	0,258554	0,257574	0,259998
25cm	0,273336	0,27124	0,273956
12,5cm	0,285018	0,282035	0,285278
6,25cm	0,294152	0,290564	0,294271

Fuente: Elaboración propia

A partir de estos resultados, se calculó un porcentaje de variación entre mesh y mesh para ver el comportamiento de esta herramienta al disminuir su dimensionamiento. A continuación, se muestran los porcentajes obtenidos para cada grupo según la variable aplicada.

**Cuadro 14. Porcentaje de variación con base al mesh superior de los muros con buques.**

Mesh comparado	DS sin constraint	DS con constraint	DWO sin constraint
Default vs 50cm	136,12%	136,12%	49,34%
50cm vs 25cm	13,04%	13,04%	9,08%
25cm vs 12,5cm	7,61%	7,61%	4,98%
12,5cm vs 6,25cm	3,77%	3,77%	2,60%

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro 15. Porcentaje de variación con base al mesh superior de los muros con variación en su espesor.**

Mesh comparado	Muro 12cm	Muro 15cm	Muro 20cm
Default vs 50cm	23,56%	23,56%	23,56%
50cm vs 25cm	1,92%	1,92%	1,92%
25cm vs 12,5cm	0,59%	0,59%	0,59%
12,5cm vs 6,25cm	0,17%	0,18%	0,17%

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro 16. Porcentaje de variación con base al mesh superior de los muros con variación en su longitud.**

Mesh comparado	Muro 1x3m	Muro 2x3m	Muro 4x3m
Default vs 50cm	27,68%	23,56%	38,75%
50cm vs 25cm	1,70%	1,92%	1,81%
25cm vs 12,5cm	0,61%	0,59%	0,51%
12,5cm vs 6,25cm	0,19%	0,17%	0,15%

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro 17. Porcentaje de variación con base al mesh superior del análisis de muros continuos.**

Mesh comparado	Muro Completo	DWO Buque	DS Buque
Default vs 50cm	56,75%	48,17%	53,67%
50cm vs 25cm	6,35%	6,70%	7,91%
25cm vs 12,5cm	5,85%	4,99%	4,78%
12,5cm vs 6,25cm	4,55%	3,70%	3,64%

Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro 18. Porcentaje de variación con base al mesh superior del análisis de muros en 2 niveles (punto 1er nivel).**

Mesh comparado	Sin Viga	Con Viga	Coinciden nodos
Default vs 50cm	11,22%	11,14%	11,01%
50cm vs 25cm	0,78%	0,63%	0,57%
25cm vs 12,5cm	0,13%	0,13%	0,09%
12,5cm vs 6,25cm	0,05%	0,01%	-1,44%

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 19. Porcentaje de variación con base al mesh superior del análisis de muros en 2 niveles (punto 2do nivel).</b>			
Mesh comparado	Sin Viga	Con Viga	Coinciden nodos
Default vs 50cm	20,82%	20,37%	21,23%
50cm vs 25cm	5,72%	5,31%	5,37%
25cm vs 12,5cm	4,27%	3,98%	4,13%
12,5cm vs 6,25cm	3,20%	3,02%	3,15%

Fuente: Elaboración propia.

También, se realizó una comparación para observar los desplazamientos de los modelos con viga versus los modelos sin viga, en el cuadro 20 se muestra la variación entre ellos por cada nivel.

<b>Tabla 20. Porcentaje de variación para cada nivel entre el modelo de 2 niveles con viga y sin viga.</b>		
Mesh aplicado	1 Nivel	2 Nivel
Default	-0,002%	0,002%
50cm	0,071%	0,379%
25cm	0,220%	0,767%
12,5cm	0,222%	1,047%
6,25cm	0,265%	1,220%

Fuente: Elaboración propia.

## Verificación de resultados del modelo estructural

A continuación, se presenta un resumen de los resultados del análisis estructural extraídos de ETABS y los elaborados por medio de cálculo manual en una hoja de Excel. En el Apéndice 4 se cuenta con un mayor detalle de los cálculos realizados para la comprobación.

<b>Cuadro 21. Comparación de las cargas y peso propio de la estructura calculadas en Excel vs las extraídas de ETABS.</b>			
Carga	Excel (kg)	ETABS (kg)	Error
Dead	86464,5408	86636,4	0,199%
SCM	23073,825	23073,82	0,000%
CV	15384	15382,55	0,009%
CVT	5345,6	5346,4	0,015%

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 22. Comparación del centro de masa de la estructura calculado vs dato ETABS.</b>			
Dirección	Excel	ETABS	Error
X (m)	5,47	5,28	3,46%
Y (m)	7,38	7,57	2,67%

Fuente: Elaboración propia.

En el cuadro 23 se muestra el resultado del centro de rigidez en Excel calculado por el método de cantiléver y el resultado extraído del modelo en ETABS.

<b>Cuadro 23. Comparación del centro de rigidez de la estructura calculada vs dato ETABS.</b>			
Dirección	Excel	ETABS	Error
X (m)	7,77	7,64	1,71%
Y (m)	3,43	3,35	2,31%

Fuente: Elaboración propia.

Con base a los resultados del centro de rigidez y centro de masa, se calculó la excentricidad de la estructura.

<b>Cuadro 24. Comparación de la excentricidad calculada vs dato ETABS.</b>				
Eje	Excel	ETABS	Error	Condición
X (m)	2,307	2,372	2,73%	Irregular Grave
Y (m)	4,170	4,222	1,25%	Irregular Grave

Fuente: Elaboración propia.

Para el valor de la masa sísmica se tiene un porcentaje de participación de un 100% para el peso propio de la estructura y la sobre carga muerta, y un 15% para la carga viva del primer nivel. Con esto se obtiene una masa de 111 845,97 kg, mientras que en el programa se exporta un resultado igual a 108 626 kg por lo que se tiene un porcentaje de error del 2,879%. Luego, se realiza el análisis estructural con base al CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) como se muestra en el Apéndice 4 con el fin de obtener el coeficiente sísmico, multiplicarlo por la masa sísmica y obtener el valor del Corte basal como se muestra a continuación.

<b>Cuadro 25. Comparación del corte basal calculado vs dato ETABS.</b>			
Análisis	Excel (kg)	ETABS (kg)	Error
Estático X	27420,16	26635,10	2,86%
Estático Y	27420,16	26635,10	2,86%

Fuente: Elaboración propia.

Para esta diferencia se realiza una corrección en el programa aplicando un factor de escala de 1,0294 en cada dirección X y Y de la fuerza sísmica asignada. Con esta corrección se obtienen los datos que se muestran en el siguiente cuadro.

<b>Cuadro 26. Comparación del corte basal calculado vs dato de ETABS corregido.</b>			
Análisis	Excel (kg)	ETABS (kg)	Error
Estático X	27420,16	27420,20	0,00%
Estático Y	27420,16	27420,20	0,00%

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la fuerza sísmica por nivel se tiene lo siguiente:

<b>Cuadro 27. Comparación de la fuerza sísmica por nivel calculada vs dato ETABS.</b>				
Dirección	Elevación	ETABS (t)	Excel (t)	Error
X	0+270	12,4	12,88	3,73%
	0+520	14,22	14,54	2,19%
Y	0+270	12,4	12,88	3,73%
	0+520	14,22	14,54	2,19%

Fuente: Elaboración propia.

También, se realizó la revisión de los desplazamientos relativos máximos por nivel para verificar que las derivas se encontraran en el rango que establece el Código Sísmico de Costa Rica.

<b>Cuadro 28. Revisión de derivas según el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 7/9)</b>				
Nivel	hi (cm)	$\Delta_{ie}$	$\Delta_i$	¿Cumple?
1	270	0,012%	0,049%	si
2	250	0,016%	0,064%	si

Fuente: Elaboración propia.

Por último, se tienen los resultados del periodo de la estructura calculado por medio de la ecuación de Rayleigh que es una aproximación al primer modo de oscilación de la estructura.

<b>Tabla 29. Comparación del periodo calculado vs dato ETABS para el 1er modo de vibración.</b>		
Etabs (s)	Excel (s)	Error
0,0860	0,0895	3,88%

Fuente: Elaboración propia.

## Herramientas de cálculo para el diseño estructural en mampostería integral

Se realizó una herramienta de cálculo para el diseño estructural de las vigas por cortante y por flexión, otra herramienta para el diseño de columnas por cortante y por flexocompresión con la verificación de los diagramas de interacción y una hoja de cálculo para muros por el diseño por cortante, por Flexocompresión y por cargas perpendiculares a su plano.

Cada uno de los diseños cuenta con su verificación por el método de resistencia última y cumplen con lo establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014. En el AP 5 se muestran los ejemplos realizados para su validación de forma detallada.

Para el diseño de vigas, se muestran a continuación los cuadros comparativos de los diseños por cortante, por flexión superior y por flexión inferior de un ejemplo de diseño, se tienen los valores obtenidos de las hojas de cálculo programadas versus los datos calculados manualmente.

<b>Cuadro 30. Comparación de los resultados del diseño de vigas por cortante.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$V_m$	1,68 t	1,68 t
$V_{m\max}$	2,44 t	2,44 t
$A_{s\min}$	0,68 cm <sup>2</sup>	0,68 cm <sup>2</sup>
Propuesta	Aro #3 @20cm	
$V_s$	6,96 t	6,96 t
$V_n$	8,65 t	8,65 t
$V_{n\max}$	5,62 t	5,62 t
$\phi V_n$	3,37 t	3,37 t
$V_u$	3,00 t	3,00 t
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 31. Comparación de los resultados del diseño de vigas por flexión del acero inferior.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$A_{Smin}$	1,75 cm <sup>2</sup>	1,75 cm <sup>2</sup>
$A_{Smax}$	2,66 cm <sup>2</sup>	2,66 cm <sup>2</sup>
Propuesta	1 varilla # 5	
$M_n$	2,64 tm	2,64 tm
$\phi M_n$	1,96 tm	1,96 tm
$M_u$	1,40 tm	1,40 tm
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 32. Comparación de los resultados del diseño de vigas por flexión del acero superior.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$A_{Smin}$	1,75 cm <sup>2</sup>	1,75 cm <sup>2</sup>
$A_{Smax}$	2,66 cm <sup>2</sup>	2,66 cm <sup>2</sup>
Propuesta	2 varillas # 4	
$M_n$	3,29 tm	3,29 tm
$\phi M_n$	2,44 tm	2,44 tm
$M_u$	2,20 tm	2,20 tm
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al diseño de columnas, se muestran a continuación los cuadros comparativos de los diseños por cortante y por flexocompresión de un ejemplo de diseño, se tienen los valores obtenidos de las hojas de cálculo programadas versus los datos calculados manualmente.

<b>Cuadro 33. Comparación de los resultados del diseño de columnas por cortante.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$V_m$	1,07 t	1,07 t
$V_{mmax}$	1,86 t	1,86 t
$A_{Smin}$	0,71 cm <sup>2</sup>	0,71 cm <sup>2</sup>
Propuesta	Gancho #3 @20cm	
$V_s$	0,99 t	0,99 t
$V_n$	2,07 t	2,06 t
$V_{nmax}$	3,58 t	3,58 t
$\phi V_n$	1,14 t	1,14 t
$V_u$	0,12 t	0,12 t
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 34. Comparación de los resultados del diseño de columnas por flexocompresión.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$A_{Smin}$	3 cm <sup>2</sup>	3 cm <sup>2</sup>
$A_{Smax}$	18 cm <sup>2</sup>	18 cm <sup>2</sup>
Propuesta	1 varilla #5 y 1 varilla #4	
$(\phi M_b, \phi P_b)$	(0,46 tm, 2,84 t)	(0,46 tm, 2,84 t)
$(0, \phi P_o)$	(0, 20,49 t)	(0, 20,49 t)
$(\phi M_o, 0)$	(0,38 tm, 0)	(0,38 tm, 0)

Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño de muros, se muestran a continuación los cuadros comparativos de los diseños por cortante, por cargas perpendiculares a su plano y por flexocompresión de un ejemplo de diseño, se tienen los valores obtenidos de las hojas de cálculo programadas versus los datos calculados manualmente.

<b>Cuadro 35. Comparación de los resultados del diseño de muros por cortante.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$V_m$	20,06 t	20,06 t
$A_{Smin}$	1,05 cm <sup>2</sup> /m	1,05 cm <sup>2</sup> /m
Propuesta	Varilla #3	
$V_s$	3,85 t	3,85 t
$V_n$	23,92 t	23,91 t
$V_{nmax}$	34,93 t	34,93 t
$\phi V_n$	14,35 t	14,35 t
$V_u$	7,49 t	7,49 t
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

<b>Cuadro 36. Comparación de los resultados del diseño de muros por cargas perpendiculares a su plano.</b>		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
Propuesta	Varilla #3 @20cm	
$M_{cr}$	0,40 tm	0,40 tm
$M_n$	1,05 tm	1,05 tm
$\phi M_n$	0,84 tm	0,84 tm
$M_u$	0,17 tm	0,17 tm
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 37. Comparación de los resultados del diseño de muros por flexocompresión.		
Parámetro	Excel	Cálculo Manual
$A_{s_{min}}$	1,68 cm <sup>2</sup>	1,68 cm <sup>2</sup>
Propuesta	8 varillas #3 @20cm	
$P_n$	4,30 t	4,30 t
$\phi P_n$	3,43 t	3,43 t
$P_u$	3,14 t	3,14 t
$M_n$	20,43 tm	20,43 tm
$\phi M_n$	16,43 tm	16,43 tm
$M_u$	4,48 tm	4,48 tm
Revisión	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

## Guía de análisis estructural y manual de uso de las herramientas de cálculo.

Se elaboró una guía para el modelado de estructuras en mampostería en el programa ETABS (figura 24) donde se estableció un paso a paso basado en la investigación y las pruebas realizadas para conocer la funcionalidad de algunas herramientas del programa.



**Figura 24.** Portada de la guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD. Fuente: Elaboración propia.

Dentro de la tabla de contenidos se tiene una primera parte exclusiva para realizar el análisis de estructuras en ETABS, se establece una guía para que el usuario pueda iniciar su proyecto y definir las bases iniciales de este como las grillas, las unidades de medida, los materiales con sus respectivas características y las secciones transversales de los elementos para iniciar con el dibujo de la estructura.

Luego, hay 2 apartados específicos para el modelado de los muros que son el de asignar los Pier y los Spandrel y el de asignar el mallado para la discretización de estos elementos.

Al continuar con el proceso de modelado, se deben asignar los apoyos, los diafragmas rígidos o flexibles según las condiciones de la estructura, se muestra una guía para establecer los patrones de carga y la asignación de las cargas gravitacionales y horizontales como las cargas de viento, empuje o de sismo.

Para la carga sísmica se muestra el paso a paso para definir el método de análisis ya sea estático o el dinámico. También, se cuenta con un apartado para asignar las combinaciones de carga según lo establece el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

En caso de que se utilice el método de análisis dinámico se muestra un apartado para asignar los casos de carga (load cases) y los modos de vibración de la estructura. Por último, se tiene una guía para exportar los resultados de las fuerzas internas de los elementos sismorresistentes para su posterior diseño en las hojas de cálculo programadas.

La segunda parte de la guía se enfoca en el diseño de los elementos. Al inicio de este apartado se cuenta con una base conceptual del comportamiento estructural de cada uno de los elementos sismorresistentes y contiene un apartado de requisitos de diseño en mampostería integral según lo establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010/14 (CFIA, 2016).

Como último apartado, se cuenta con un manual de uso de las 3 herramientas de cálculo elaboradas.

Para el diseño de vigas se detalla cómo se deben ingresar los resultados extraídos del ETABS y se muestra un paso a paso para llevar a cabo el diseño por cortante y por flexión del elemento.

En cuanto al diseño de columnas se describe cómo se deben ingresar los resultados de las fuerzas internas que se extraen del modelo estructural, se tiene una guía para asignar las

dimensiones de la sección transversal del elemento y se cuenta con un paso a paso para el diseño por cortante y por flexocompresión.

Para el diseño de muros también se detalla la forma en la que se deben ingresar los resultados que se extraen del ETABS. Por medio de un ejemplo se describe el proceso para completar los diseños por cortante, por flexocompresión o por cargas perpendiculares al plano.

Tabla de contenidos

Introducción .....	3
Guía de análisis estructural con ETABS .....	4
Inicio del programa .....	4
Definir grillas .....	5
Definir materiales .....	6
Definir secciones .....	8
Dibujar elementos .....	12
Asignar Pier y Spandrel.....	14
Asignar mallas (mesh).....	16
Asignar apoyos.....	18
Diafragmas .....	19
Patrones de carga (Load Patterns).....	21
Carga Sísmica.....	22
Espectro de respuesta .....	23
Definir el espectro de respuesta en ETABS .....	25
Recurso de masa (Mass source) .....	29
Combinaciones de carga.....	30
Asignar cargas a los elementos .....	33
Casos de Carga (Load Cases).....	36
Modos de vibración.....	39
Análisis de la estructura y resultados .....	40
Guía de diseño estructural para mampostería integral .....	44
Comportamiento de la mampostería .....	44
Diseño de estructuras de mampostería por resistencia última.....	47
Uso de las herramientas de cálculo .....	52
Referencias bibliográficas .....	81
Anexos.....	83

**Figura 25.** Tabla de contenidos de la guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD. **Fuente:** Elaboración propia.

# Análisis de los resultados

## Modelo Estructural

### Modelado de aperturas

Para el modelado correcto de las aperturas, se buscaba encontrar un resultado igual a 2,976 t correspondiente al peso del muro, como se observa en el cuadro 2 solamente 2 herramientas cumplieron con el resultado esperado.

En el caso de la herramienta "Draw Wall Openings" el programa no elimina la sección que se traza sobre el muro ya que la sigue considerando como un elemento de 2m por 3m lo cual va a incidir directamente en los resultados del análisis estructural y de las fuerzas internas de los elementos. Con este resultado se debe evitar utilizar el "Draw Wall Openings" y tomar como opción alguna de las otras 2 herramientas, ya sea la de "Divide Walls" o "Divide Walls for Openings" para el modelado correcto de los buques.

### Asignación de los pier

Al comparar el caso 1 con el caso 2, el pier P1 del caso 1 y el P3 del caso 2 exportan los mismos resultados en la base a pesar de que el caso 1 tenga 2 divisiones en el medio, esto es debido a que al colocar el mismo pier en la sección el programa lo reconoce como un único pier. Esto mismo sucede al comparar el P3 (caso 1) con el P5 (caso 2) con los resultados en la base del muro por lo que no hay diferencia entre estos datos.

Para el análisis de las fuerzas cortantes, en el caso 1 se presenta el mismo fenómeno con los pier P1 y P3 comparado con los resultados del P3 y P5 del caso 2, es decir, si se asignan los pier con el método del caso 1 solamente se va a obtener los resultados de la base del muro, no se tomaría en cuenta la pérdida de rigidez generada por el buque. Luego, los casos 2, 3 y 4 presentan un mismo resultado de carga axial y cortante de

los pier que se asignaron a los lados de la apertura.

En los resultados de momento se tiene un comportamiento similar a lo mencionado anteriormente, el momento crítico se encuentra en los pier asignados a los lados de los buques debido a la pérdida de rigidez que esa apertura le genera a esas secciones, por lo tanto, el momento con mayor valor va a estar ubicado en estas secciones por ser más flexibles. Las pruebas que cumplen con este apartado son las del Caso 2, 3 y 4.

### Uso del mallado

Para el uso del mesh en buques, en el cuadro 8 se puede observar una igualdad en los resultados de los desplazamientos obtenidos por los métodos DS sin constraint y DS con constraint, esto quiere decir que aplicarle la herramienta de "Automatic Edge Constraint" a los muros no genera algún cambio a los desplazamientos de la estructura, esta herramienta se utilizó como una posible solución a las discontinuidades que se generan al aplicar el mesh cuando se dividen los muros con la herramienta pero evidentemente no ocasiona algún cambio en los datos. Según el CSI Spain (s.f.) "el Automatic Edge Constraint soluciona los problemas de mallas desencontradas. Por ejemplo, si los nodos de un muro no coinciden, ETABS establece internamente la conexión de estos puntos desencontrados, a través de un algoritmo de interpolación de los elementos."

Por otro lado, al utilizar la opción de "Divide Walls for Opening" para el modelado de los buques muestra mejores resultados por el rango de variación que presenta de un Mesh a otro y por la continuidad que se aprecia en los nodos. Con esta herramienta se puede aplicar un mesh de espaciamiento de 25 cm o 12,5 cm y se van a obtener buenos resultados, esto beneficia al usuario debido a que a la hora de correr el modelo

se optimiza el tiempo de duración del análisis que realiza el programa.

En el caso de las pruebas de los muros con espesor variable se puede apreciar un aumento en los desplazamientos conforme disminuye el espesor del muro, se considera que esta tendencia se debe a que el espesor del muro influye en la rigidez del elemento y por esto se detecta una variación en los datos, sin embargo, con respecto a la aplicación del Mesh se observa que los porcentajes de variación de un Mesh a otro no presenta cambios representativos entre las pruebas realizadas para los 3 casos de análisis. Se considera que para muros sólidos de cualquier espesor se puede aplicar con seguridad un Mesh de 50cm o 25cm.

Para los muros con variación en su longitud se logra observar un aumento en los desplazamientos conforme disminuye la longitud del muro debido a su rigidez. No aplicar el Mesh (default) genera porcentajes de variación desde 23% hasta 36% a la hora de compararlo con el Mesh de 50cm por lo que no es recomendable no aplicar el mesh a los muros. En todos los casos de análisis se observan porcentajes similares a partir de que se compara el Mesh de 50cm y el de 25cm por lo que se considera que para muros sólidos de cualquier espesor se puede aplicar con seguridad un Mesh de 50cm o 25cm, aplicar un Mesh menor a estos valores puede ser innecesario y el programa duraría más tiempo en analizar los resultados.

Con respecto a las pruebas de muros continuos, en el primer caso de análisis no se observan discontinuidades entre los nodos por contemplarlo como un solo muro, este se realizó de esta manera para observar el comportamiento del muro cuando coinciden todos los nodos. En el caso del "DWO Buque" se observan discontinuidades justo en la unión de los 2 muros, mientras que para el tercer caso donde se utiliza la herramienta "Divide Shells" se observan discontinuidades en la parte superior e inferior del buque. En el cuadro 11 se observa una variación de los datos entre el muro completo y los desplazamientos de los otros 2 modelos (DWO y DS), esto se debe a las discontinuidades que se mencionaron anteriormente lo cual es un resultado esperado debido a que los nodos no coinciden.

Al observar los cuadros 12 y 13 y realizar una comparación entre los 2 grupos de pruebas que muestran discontinuidades en los nodos entre un nivel y otro, versus el grupo en el que se

dividieron los muros para que los nodos coincidieran entre el primer y segundo nivel, los resultados mostraron que no existen diferencias representativas entre los modelos. Sin embargo, tomando como base los resultados del segundo nivel se debe aplicar un mesh en toda la estructura de 25 cm o 12,5 cm como se observa en el cuadro 13.

Por otro lado, para los muros de 2 niveles se tiene que al analizar la diferencia entre los resultados del muro con viga y del muro sin viga se obtienen datos muy similares, donde se encuentran porcentajes de variación menores a un 1% como se muestra en el cuadro 20, esto quiere decir que modelar una viga en los muros no genera alteraciones en los resultados de los desplazamientos de la estructura.

## **Verificación de resultados del modelo estructural**

Con base al estudio bibliográfico, el conocimiento previo sobre el modelado de estructuras en ETABS, y las pruebas realizadas para la comprobación y el uso correcto de algunas herramientas, se realizó el modelo de la vivienda unifamiliar brindada por el Ing. Barrantes.

Para la validación de los resultados se le asignó al programa que realizara un análisis estático y un análisis dinámico de la estructura, para garantizar por medio de cálculos manuales que el procedimiento establecido en la guía de análisis es confiable y se puede utilizar para realizar el análisis estructural de la mampostería integral en ETABS.

En el cuadro 21 se observa que el cálculo de peso propio de la estructura y las cargas que se le fueron asignadas se realizó correctamente en el programa, pues se obtiene un error mínimo entre los datos.

Luego, para el cálculo del centro de masa y el centro de rigidez se cuenta con resultados aceptables ya que la diferencia entre los datos no sobrepasa el 3,7% de error. Por ende, los valores de la excentricidad que se muestran en el cuadro 24 presentan una variación muy pequeña entre los datos calculados y los extraídos del ETABS. En este caso, se pudo comprobar que el método que utiliza el programa para calcular la rigidez relativa de cada elemento es el método de Cantiléver.

En cuanto al análisis estático, con los datos de la masa sísmica calculada y el coeficiente sísmico de la estructura se logra obtener el corte basal, en este resultado se cuenta con una variación del 2,88%, que aunque la diferencia entre los resultados sea mínima, esto se debe a que el cálculo que se realiza manualmente es un cálculo analítico donde se utiliza la teoría de masas concentradas, mientras que el ETABS al realizar un análisis por medio de elementos finitos utiliza la teoría de masas consistentes junto a sus cálculos por medio procesos matriciales.

Para el análisis dinámico se exportaron los resultados de los desplazamientos relativos de la estructura y con base a ello se calcularon las derivas inelásticas, donde posteriormente se realizó la comparación con las especificaciones que establece el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 en el apartado 7.8, dando como resultado que las derivas se encuentran dentro de lo permitido.

Por último, se calculó el periodo de la estructura para el primer modo de oscilación por medio de la ecuación de Rayleigh, dando una diferencia del 3,88% entre el periodo calculado y el extraído de ETABS.

Al tener una brecha tan corta entre los resultados calculados y los exportados del programa, se logra garantizar que el procedimiento utilizado para realizar el modelo y el análisis estructural de la vivienda ha sido correcto.

## Herramientas de cálculo para el diseño estructural en mampostería integral

A pesar de que los diseños de vigas, columnas y muros sean distintos, al inicio de cada hoja de cálculo se definieron varios datos de entrada de manera general, esto para evitar el reingreso de datos que van a ser repetitivos en el proceso de diseño, ya que así, tomándolos de una manera general se logra que el uso de las hojas de cálculo sea eficiente. Por otro lado, como guía para el proceso de diseño las únicas celdas que el usuario debe modificar se identifican de color celeste.

Dentro de esos datos de entrada se cuenta con 4 opciones para elegir el tipo de bloque de concreto a utilizar, con espesores de 12cm, 15cm, 20cm estándar y uno de 15cm modular,

estos fueron elegidos por el Ing. Barrantes ya que son los que utilizan con frecuencia para el desarrollo de sus proyectos.

Para la definición de la resistencia a la compresión de la mampostería se cuenta con las 2 clases de bloques de concreto que permite el CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) para la construcción de elementos que forman parte del diseño sismorresistente.

En cuanto al tipo de acero a utilizar, el usuario puede elegir el esfuerzo en cedencia de 2800 kg/cm<sup>2</sup> (varillas de grado 40) o bien de 4200 kg/cm<sup>2</sup> (varillas de grado 60), con esta oportunidad de selección contribuye a la optimización de materiales en elementos que no requieren una cuantía de acero mínima.

Cada hoja de cálculo cuenta con un orden lógico de cada diseño planteado, primero se deben ingresar los datos de las fuerzas internas extraídos del ETABS, luego, en la hoja de diseño se establecen las condiciones generales que se mencionaron anteriormente. Para el inicio del diseño se selecciona el elemento y la combinación de carga que se quiere analizar para que el programa traslade los valores de carga axial, cortante y momento flector según lo seleccionado.

En las 3 herramientas de cálculo se tiene el diseño por cortante de primero ya que con base a este es muy común que se establezcan las dimensiones finales del elemento que se está diseñando, por esta razón tenerlo en este orden simplifica el proceso de estar cambiando todos los diseños cada vez que se deba realizar una corrección para que cumpla el diseño por cortante.

Luego, se puede continuar con el diseño por flexión en el caso de las vigas, por Flexocompresión en el caso de las columnas y para los muros por cargas perpendiculares a su plano y por Flexocompresión. Se garantiza que los diseños cumplen con lo establecido en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 y todos contienen la revisión por el método de resistencia última.

Para las cuantías de acero, en todos los diseños se va a tener una guía de la cantidad mínima que se debe colocar para que el diseño cumpla con las solicitudes, lo cual sirve como una guía para el usuario para que optimice los diseños y no conlleve a un mayor costo en la cantidad de materiales que les muestre a sus clientes. También, se cuenta con una cuantía de acero máxima para que no se realicen sobrediseños.

Otra ventaja que se observa en las hojas de cálculo es que el programa emite un mensaje cuando se presenta algún error en el diseño o algún parámetro no está cumpliendo con lo establecido, esto hace que los problemas sean más fáciles de detectar y se realicen los cambios correspondientes al instante.

Cada hoja de cálculo contiene un resumen al final del diseño con el resultado del número de varilla, la separación entre cada una de ellas y en el caso del diseño por cortante en vigas y columnas si es un gancho o un aro. Lo importante de este resumen es que el usuario no va a perder tiempo en tener que buscar en el Excel la cuantía de acero que había propuesto y también, las celdas de los resúmenes están programadas para que no se muestre un resultado si anteriormente no cumple con todas las especificaciones, es decir, el diseño debe ser correcto y debe cumplir con los requerimientos para que aparezca en el resumen.

En cuanto a la validación de resultados, en los cuadros 30, 31 y 32 se muestra la comparación de datos obtenidos de un ejemplo de diseño de vigas realizado en las hojas de cálculo programadas y los cálculos realizados manualmente. Gracias a la similitud entre ellos, se demuestra la confiabilidad de que el proceso tiene un orden lógico y las ecuaciones programadas realizan los cálculos correctos.

En el cuadro 34 se muestran los resultados del ejemplo del diseño por cortante de una columna, donde no se encuentra alguna diferencia entre los valores extraídos de la hoja de cálculo y los datos calculados manualmente. Lo mismo sucede con el cuadro 35 para el ejemplo del diseño por flexocompresión de la columna, donde esta validación brinda fiabilidad en las hojas de cálculo programadas.

En los cuadros 36, 37 y 38 se muestran los resultados del ejemplo del diseño de muros, gracias a esta comparación se comprueba la funcionalidad del programa en el diseño por cortante, por cargas perpendiculares al plano y por flexocompresión, ya que no se obtuvo ninguna diferencia entre estos datos y los resultados obtenidos por medio de los cálculos manuales.

En el AP 5 se muestra el proceso detallado de cada uno de estos diseños, donde se demuestra que se tiene un orden lógico en cuanto al ingreso de los datos iniciales y el proceso de diseño de cada uno de los elementos.

## **Guía de análisis estructural y manual de uso de las herramientas de cálculo.**

Con la primera parte de la guía se tiene un informe detallado del paso a paso que se debe seguir para realizar un modelo y análisis estructural en el programa computacional ETABS versión 2016.

Una ventaja de esta guía es que se explica conceptual y gráficamente los pasos que se deben seguir, las imágenes de los comandos y las herramientas que se deben utilizar se encuentran señalados con cuadros rojos para que el usuario pueda guiarse fácilmente mientras elabora sus proyectos.

Se establecen recomendaciones de las herramientas que se deben utilizar y se da una descripción de las opciones disponibles que se pueden aplicar en el proyecto, dependiendo de las condiciones estructurales del modelo que se vaya a ejecutar.

Se explica conceptualmente la manera en la que ETABS interpreta los datos que se le asignan al modelo e internamente que es lo que hace. También, se muestra una validación de los resultados producto del análisis estructural como se demostró anteriormente, con los cálculos del ejemplo de la vivienda unifamiliar.

Llevar una secuencia lógica y estructurada del proceso de modelación y análisis como se estableció en la guía es una ventaja, ya que el usuario se asegura de cumplir los pasos completos para extraer correctamente los resultados de las fuerzas internas de cada elemento.

En cuanto a la segunda parte de la guía, la explicación conceptual del comportamiento de la mampostería ayuda a comprender y dar una idea del por qué se realizan los diseños por cortante, flexión, flexocompresión y por cargas perpendiculares a su plano en el caso de los muros.

También, es importante tener claros los requisitos de diseño que se deben tomar en cuenta para cumplir con los lineamientos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), este apartado funciona como un complemento ya que hay detalles como lo son los anclajes de los elementos, empalmes y otros que no se ven reflejados directamente en las

hojas de cálculo programadas, pero se deben tomar en cuenta en cada diseño.

En esta segunda parte de la guía se cuenta con un manual de uso de las 3 herramientas de cálculo elaboradas. En el diseño de vigas se describe explícitamente el proceso de diseño desde la forma que se deben ingresar los datos que fueron extraídos del ETABS hasta cómo se debe interpretar los resultados. El paso a paso se complementa con imágenes que muestran la interfaz del programa para que el usuario se pueda guiar fácilmente.

En el apartado del diseño de columnas se explica con detalle la forma en la que se deben ingresar los datos exportados del ETABS, se muestra una ilustración de referencia para colocar las dimensiones de la sección transversal de la columna según la nomenclatura definida y se muestra un ejemplo con el diagrama de interacción que le permite al usuario tener una referencia de un resultado de un diseño propuesto que cumple con todos los requisitos del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016).

Por último, para el manual de uso de la hoja de cálculo de muros se cuenta con la explicación para el ingreso de datos iniciales como las propiedades de los materiales, parámetros del análisis sísmico, resultados de fuerzas internas, entre otros. En cuanto al proceso de diseño se detalla con ilustraciones la manera en la que se deben interpretar los cálculos que se muestran en la hoja de cálculo, también, para el diseño por flexocompresión se debe destacar que se incluyen las ecuaciones y un ejemplo real para el momento que generan las varillas del diseño propuesto (Mvarilla).

Esta guía permite que los miembros actuales de la organización o futuros integrantes de esta desarrollen las actividades bajo los mismos lineamientos, estandarizando el proceso de análisis y diseño estructural.

# Conclusiones

- La empresa Baico al no poseer un documento estructurado de los procesos de análisis y diseño, no es capaz de identificar posibles errores en los procesos de diseño de cada proyecto que se realice.
- Se demostró que no se debe utilizar la herramienta “Draw wall Openings” para la elaboración de aperturas en el modelo de ETABS.
- Con base a las pruebas realizadas se demostró que siempre se debe aplicar una discretización a los muros modelados en ETABS. Si estos no tienen aperturas se debe aplicar un mesh de 50 cm y si cuentan con aperturas se debe utilizar un mesh de 12,5 cm a toda la estructura.
- Los requerimientos de modelación no son congruentes con lo propuesto por Klinger. La teoría de franjas verticales y horizontales de Klinger no es aplicable a la asignación de los pier en muros con aperturas de ventanas porque no toma en cuenta la pérdida de rigidez de las secciones que se encuentran a ambos lados de los buques.
- La validación de datos que se realizó con los cálculos del análisis estructural de la vivienda versus los datos extraídos del modelo de ETABS, corrobora que el procedimiento de análisis es correcto.
- La validación de los diseños estructurales para vigas, columnas y muros realizados manualmente versus los resultados obtenidos de las hojas programadas comprueban la funcionalidad de las herramientas de cálculo.
- Las hojas de cálculo permiten que el usuario tenga mayor facilidad para visualizar los resultados y poder identificar de una manera eficiente los problemas o errores que se den en el proceso de diseño.
- Con la “Guía de análisis y diseño en mampostería integral por el método LRFD” se logró establecer un paso a paso para realizar análisis estructurales en mampostería integral utilizando el programa ETABS y se estableció un manual de uso de las 3 herramientas elaboradas para el diseño de columnas, vigas y muros en mampostería integral.

# Recomendaciones

- Para el diseño y construcción de viviendas o edificaciones se recomienda seguir los principios de estructuración sismorresistente para garantizar la seguridad de los usuarios, tal como establece el CSCR 2010/14.
- Para futuros proyectos se puede verificar que este mismo procedimiento puede ser utilizado en otros sistemas constructivos como la mampostería confinada, concreto reforzado, acero y maderas.
- Es necesario actualizar las herramientas de cálculo que la empresa utiliza para asegurar una buena calidad en la construcción y entrega de sus proyectos.
- Se recomienda verificar la calidad de los materiales en cuanto a su resistencia a compresión, esfuerzo de fluencia y demás, con sus respectivas fichas técnicas para poder realizar los diseños en las hojas de cálculo acorde a los materiales que se utilicen en los proyectos.

# Anexos

Anexo 1. Densidades de la mampostería de Costa Rica

## Anexo 1. Densidades de la mampostería de Costa Rica

Densidad por m<sup>3</sup> de la pared de mampostería, según tipo de bloque y patrón de refuerzo vertical y horizontal, caso de refuerzo horizontal sin viga bloque.

Bloque 12 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2264	2243	2237	2233
@40 cm	1766	1745	1738	1735
@60 cm	1600	1579	1572	1569
@80 cm	1517	1496	1489	1486

Bloque 15 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2267	2251	2245	2242
@40 cm	1730	1713	1707	1705
@60 cm	1550	1534	1528	1525
@80 cm	1461	1444	1439	1436

Bloque 20 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2285	2272	2268	2266
@40 cm	1717	1705	1701	1699
@60 cm	1528	1516	1512	1510
@80 cm	1434	1421	1417	1415

Densidad por m<sup>3</sup> de la pared de mampostería, según tipo de bloque y patrón de refuerzo vertical y horizontal, caso de refuerzo horizontal con viga bloque.

Bloque 12 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2264	2243	2237	2233
@40 cm	2208	1966	1886	1845
@60 cm	2190	1874	1769	1716
@80 cm	2181	1828	1710	1652

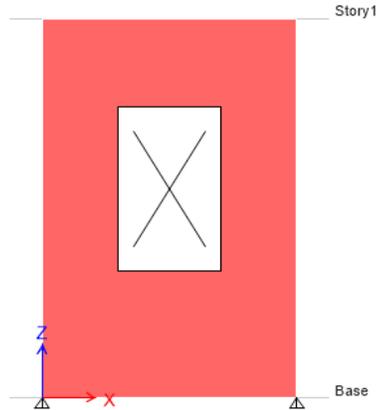
Bloque 15 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2267	2251	2245	2242
@40 cm	2205	1951	1866	1824
@60 cm	2184	1851	1740	1684
@80 cm	2174	1801	1676	1614

Bloque 20 cm (Densidad en kg/m <sup>3</sup> )				
Horizontal \ Vertical	@20 cm	@40 cm	@60 cm	@80 cm
@20 cm	2285	2272	2268	2266
@40 cm	2209	1951	1865	1822
@60 cm	2184	1844	1730	1674
@80 cm	2171	1790	1663	1599

# Apéndices

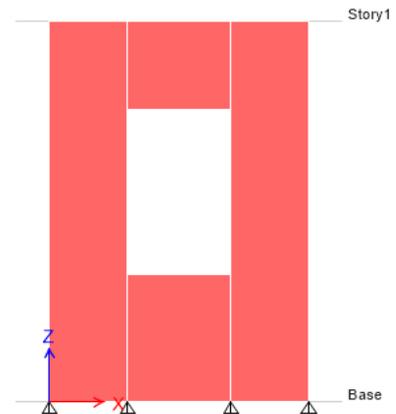
- AP 1. Modelos de las pruebas realizadas para la elaboración de buques.
- AP 2. Modelos de las pruebas realizadas para el uso correcto del mesh en mampostería integral.
- AP 3. Diagramas de flujo del diseño de Vigas, Columnas y Muros.
- AP 4. Cálculos del análisis estructural de la vivienda
- AP 5. Ejemplos para cada diseño estructural de Vigas, Columnas y Muros.
- AP 6. Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD.

## AP 1. Modelos de las pruebas realizadas para la elaboración de buques.



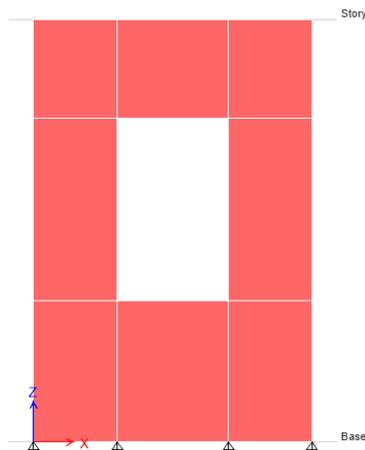
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	3,6

2.1. Buque con "Draw Wall Openings"



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	2,976

2.2. Buque con herramienta "Divide Shells"

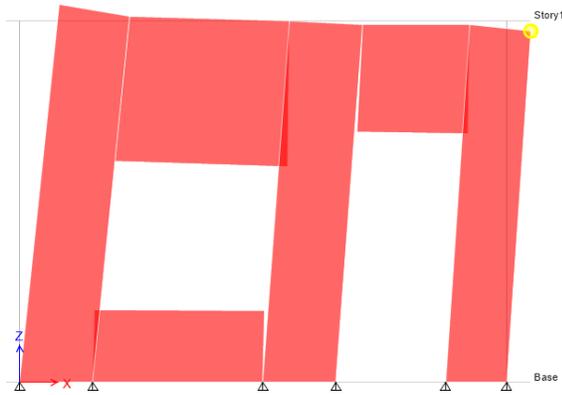


Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
Dead	0	0	2,976

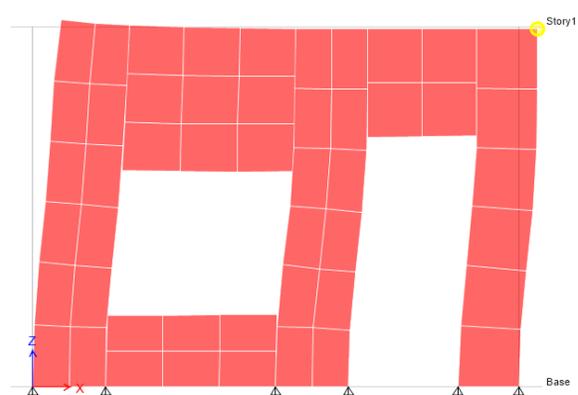
2.3. Buque con herramienta "Divide Walls for Openings"

## AP 2. Modelos de las pruebas realizadas para el uso correcto del mesh en mampostería integral.

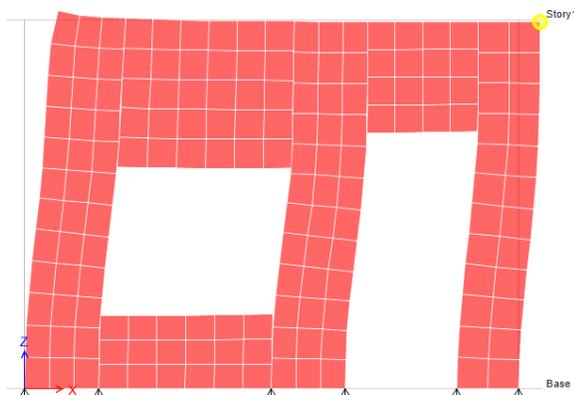
### 2.1. Muro con buques Sin Constraint (Herramienta "Divide Shells")



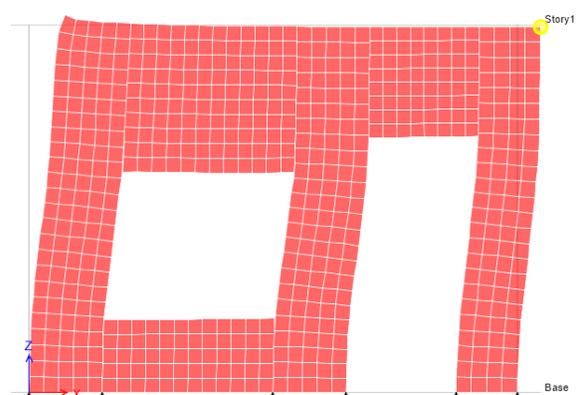
2.1.1. Aplicación del mesh por Default.



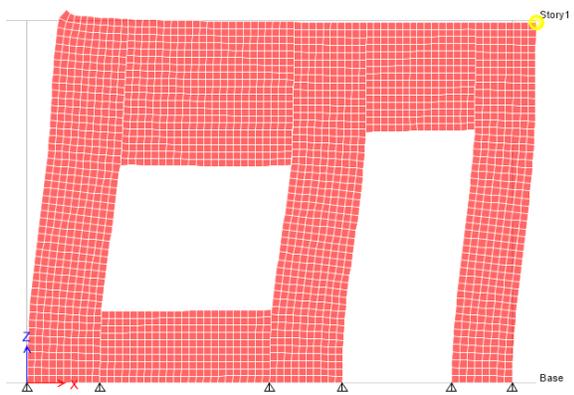
2.1.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.1.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

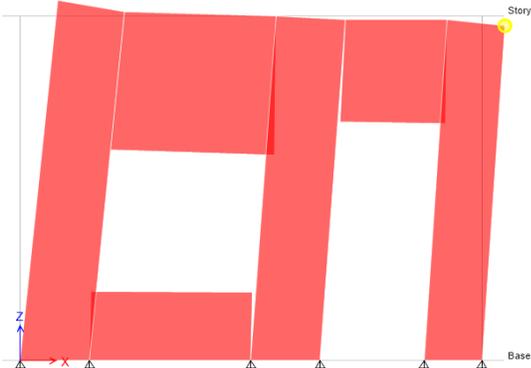


2.1.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

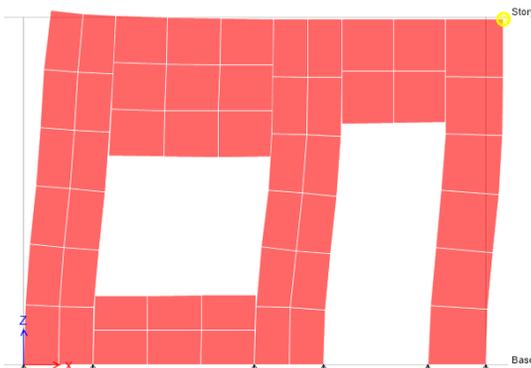


2.1.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

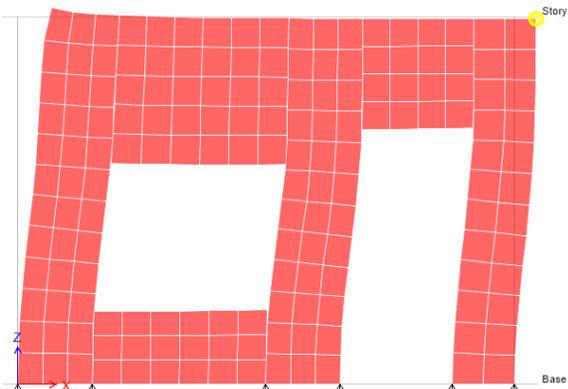
## 2.2. Muro con buques con Constraint (Herramienta "Divide Shells")



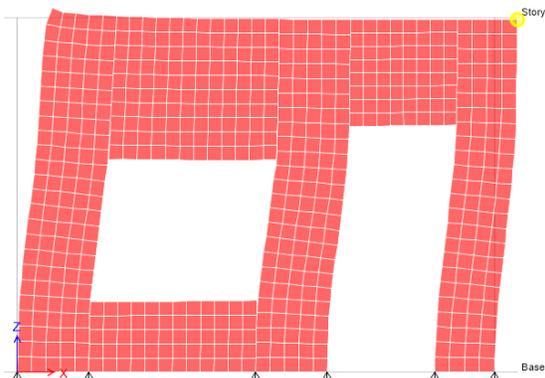
2.2.1. Aplicación del mesh por Default.



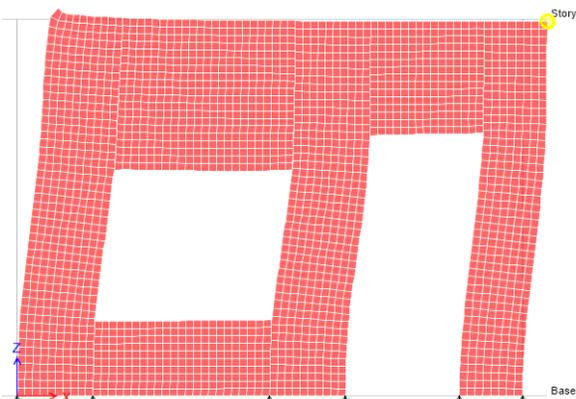
2.2.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.2.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

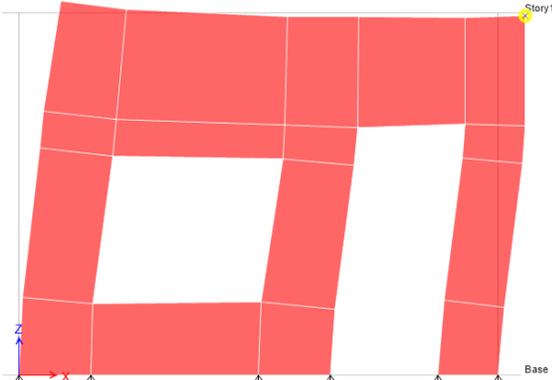


2.2.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

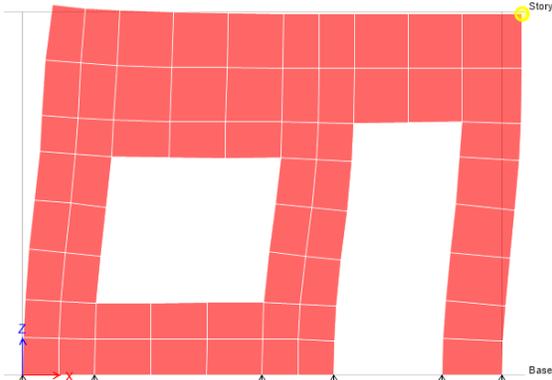


2.2.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

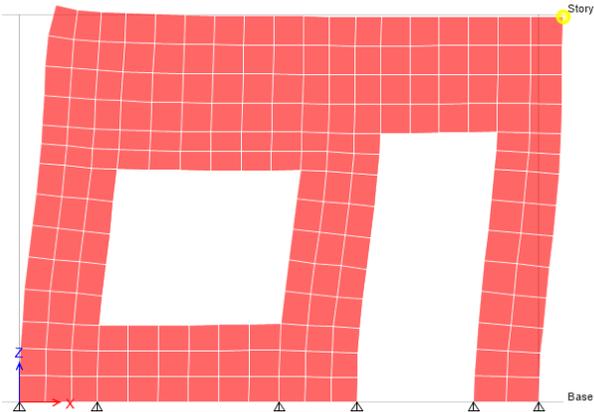
### 2.3. Muro Sin Constraint (Herramienta "Divide Walls for Opening")



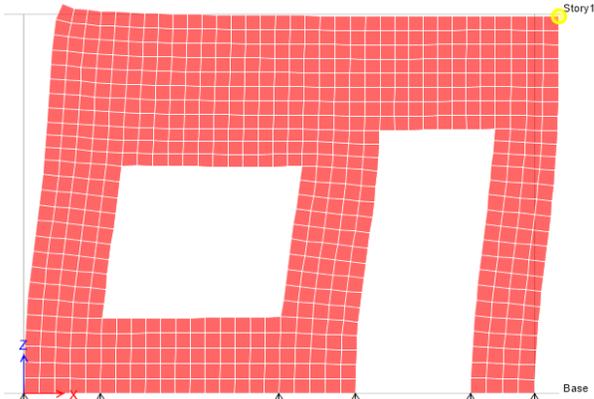
2.3.1. Aplicación del mesh por Default.



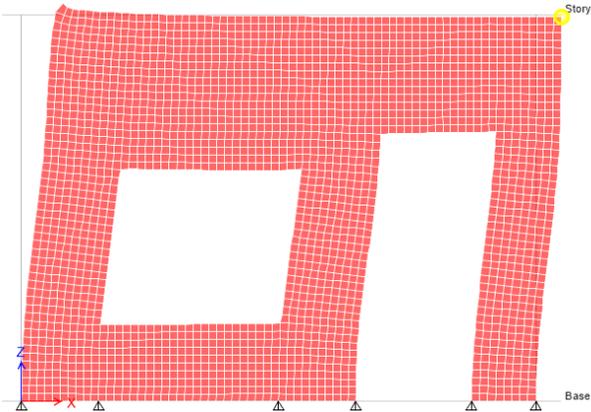
2.3.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.3.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

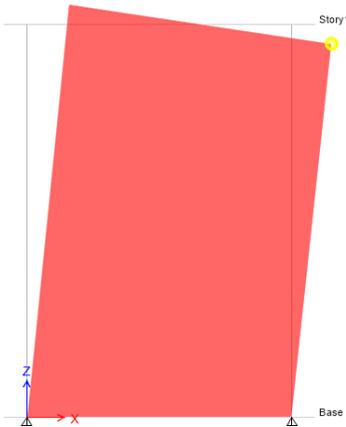


2.3.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

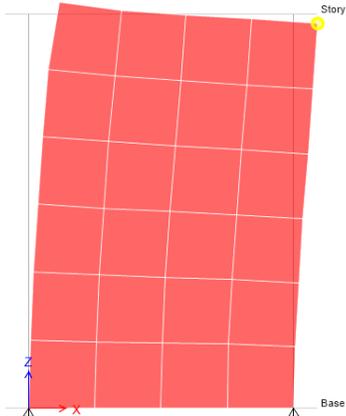


2.3.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

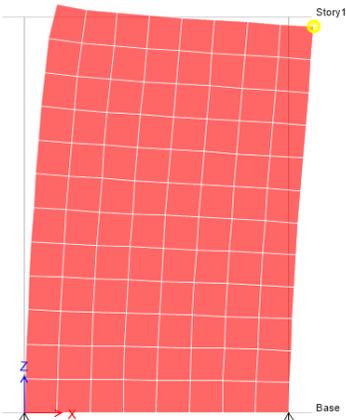
## 2.4. Muro con espesor de 12 cm



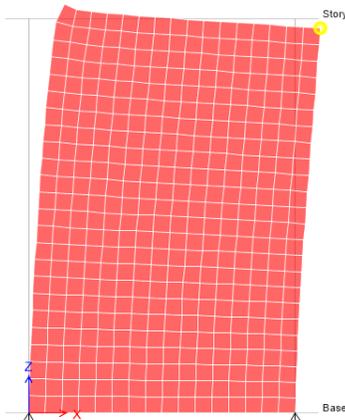
2.4.1. Aplicación del mesh por Default.



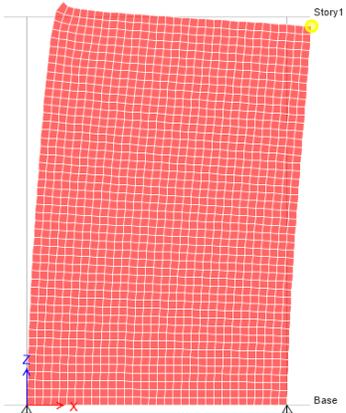
2.4.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.4.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

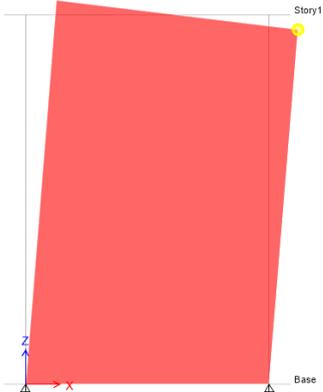


2.4.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

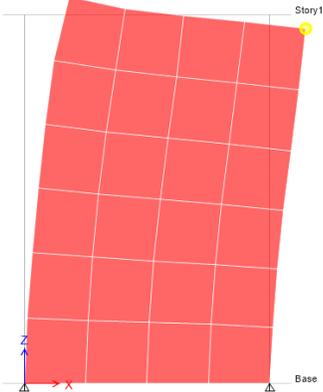


2.4.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

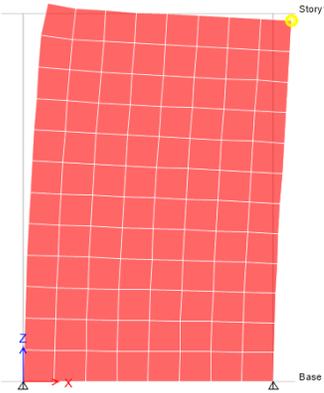
2.5. Muro con espesor de 15 cm



2.5.1. Aplicación del mesh por Default.



2.5.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.5.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

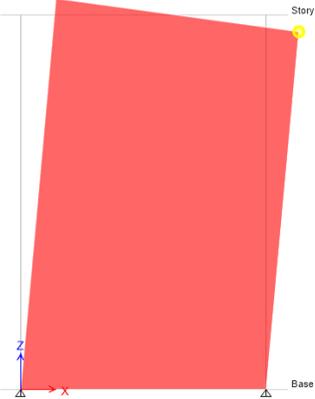


2.5.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

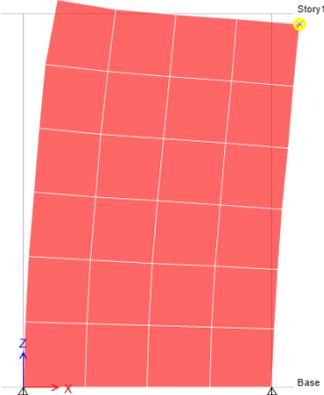


2.5.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

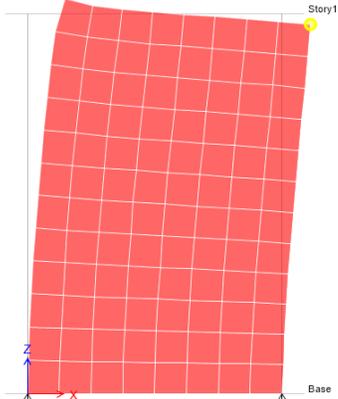
2.6. Muro con espesor de 20 cm



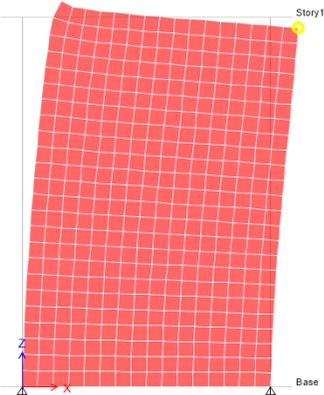
2.6.1. Aplicación del mesh por Default.



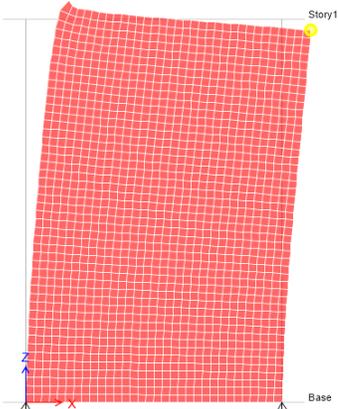
2.6.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.6.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

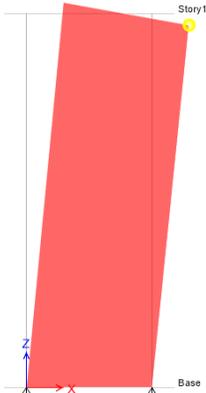


2.6.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

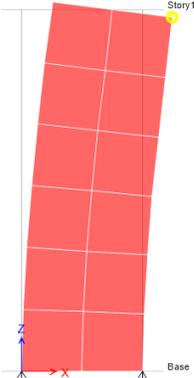


2.6.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

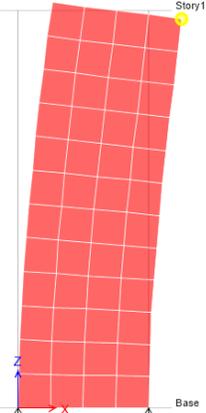
2.7. Muro de 1m de longitud por 3m de altura.



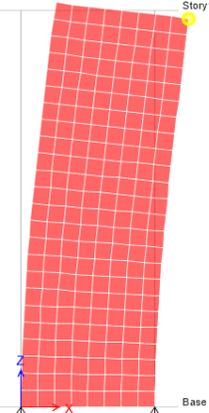
2.7.1. Aplicación del mesh por Default.



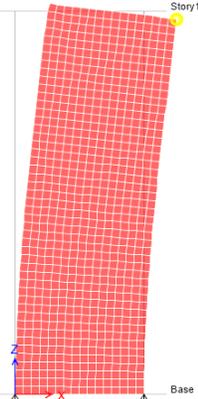
2.7.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.7.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

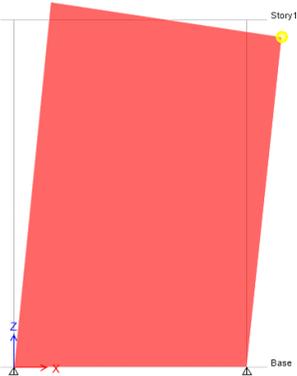


2.7.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

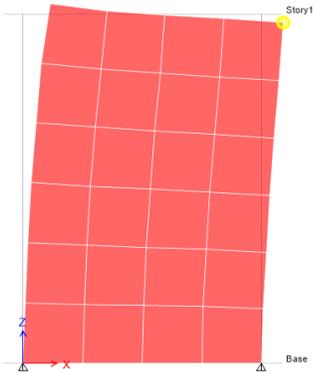


2.7.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

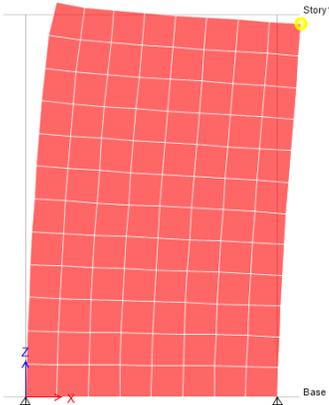
2.8. Muro de 2m de longitud por 3m de altura.



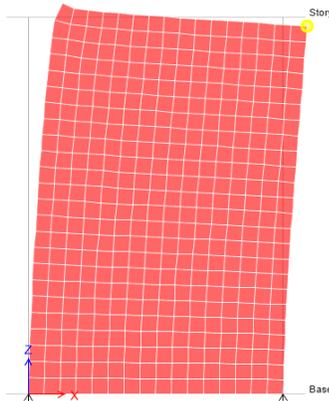
2.8.1. Aplicación del mesh por Default.



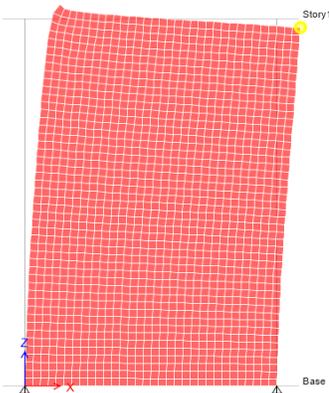
2.8.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.8.3. Aplicación del mesh de 25 cm.



2.8.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

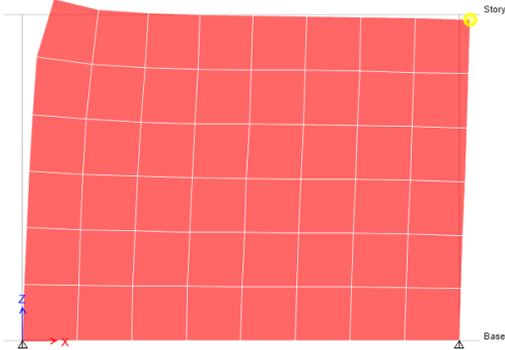


2.8.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

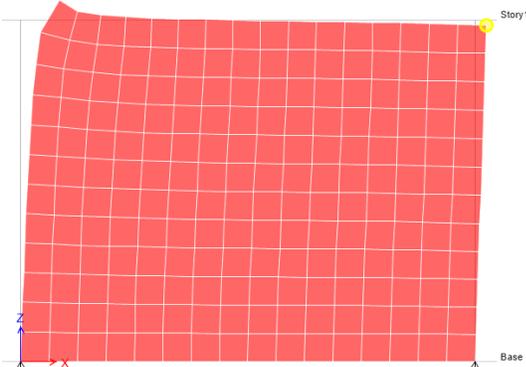
2.9. Muro de 4m de longitud por 3m de altura.



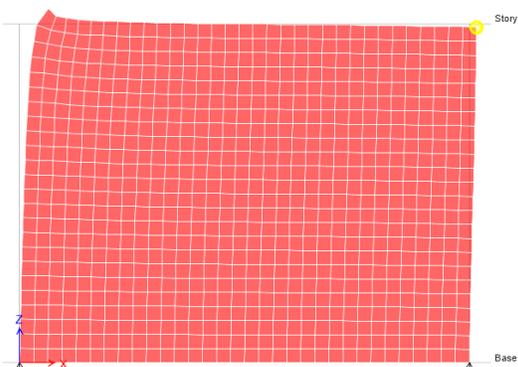
2.9.1. Aplicación del mesh por Default.



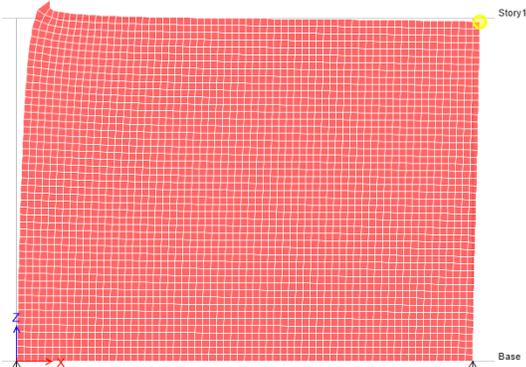
2.9.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.9.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

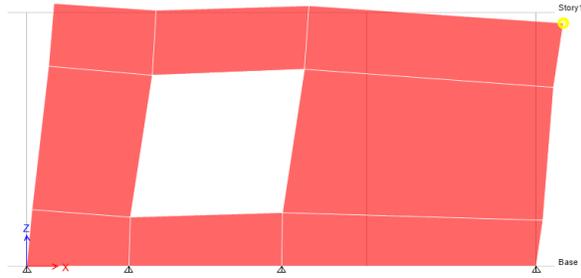


2.9.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

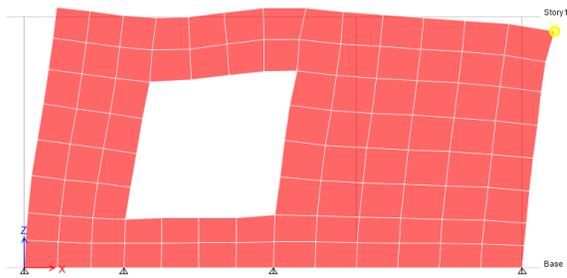


2.9.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

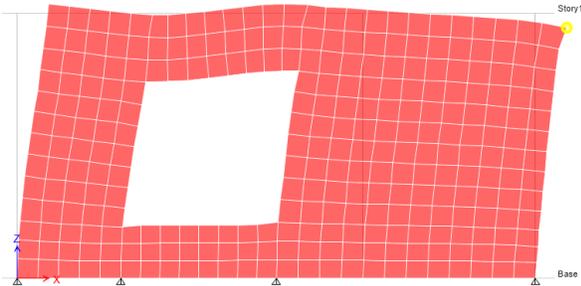
2.10. Muros continuos donde coinciden todos sus nodos



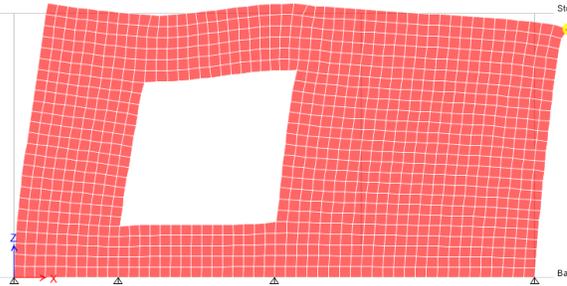
2.10.1. Aplicación del mesh por Default.



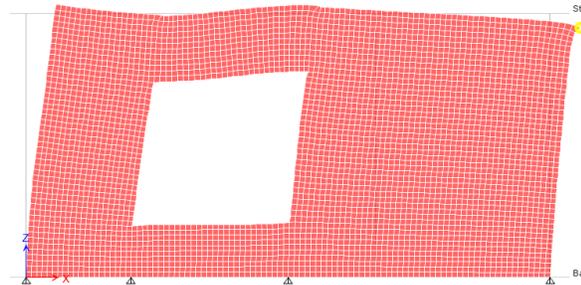
2.10.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.10.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

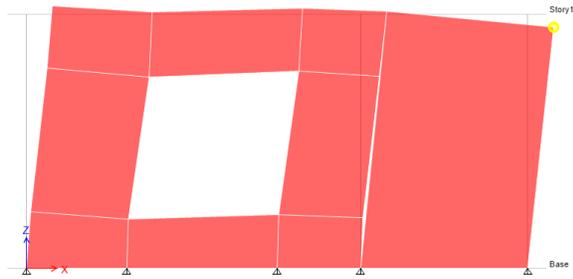


2.10.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

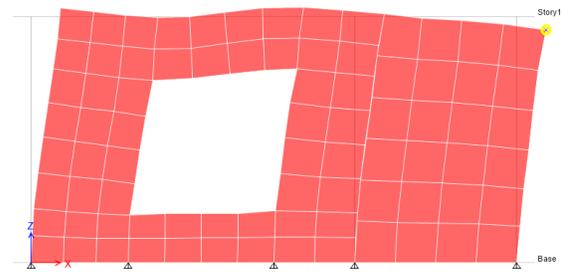


2.10.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

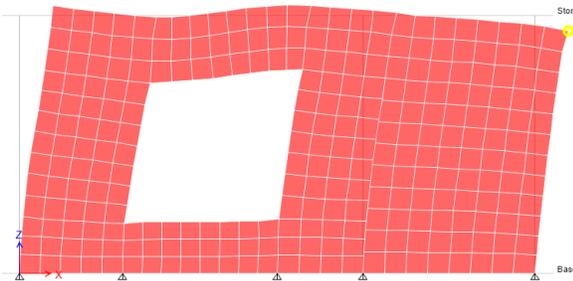
## 2.11. Muros continuos. Uso de la herramienta “Divide Walls for Opening” para la sección del buque.



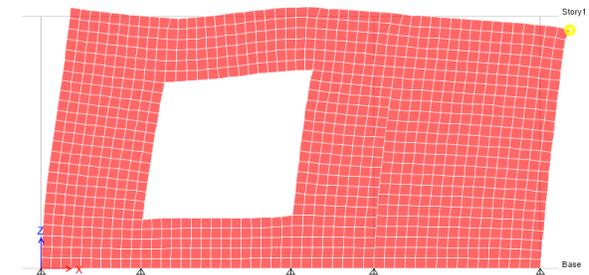
2.11.1. Aplicación del mesh por Default.



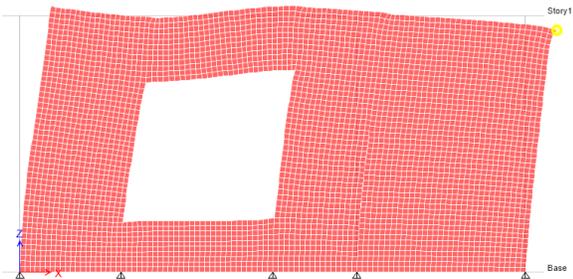
2.11.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.11.3. Aplicación del mesh de 25 cm.



2.11.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

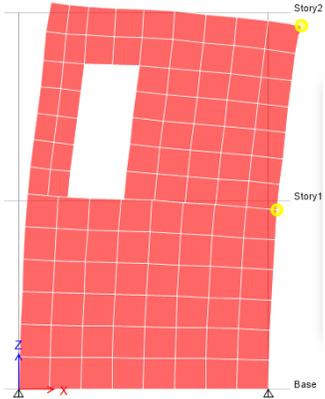


2.11.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

2.12. Muros de 2 niveles (Sin Viga)



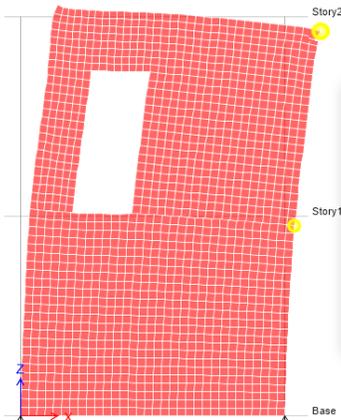
2.12.1. Aplicación del mesh por Default.



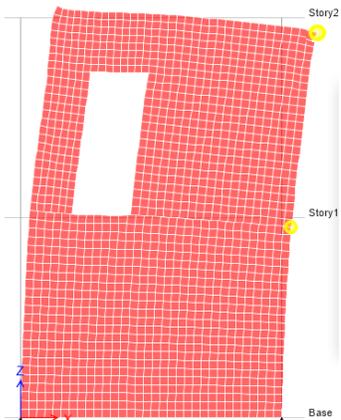
2.12.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.12.3. Aplicación del mesh de 25 cm.



2.12.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.



2.12.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

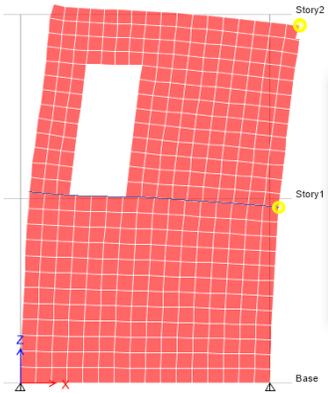
### 2.13. Muros de 2 niveles (Con Viga)



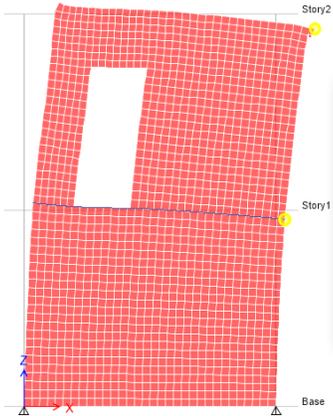
2.13.1. Aplicación del mesh por Default.



2.13.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.13.3. Aplicación del mesh de 25 cm.

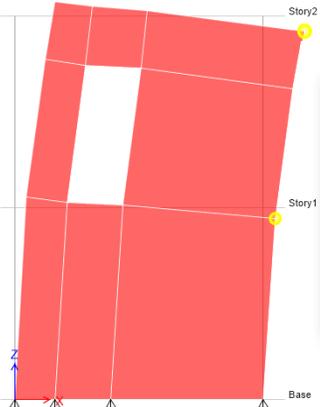


2.13.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.

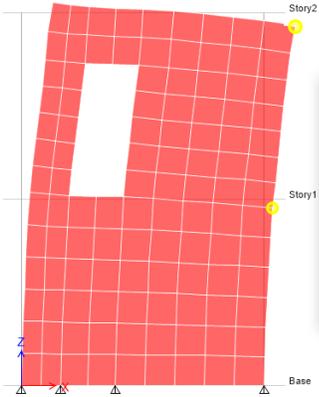


2.13.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

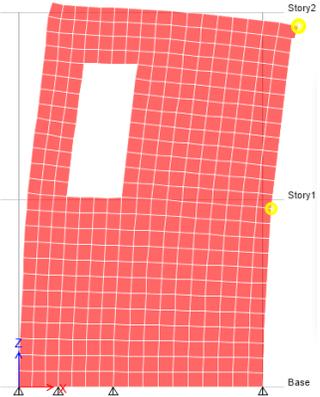
2.14. Muros de 2 niveles (Coinciden todos los nodos)



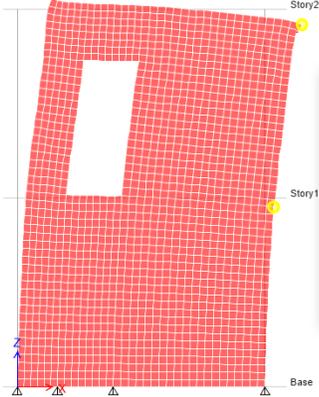
2.14.1. Aplicación del mesh por Default.



2.14.2. Aplicación del mesh de 50 cm.



2.14.3. Aplicación del mesh de 25 cm.



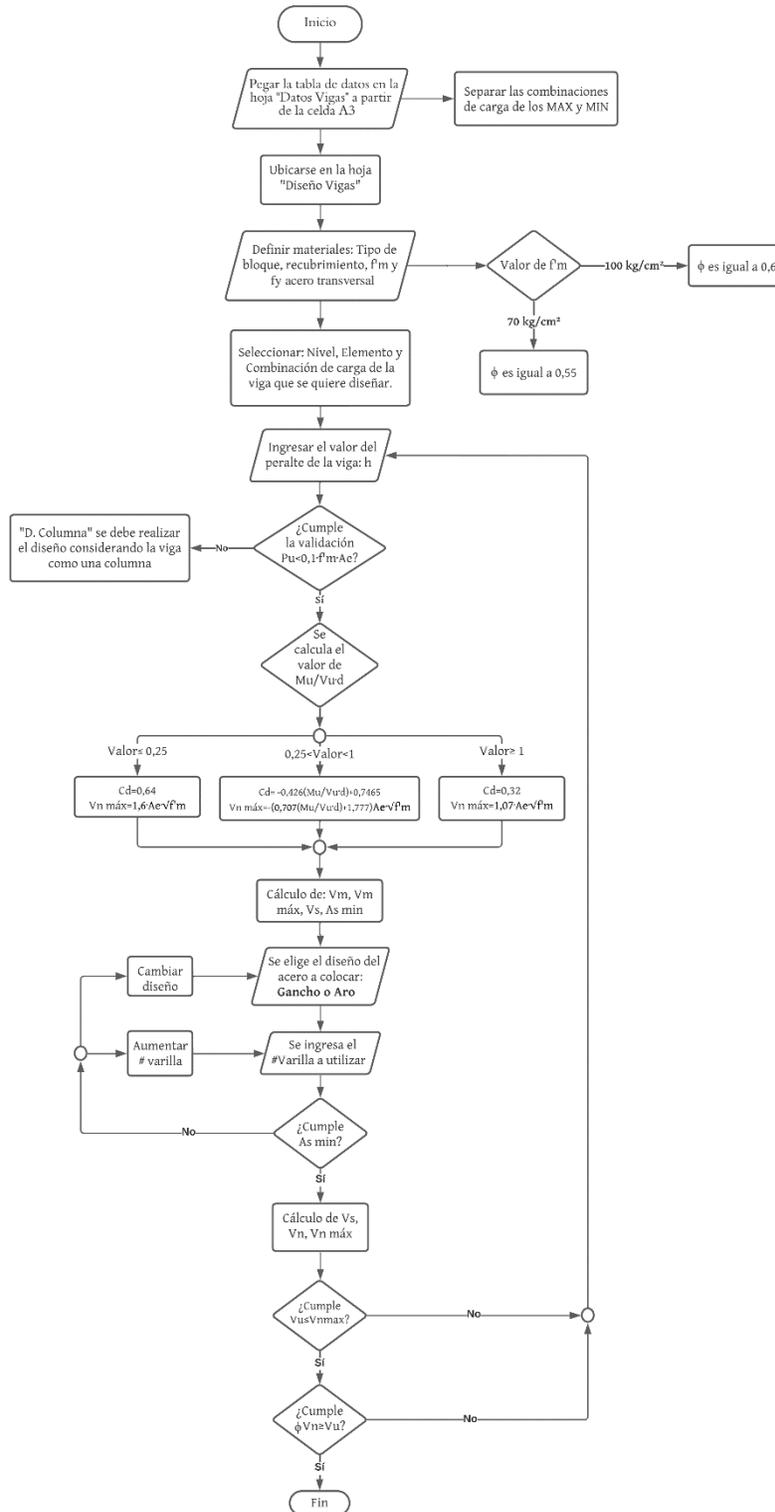
2.14.4. Aplicación del mesh de 12,5 cm.



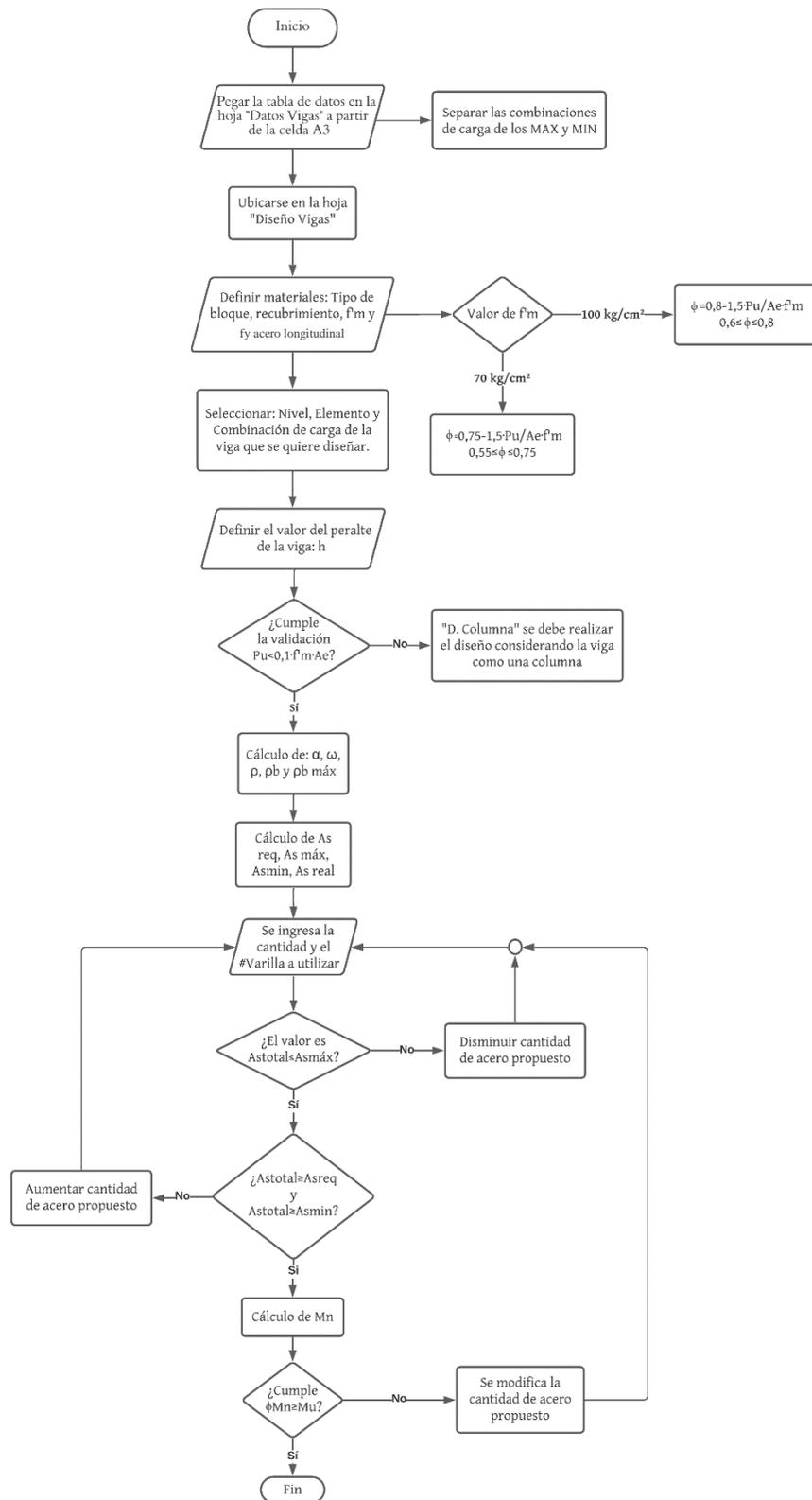
2.14.5. Aplicación del mesh de 6,25 cm.

### AP 3. Diagramas de flujo del diseño de Vigas, Columnas y Muros

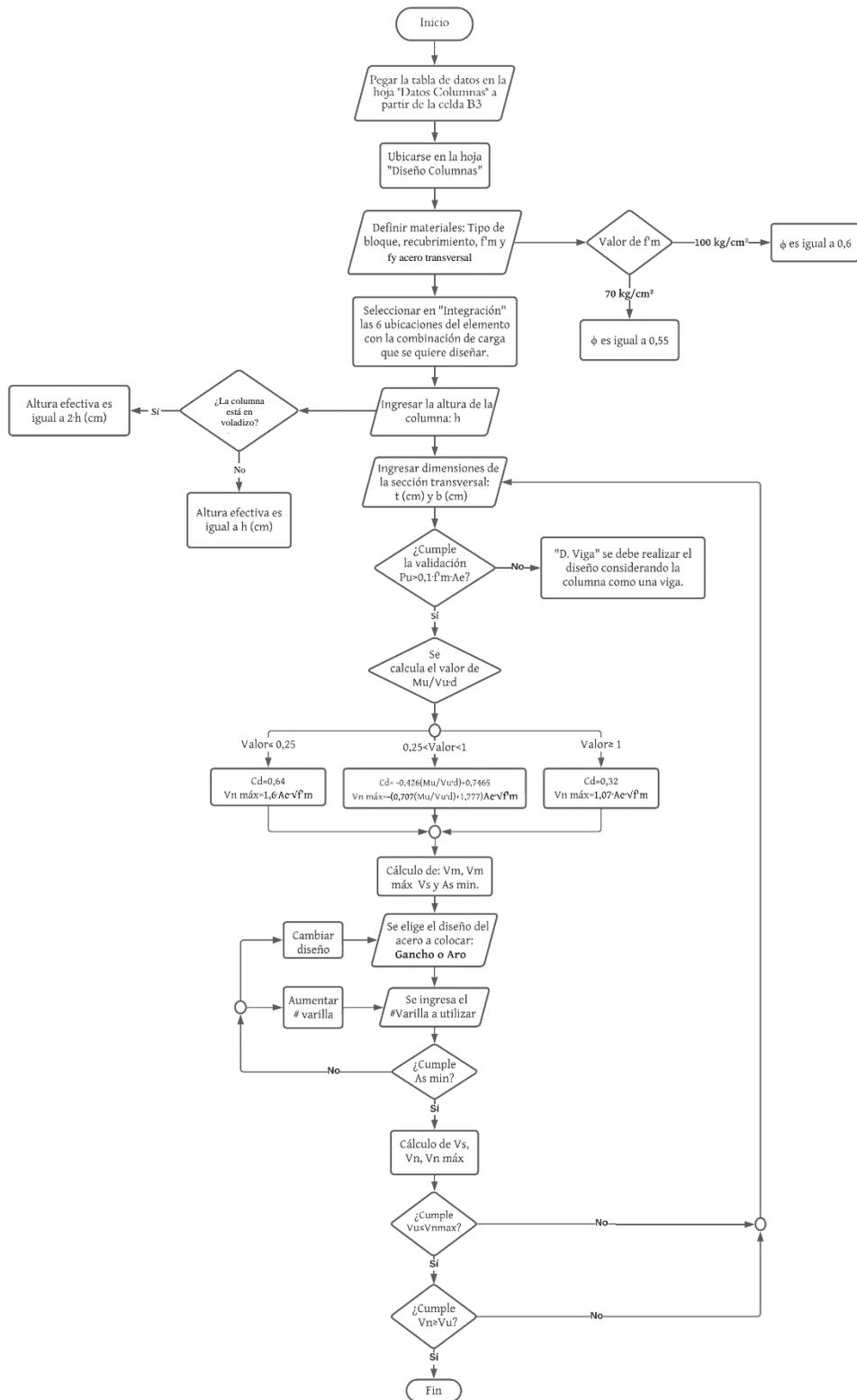
#### Vigas: Diseño por Cortante



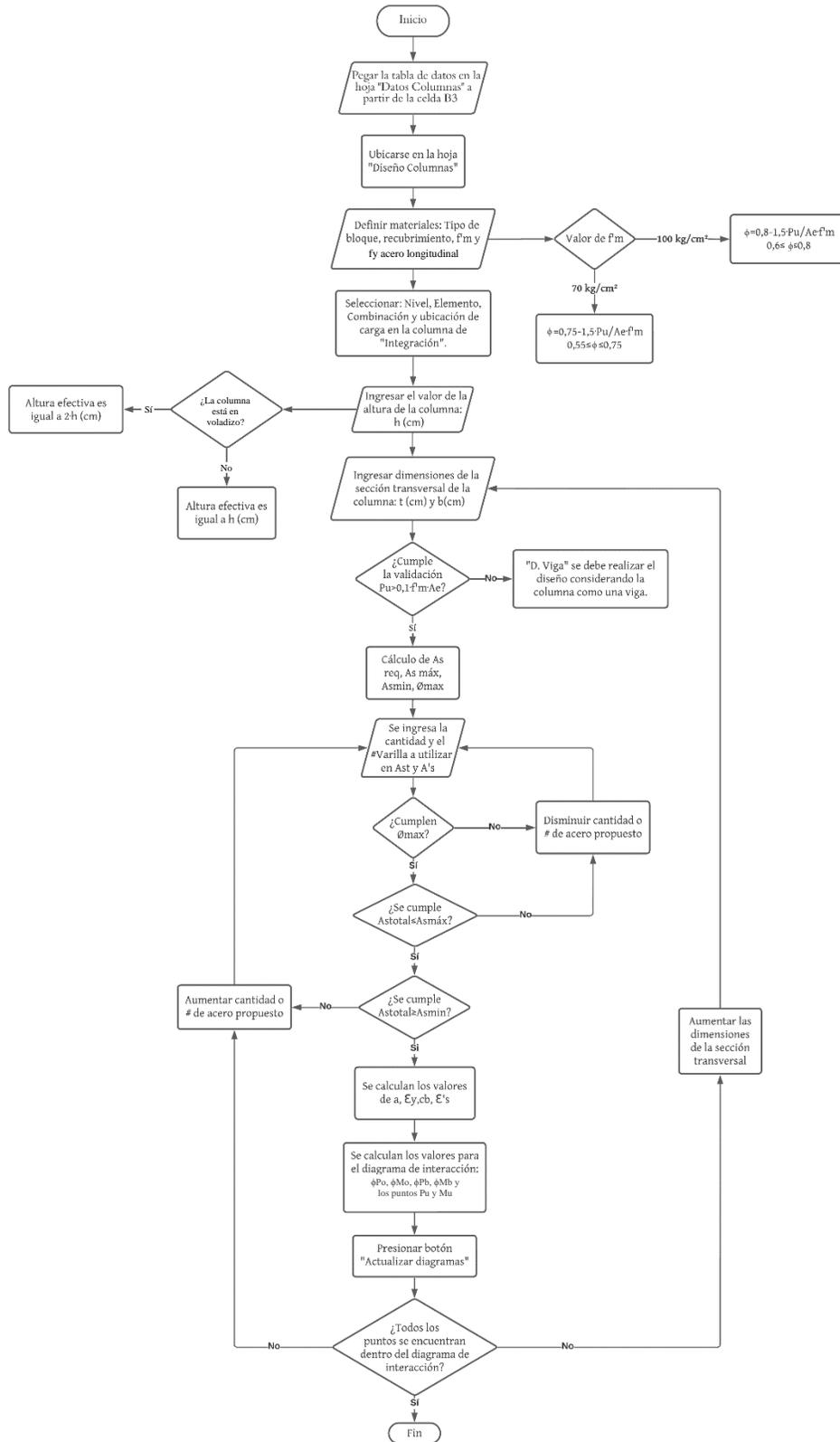
## Vigas: Diseño por Flexión



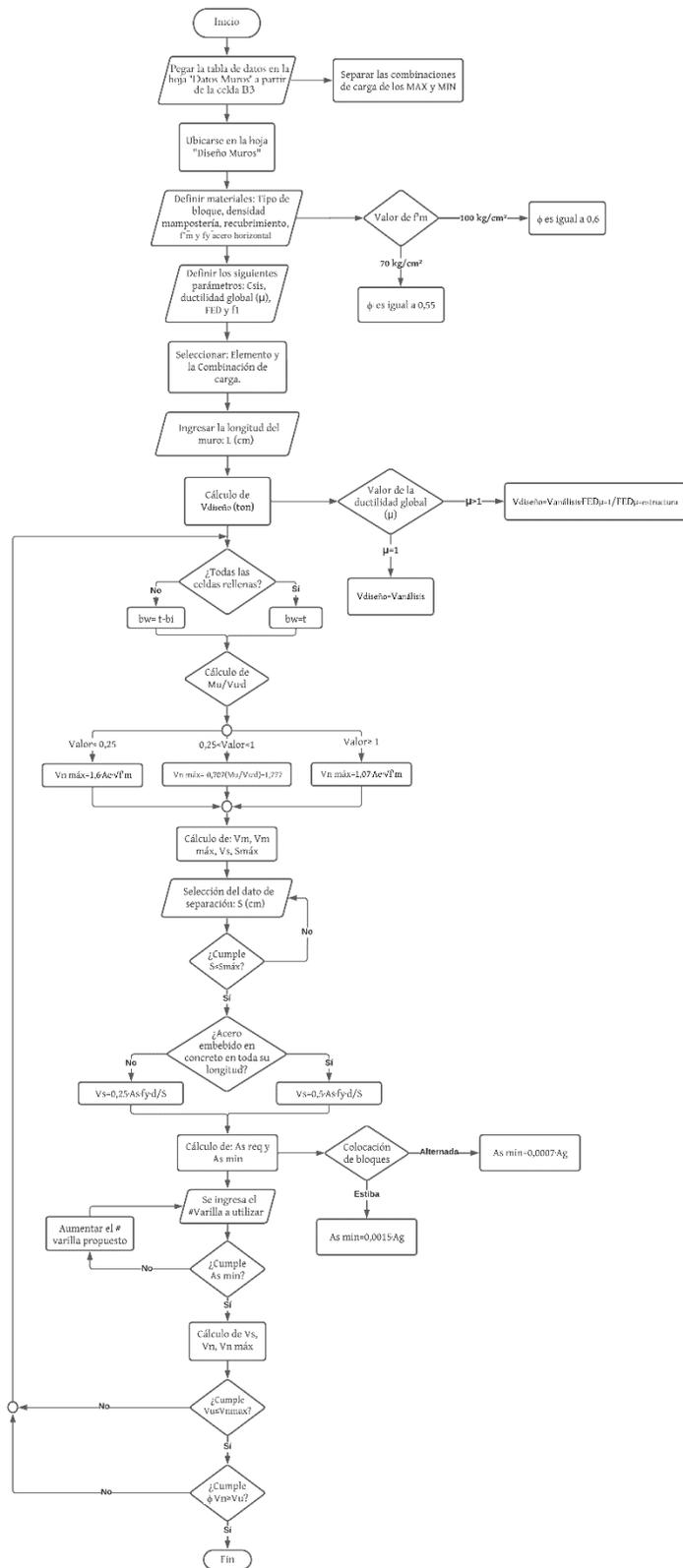
## Columnas: Diseño por Cortante



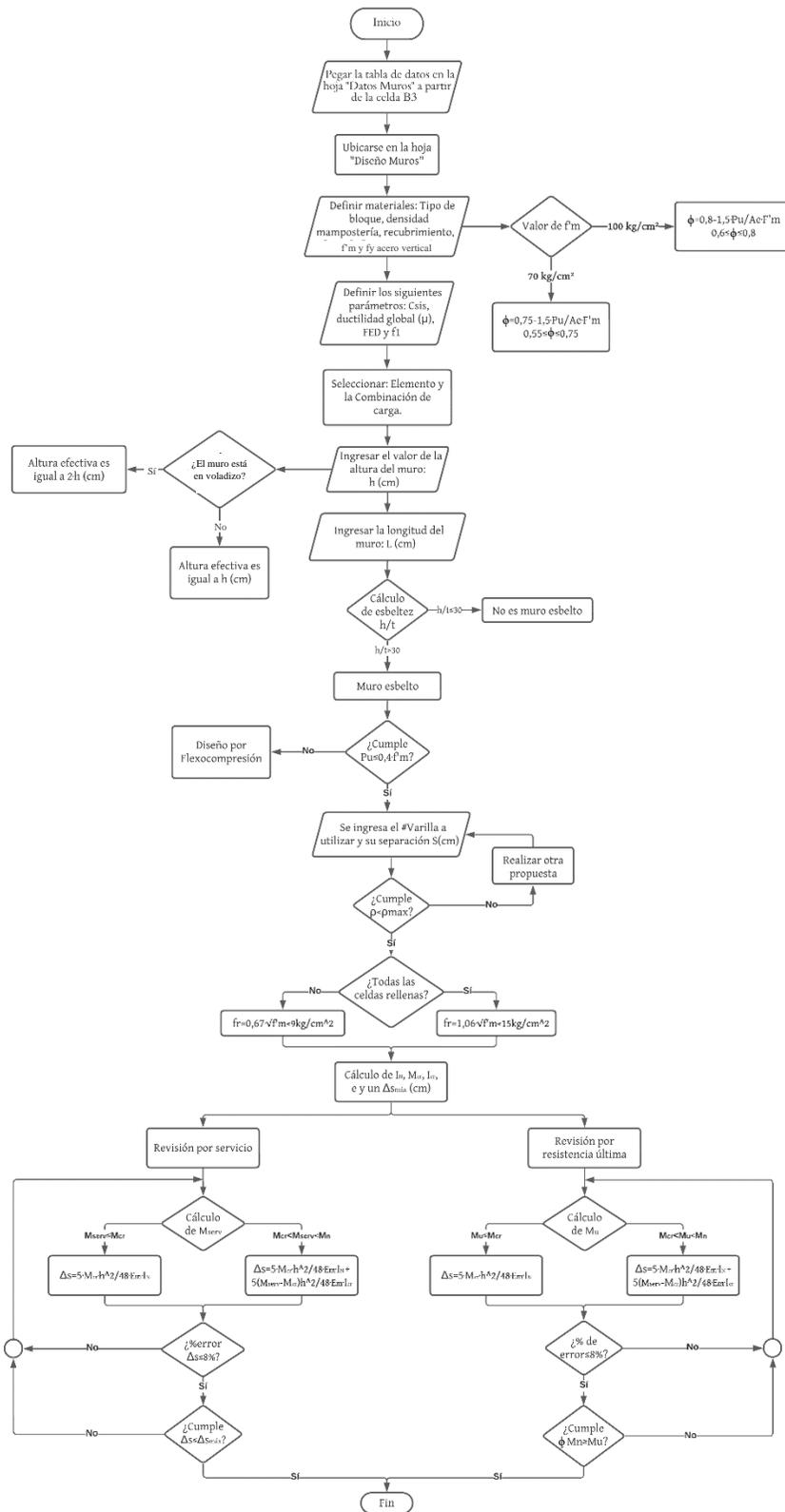
# Columnas: Diseño por Flexocompresión



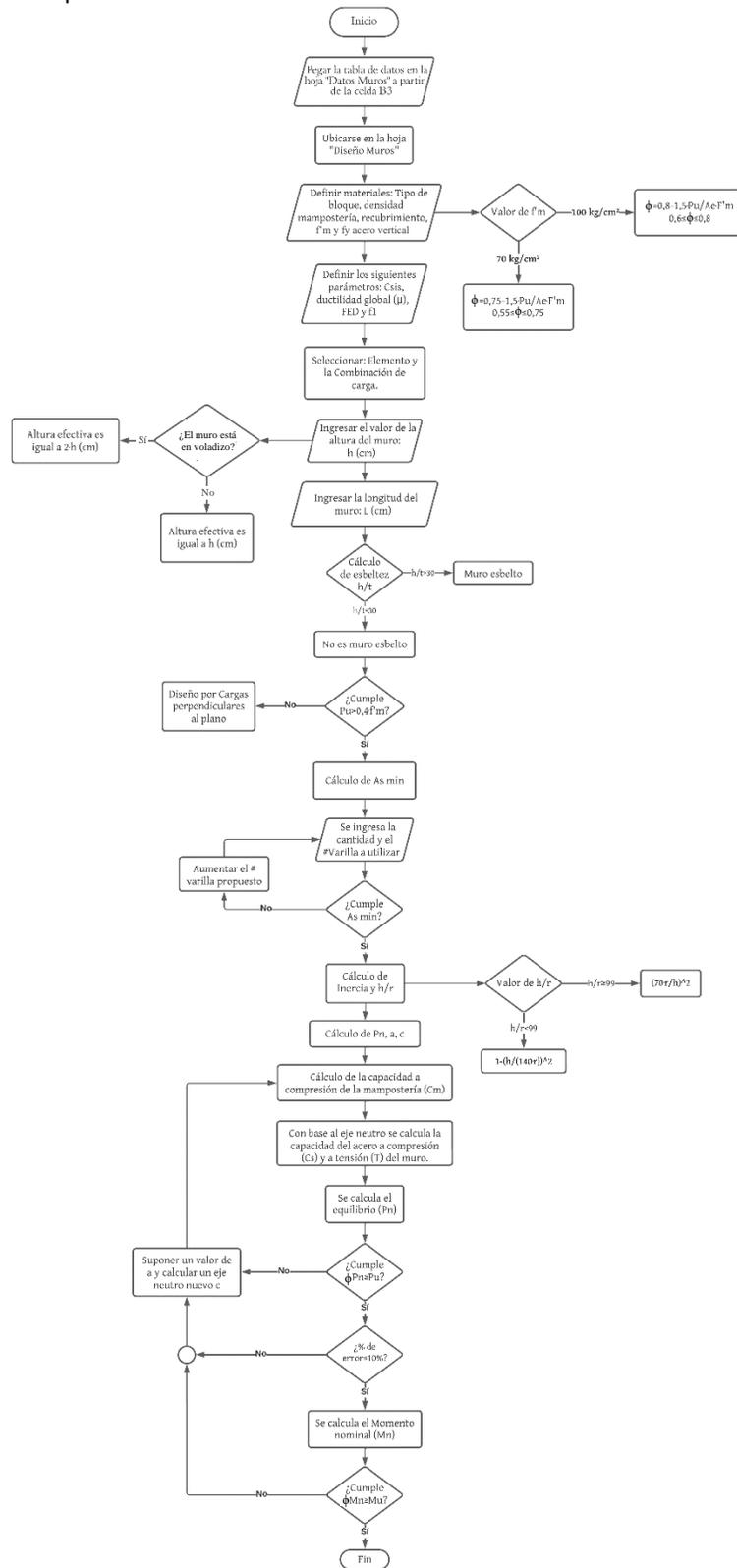
# Muros: Diseño por Cortante



# Muros: Diseño por Cargas Perpendiculares a su plano



# Muros: Diseño por Flexocompresión



## AP 4. Cálculos del análisis estructural de la vivienda

- Peso propio de la estructura

Columnas						
Nivel	h(m)	b(m)	l(m)	Cantidad	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)
1	2,7	0,4	0,15	14	2251	5105,27
2	2,5	0,4	0,15	4	2251	1350,60
<b>Total</b>						<b>6455,87</b>

Vigas						
Nivel	h(m)	b(m)	l(m)	Cantidad	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)
1	0,2	0,15	118,11	1	1851	6558,65
2	0,2	0,15	73,05	1	1851	4056,47
<b>Total</b>						<b>10615,11</b>

Muros						
Nivel	h(m)	t(m)	l(m)	Cantidad	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)
1	2,7	0,15	61,5	1	1534	38208,105
2	1,2	0,15	3,275	1	1534	904,293
2	2,5	0,15	69,7	1	1534	40094,925
Buques V1	1,7	0,15	1,9	3	1534	-2995,902
Buques V2	1,7	0,15	1,9	1	1534	-2034,084
Buques P1	2,1	0,15	0,9	4	1534	-1739,556
Buques P2	2,1	0,15	0,9	7	1534	-3044,223
<b>Total</b>						<b>69393,56</b>

- Sobre Carga Muerta

SCM (Entrepiso)				
Elemento	b(m)	l(m)	Carga (kg/m <sup>2</sup> )	Peso (kg)
A	3,5	6,7	300	7035
B	1,175	4,25	300	1498,125
C	5,4	5,525	300	8950,5
D	4,4	4,235	300	5590,2
<b>Total</b>				<b>23073,83</b>

- Carga Viva

Carga Viva				
Nivel	Detalle	Área (m <sup>2</sup> )	q(kg/m <sup>2</sup> )	Peso (kg)
1	Dormitorio	76,92	200	15384
1	Techos	49,16	40	1966,4
2	Techos	84,48	40	3379,2
<b>Total</b>				<b>20729,60</b>

- Masa Sísmica

Masa Sísmica			
Carga	Peso (kg)	%Participación	Wi (kg)
Dead	86464,54	1	86464,54
SCM	23073,83	1	23073,83
CV 1N	15384,00	0,15	2307,60
CV 2N	3379,2	0	0
<b>Total</b>			<b>111845,97</b>

- Fuerza Sísmica por nivel

Fuerza sísmica por nivel						
Dirección	Elevación	Wi (kg)	h (m)	Wi-hi (kg-m)	%Fsis	Fsis
X	0+270	70517,99	2,7	190398,57	0,47	12,88
	0+520	41327,98	5,2	214905,48	0,53	14,54
	<b>405304,05</b>					
Y	0+270	70517,99	2,7	190398,57	0,47	12,88
	0+520	41327,98	5,2	214905,48	0,53	14,54
	<b>405304,05</b>					

- Centro de masa

Vigas										
Nivel	Elemento	bw(m)	h(m)	l(m)	Vol (m3)	Wi (kg)	xi(m)	yi(m)	xi*W	yi*W
1	V1-EG	0,15	0,4	2,65	0,16	294,31	0,00	1,30	0,00	382,60
	VG-15	0,15	0,4	5,55	0,33	616,38	2,45	0,00	1510,14	0,00
	V3-EG	0,15	0,4	2,65	0,16	294,31	2,45	1,50	721,06	441,46
	VE-14	0,15	0,4	4,4	0,26	488,66	2,05	2,75	1001,76	1343,83
	VF-49	0,15	0,4	7,4	0,44	821,84	7,75	1,40	6369,29	1150,58
	V5-DG	0,15	0,4	4,6	0,28	510,88	5,40	2,40	2758,73	1226,10
	V6-DF	0,15	0,4	3,2	0,19	355,39	7,40	3,00	2629,90	1066,18
	VD-49	0,15	0,4	7,4	0,44	821,84	8,00	4,60	6574,75	3780,48
	V8-CD	0,15	0,4	1,4	0,08	155,48	9,70	5,30	1508,19	824,07
	V9-BF	0,15	0,4	8,1	0,49	899,59	11,05	5,50	9940,43	4947,72
	V2-AE	0,15	0,4	8,55	0,51	949,56	0,70	7,00	664,69	6646,94
	V2"-aC	0,15	0,4	4,3	0,26	477,56	1,90	8,00	907,36	3820,46
	VC-28	0,15	0,4	9,1	0,55	1010,65	5,10	5,90	5154,29	5962,81
	V4-AF	0,15	0,4	9,8	0,59	1088,39	4,25	6,40	4625,65	6965,68
	V7-A"F	0,15	0,4	13,3	0,80	1477,10	8,50	8,20	12555,33	12112,20
	Va-2"4	0,15	0,4	2,55	0,15	283,20	2,75	10,20	778,81	2888,67
	Ve-Aa	0,15	0,4	1,15	0,07	127,72	2,75	10,70	351,23	1366,59
	VA-27	0,15	0,4	7,85	0,47	871,82	4,50	11,20	3923,19	9764,40
	VB-49	0,15	0,4	7,3	0,44	810,74	7,40	9,60	5999,46	7783,08
	V2"-A"A	0,15	0,4	3,5	0,21	388,71	1,80	13,00	699,68	5053,23
V5-A"A	0,15	0,4	3,5	0,21	388,71	5,40	13,00	2099,03	5053,23	
VA"-2"7	0,15	0,4	6,7	0,40	744,10	5,15	14,90	3832,13	11087,12	
				<b>124,95</b>	<b>7,50</b>	<b>13876,95</b>			<b>74605,11</b>	<b>93667,45</b>

Columnas										
Nivel	Elemento	bw(m)	l(m)	ht(m)	Vol (m3)	Wi (kg)	xi(m)	yi(m)	xi*W	yi*W
1	C1	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	0,00	0,00	0,00	0,00
	C2	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	5,50	0,00	1002,82	0,00
	C3	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	4,10	2,70	747,56	492,29
	C4	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	0,70	4,80	127,63	875,19
	C5	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	0,70	7,00	127,63	1276,32
	C6	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	0,70	11,20	127,63	2042,11
	C7	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	1,90	10,00	346,43	1823,31
	C8	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	4,10	9,50	747,56	1732,14
	C9	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	4,10	11,20	747,56	2042,11
	C10	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	8,50	9,50	1549,81	1732,14
	C11	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	11,60	9,50	2115,04	1732,14
	C12	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	1,90	14,70	346,43	2680,27
	C13	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	5,20	14,70	948,12	2680,27
	C14	0,15	0,4	1,35	0,08	182,33	8,30	14,70	1513,35	2680,27
2	C15	0,15	0,4	1,25	0,08	168,83	1,80	14,70	303,89	2481,73
	C16	0,15	0,4	1,25	0,08	168,83	8,60	14,70	1451,90	2481,73
	C17	0,15	0,4	1,25	0,08	168,83	6,50	8,00	1097,36	1350,60
	C18	0,15	0,4	1,25	0,08	168,83	6,50	5,80	1097,36	979,19
<b>Total</b>						<b>3227,93</b>			<b>14398,07</b>	<b>29081,79</b>

Muros										
Nivel	Elemento	bw(m)	l(m)	ht(m)	Vol (m3)	Wi (kg)	xi(m)	yi(m)	xi*W	yi*W
1	M1	0,15	5,45	1,35	0,62	949,74	3,00	0,00	2849,21	0,00
	M2	0,15	2,5	1,35	0,51	776,59	0,00	1,30	0,00	1009,56
	M3	0,15	2,5	1,35	0,18	269,22	2,40	1,10	646,12	296,14
	M4	0,15	4	1,35	0,81	1242,54	2,00	2,65	2485,08	3292,73
	M5	0,15	7,1	1,35	0,87	1338,03	7,85	1,40	10503,55	1873,24
	M6	0,15	4,6	1,35	0,60	921,55	4,20	2,20	3870,51	2025,69
	M7	0,15	3,2	1,35	0,65	994,03	7,50	3,00	7455,24	2982,10
	M8	0,15	6,1	1,35	0,90	1387,50	8,50	4,60	11793,78	6382,51
	M9	0,15	8,1	1,35	1,31	2008,77	11,20	5,10	22498,26	10244,51
	M10	0,15	1,2	1,35	0,24	372,76	9,60	5,20	3578,52	1938,36
	M11	0,15	3,4	1,35	0,36	548,79	7,90	5,80	4335,43	3182,97
	M12	0,15	1,9	1,35	0,38	590,21	8,35	6,80	4928,22	4013,40
	M13	0,15	0,95	1,35	0,19	295,10	8,35	9,00	2464,11	2655,93
	M14	0,15	2,7	1,35	0,55	838,71	4,20	9,85	3522,60	8261,34
	M15	0,15	7,3	1,35	0,57	868,63	7,70	9,45	6688,43	8208,53
2	M16	0,15	4,4	1,25	0,83	1265,55	4,05	3,60	5125,48	4555,98
	M17	0,15	4,8	1,25	0,57	873,23	2,70	5,80	2357,72	5064,73
	M18	0,15	5,4	1,25	1,01	1553,18	0,70	8,50	1087,22	13201,99
	M19	0,15	2,15	1,25	0,40	618,39	1,90	6,90	1174,95	4266,92
	M20	0,15	4,85	1,25	0,58	887,61	3,80	7,95	3372,92	7056,51
	M21	0,15	2,1	1,25	0,39	604,01	5,45	6,90	3291,87	4167,69
	M22	0,15	13,3	1,25	2,49	3825,41	8,05	8,05	30794,57	30794,57
	M23	0,15	1,85	1,25	0,35	532,11	7,50	8,50	3990,80	4522,90
	M24	0,15	3,25	1,25	0,28	427,41	6,50	9,75	2778,17	4167,25
	M25	0,15	2,1	1,2	0,38	579,85	1,90	9,00	1101,72	5218,67
	M26	0,15	1,2	1,2	0,22	331,34	2,30	10,05	762,09	3330,01
	M27	0,15	7,85	1,25	0,81	1243,12	4,30	11,20	5345,40	13922,89
	M28	0,15	3,5	1,25	0,66	1006,69	1,90	12,95	1912,71	13036,60
	M29	0,15	3,5	1,25	0,66	1006,69	5,45	12,95	5486,45	13036,60
	M30	0,15	6,7	1,25	0,29	440,64	5,10	14,70	2247,27	6477,43
	M31	0,15	4,3	1,25	0,32	493,56	6,50	1,40	3208,17	690,99
	M32	0,15	1,85	1,25	0,35	532,11	7,40	5,80	3937,59	3086,22
<b>Total</b>						<b>29623,07</b>			<b>165594,14</b>	<b>192964,98</b>

Entrepiso				
Wi (kg)	xi(m)	yi(m)	xi·W	yi·W
23073,83	5,50	8,63	126884,67	199179,9
<b>23073,83</b>			<b>126884,67</b>	<b>199179,9</b>

Centro de Masa			
Elemento	Wi (kg)	xi·W	yi·W
Columnas	3227,93	14398,07	29081,79
Muros	29623,07	165594,14	192964,98
Entrepiso	23073,83	126884,67	199179,8606
Vigas	13876,95	74605,11	93667,45
<b>Total</b>	<b>69801,78</b>	<b>381481,99</b>	<b>514894,08</b>

$$CMx = \frac{\sum Wi \cdot Dist. Xi}{\sum Wi} = 5,465 \text{ m}$$

$$CMy = \frac{\sum Wi \cdot Dist. Yi}{\sum Wi} = 7,376 \text{ m}$$

- Centro de rigidez

Columnas												
Nivel	Elemento	x(m)	y(m)	Área(m2)	Ixx(m4)	Iyy(m4)	Rx(kg·m)	Ry(kg·m)	xi(m)	yi(m)	xRy	yRx
1	C1	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	0,00	0,00	0,00	0,00
	C2	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	5,50	0,00	0,65	0,00
	C3	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	4,30	2,65	0,51	0,07
	C4	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	0,75	4,60	0,09	0,12
	C5	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	0,75	6,92	0,09	0,17
	C6	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	0,75	11,20	0,09	0,28
	C7	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	1,90	10,05	0,22	0,25
	C8	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	4,30	9,45	0,51	0,24
	C9	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	4,30	11,20	0,51	0,28
	C10	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	8,60	9,45	1,01	0,24
	C11	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	11,60	9,45	1,37	0,24
	C12	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	1,90	14,70	0,22	0,37
	C13	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	5,20	14,70	0,61	0,37
	C14	0,4	0,15	0,06	0,00011	0,00080	0,02500	0,11779141	8,60	14,70	1,01	0,37
	<b>Total</b>				<b>0,002</b>	<b>0,011</b>	<b>0,350</b>	<b>1,649</b>			<b>6,88</b>	<b>2,98</b>

Cálculo de muros por el método de Cantiléver

Primer Nivel Direccion X					
Eje	Área	Altura (m)	Base (m)	$\Delta c$	K
1	Sólido	2,7	2,65	0,73	1,372
			<b>Total</b>	<b>0,729</b>	<b>1,372</b>
3	Sólido	2,7	2,65	0,73	1,372
	Franja A	2,1	2,65	0,44	2,289
	Columneta 1	2,1	1,675	0,57	1,745
	Columneta 2	2,1	0,075	2203,60	0,000
	Paralelo 1 y 2				0,57
			<b>Total</b>	<b>0,865</b>	<b>1,156</b>
4	Sólido	2,7	2,7	0,70	1,429
			<b>Total</b>	<b>0,700</b>	<b>1,429</b>
5	Sólido	2,7	4,6	0,26	3,891
	Franja A	2,1	4,6	0,18	5,714
	Columneta 1	2,1	0,425	13,55	0,074
	Columneta 2	2,1	2,3	0,35	2,857
	Columneta 3	2,1	0,075	2203,60	0,000
	Paralelo 1, 2 y 3				0,34
			<b>Total</b>	<b>0,423</b>	<b>2,363</b>
6	Sólido	2,7	3,2	0,49	2,027
			<b>Total</b>	<b>0,493</b>	<b>2,027</b>
7	Sólido	2,7	1,875	1,63	0,615
			<b>Total</b>	<b>1,626</b>	<b>0,615</b>
	Sólido	2,7	0,95	10,04	0,100
				1,40	0,715
			<b>Total</b>	<b>1,400</b>	<b>0,715</b>
8	Sólido	2,7	1,2	5,23	0,191
			<b>Total</b>	<b>5,231</b>	<b>0,191</b>
9	Sólido	2,7	8,05	0,12	8,642
	Franja A	2,1	8,05	0,09	11,715
	Columneta 1	2,1	7,1	0,09	10,951
	Columneta 2	2,1	0,075	2203,60	0,000
	Paralelo 1 y 2				0,09
			<b>Total</b>	<b>0,122</b>	<b>8,219</b>

Primer Nivel Direccion Y					
Eje	Area	Altura (m)	Base (m)	$\Delta c$	K
B	Sólido	2,7	4,235	0,29	3,391
	Franja A	2,3	4,235	0,23	4,405
	Columneta 1	1	1,675	0,20	4,990
	Columneta 2	1	0,075	241,04	0,004
	Paralelo 1 y 2			0,20	4,995
	Columneta 3	1,3	4,235	0,09	10,528
	Serie 1,2 y 3			0,30	3,388
	Total			0,363	2,754
	Sólido	2,7	3,05	0,54	1,841
	Franja A	2,3	3,05	0,40	2,514
	Columneta 1	1,7	0,575	3,47	0,288
	Columneta 2	1,7	0,575	3,47	0,288
	Paralelo 1 y 2			1,74	0,576
	Columneta 3	0,6	3,05	0,06	16,729
	Serie 1,2 y 3			1,80	0,557
	Total			1,941	0,515
Paralelo B y B			<b>0,31</b>	<b>3,269</b>	
C	Sólido	2,7	3,05	0,54	1,841
	Franja A	2,1	3,05	0,34	2,966
	Columneta 1	2,1	1,75	0,53	1,877
	Columneta 2	2,1	0,15	278,60	0,004
	Paralelo 1 y 2			0,53	1,880
	Total			<b>0,738</b>	<b>1,356</b>
D	Sólido	2,7	6,1	0,17	5,971
	Franja A	2,1	6,1	0,12	8,361
	Columneta 1	2,1	2,225	0,37	2,723
	Columneta 2	2,1	2,975	0,25	4,050
	Paralelo 1 y 2			0,15	6,773
Total			<b>0,196</b>	<b>5,114</b>	
E	Sólido	2,7	4,365	0,28	3,568
	Total			<b>0,280</b>	<b>3,568</b>
F	Sólido	2,7	3,335	0,46	2,197
	Franja A	2,6	3,335	0,42	2,362
	Columneta 1	0,6	1,86	0,10	9,987
	Columneta 2	0,6	0,675	0,34	2,968
	Paralelo 1 y 2			0,08	12,955
	Columneta 3	2	3,335	0,20	4,963
	Serie 1,2 y 3			0,28	3,589
	Total			0,310	3,222
	Sólido	2,7	3,95	0,33	3,005
	Franja A	2,3	2,3	0,70	1,429
	Columneta 1	1,7	1,025	0,95	1,048
	Columneta 2	1,7	1,025	0,95	1,048
	Paralelo 1 y 2			0,48	2,097
	Columneta 3	0,6	3,95	0,05	21,777
	Serie 1,2 y 3			0,52	1,913
Total			0,156	6,426	
Paralelo F y F			<b>0,10</b>	<b>9,648</b>	
G	Sólido	2,7	5,55	0,19	5,208
	Franja A	2,3	5,55	0,15	6,545
	Columneta 1	1,7	0,35	12,92	0,077
	Columneta 2	1,7	3,3	0,17	5,945
	Paralelo 1 y 2			0,17	6,022
	Columneta 3	0,6	5,55	0,03	30,714
	Serie 1,2 y 3			0,20	5,035
Total			<b>0,238</b>	<b>4,205</b>	

Muros								
Muro/Eje	x(m)	y(m)	Rx(kg-m)	Ry(kg-m)	xi(m)	yi(m)	xRy	yRx
1	0,15	2,65	0	1,37	0,00	0	0	0
2	0,15	2,65	0	1,16	2,60	0	3,00587	0
3	0,15	4,60	0	2,36	5,55	0	13,11689	0
4	0,15	3,20	0	2,03	7,70	0	15,60613	0
5	0,15	8,05	0	8,22	11,65	0	95,75255	0
6	0,15	1,20	0	0,19	9,80	0	1,87336	0
7	0,15	1,88	0	0,61	8,60	0	5,28777	0
8	0,15	0,95	0	0,10	8,60	0	0,85695	0
9	0,15	2,70	0	1,43	4,37	0	6,23571	0,0000
A	5,55	0,15	4,20	0	0	0,00	0	0,0000
B	7,29	0,15	9,65	0	0	1,40	0	13,5066
C	4,37	0,15	3,57	0	0	4,37	0	15,5763
D	6,10	0,15	5,11	0	0	4,60	0	23,5265
E	3,05	0,15	1,36	0	0	5,80	0	7,8620
F	7,29	0,15	3,27	0	0	9,45	0	30,8941
<b>Total</b>			<b>27,160</b>	<b>17,472</b>			<b>141,735</b>	<b>91,365</b>

Centro de rigidez				
Elemento	Ry	Rx	xRy	yRx
Columnas	1,649	0,350	6,885	2,977
Muros	17,472	27,160	141,735	91,365
<b>Total</b>	<b>19,121</b>	<b>27,510</b>	<b>148,620</b>	<b>94,342</b>

$$CRx = \frac{\sum Xi * Ryi}{\sum Ryi} = 7,772 \text{ m}$$

$$CRy = \frac{\sum yi * Rxi}{\sum Rxi} = 3,429 \text{ m}$$

- Análisis Sísmico con base al Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014

<b>Análisis Sísmico CSCR-10</b>		
2.2 Sitio de Cimentación	Tipo S3	
2.1 Zona Sísmica (San José, Curridabat)	Z III	
2.3 Aceleración Pico Efectiva	0,36	
4.1 Factor de importancia	Grupo D	
	1	
5. Sistema Estructural	Muro	
6. Regularidad en altura	Irregular	
7. Regularidad en planta	Ex	Irregular Grave
	Ey	Irregular Grave
8. Ductilidad Local	Óptima	
9. Ductilidad Global Asignada	X	2
	Y	2
10. Periodo Fundamental de la Estructura	Tx	0,1
	Ty	0,1
11. FED	FEDx	1,362
	FEDy	1,362
Sobrerresistencia	2	
12. Coeficiente Sísmico	Csisx	0,2452
	Csisy	0,2452
13. Corte Basal	Vbx (kg)	27420,16
	Vby (kg)	27420,16

- Resultados del Corte Basal

<b>Análisis</b>	<b>Excel (kg)</b>	<b>ETABS (kg)</b>	<b>Error</b>
Estático X	27420,16	26635,10	2,86%
Estático Y	27420,16	26635,10	2,86%

Corrección aplicada al ETABS:

<b>Análisis</b>	<b>Factor de escala</b>
Estático X	1,029474527
Estático Y	1,029474527

<b>Análisis</b>	<b>Excel (kg)</b>	<b>ETABS (kg)</b>	<b>Error</b>
Estático X	27420,16	27420,20	0,00%
Estático Y	27420,16	27420,20	0,00%

- Desplazamientos y derivas

Nivel	hi (cm)	δie (cm)	δi (cm)	δieR (cm)	Δie	Δi	¿Cumple?
1	270	0,0328	0,13776	0,0328	0,012%	0,049%	si
2	250	0,0727	0,30534	0,0399	0,016%	0,064%	si

- Cálculo del periodo fundamental (1er modo) por medio de la fórmula aproximada de Rayleigh

Nivel	Wi (t)	Fi (t)	δie (cm)	Fiδi	Wiδi <sup>2</sup>
1	70,52	12,88	0,0328	0,4225	0,0759
2	41,33	14,54	0,0727	1,0570	0,2184
<b>Σ</b>	<b>111,85</b>	<b>27,42</b>	<b>0,11</b>	<b>1,48</b>	<b>0,29</b>

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} = 0,089 \text{ s}$$

Comparación con periodo Modo 1		
Etabs (s)	Excel (s)	Error
0,0860	0,0895	3,88%

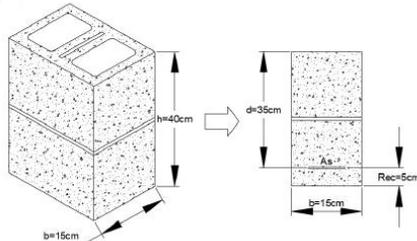
## AP 5. Ejemplos para cada diseño estructural de Vigas, Columnas y Muros.

- Vigas

### Cálculo manual Ejemplo Diseño de Vigas

Datos iniciales:

Geometría:



Tipo de bloque: 15x20x40cm  
Espesor del bloque: b: 15cm  
Recubrimiento: 5cm  
Peralte de la viga: h:40cm  
d: h - recubrimiento: 40 - 5 : 35 cm

Resistencia de los materiales:

Resistencia a compresión de la mampostería:  $f_m$ : 100 kg/cm<sup>2</sup>  
Esfuerzo de cedencia del acero transversal:  $f_{yH}$ : 2800 kg/cm<sup>2</sup>  
Esfuerzo de cedencia del acero longitudinal:  $f_{yL}$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Fuerzas internas del elemento:

Cortante:  $V_u$ : 3 t  
Momento flector para el acero superior:  $M_{u_s}$ : -2,2 tm  
Momento flector para el acero inferior:  $M_{u_i}$ : 1,4 tm  
Carga Axial:  $P_u$ : 2 t

Diseño por Cortante

Revisión de Carga axial  $P_u$ :

$$P_u < 0,1 \cdot f_m \cdot A_e$$

$$P_u < 0,1 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 35$$

$$P_u < 5250 \text{ kg}$$

$$2 \text{ t} < 5,25 \text{ t} \quad \text{Ok!}$$

Cap 9.6.1.a CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/16)

Se calcula el factor  $M_u/V_u \cdot d$  para determinar el valor del  $C_d$ :

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = \frac{2,2}{3 \cdot 0,35} = 2,095 > 1 \quad C_d = 0,32$$

Tabla 9.2 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)

Se calcula el aporte de la mampostería:

$$V_m = C_d \cdot A_e \cdot \sqrt{f_m} = 0,32 \cdot 15 \cdot 35 \cdot \sqrt{100} = 1680 \text{ kg} = 1,68 \text{ t}$$

Ecu. [9-16] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)

$$V_{m_{\text{máx}}} = 14,5 \cdot C_d \cdot A_e = 14,5 \cdot 0,32 \cdot 15 \cdot 35 = 2436 \text{ kg} = 2,436 \text{ t}$$

Ecu. [9-16] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)

Se utiliza 1,68 t como valor de  $V_m$

Se calcula el aporte del acero:

$$V_s = V_n - V_m = \frac{V_u}{\phi} - V_m = \frac{3}{0,6} - 1,68 = 3,32 \text{ t}$$

Ecu. [9-14] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)

Se calcula la cuantía de acero mínimo

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{V_s \cdot S}{f_{yH} \cdot d} = \frac{3320 \cdot 20}{2800 \cdot 35} = 0,6775 \text{ cm}^2$$

Propuesta = Aro #3 @ 20cm

$$A_s = 1,42 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple } A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{Ok!}$$

Se calcula el aporte del acero requerido con base a la propuesta:

$$V_s \text{ req} = \frac{A_s \cdot f_y H \cdot d}{S} = \frac{1,42 \cdot 2800 \cdot 35}{20} = 6958 \text{ kg} = 6,958 \text{ t}$$

Se calcula el aporte de la mampostería con base a la propuesta:

$$V_n = V_m + V_s \text{ req} = 1,68 + 6,958 = 8638 \text{ kg} = 8,638 \text{ t}$$

$$V_n \text{ máx} = 1,07 \cdot A_e \cdot \sqrt{f'_{cm}} = 1,07 \cdot 15 \cdot 35 \cdot \sqrt{100} = 5617,5 \text{ kg} = 5,617 \text{ t}$$

Tabla 9.2 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)

Se utiliza 5,617 t como valor de  $V_n$

Comprobaciones  $\phi = 0,6$

$V_u \leq V_{n \text{ max}}$		$\phi V_n \geq V_u$	
$3 \text{ t} \leq 5,617 \text{ t}$	Ok!	$0,6 \cdot 5,617 \geq 3$	R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos
		$3,3702 \text{ t} \geq 3 \text{ t}$	Ok!

## Diseño por Flexión

### Acero inferior

Esfuerzo de cedencia del acero longitudinal:  $f_{yL} : 4200 \text{ kg/cm}^2$

Momento flector para el acero inferior:  $M_{ui} : 1,4 \text{ tm}$

Se calcula el factor de reducción:

Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_{cm}} = 0,8 - \frac{1,5 \cdot 2000}{15 \cdot 35 \cdot 100} = 0,74285 \quad 0,6 < \phi < 0,8 \quad \text{Ok!}$$

$$\alpha = \frac{M_{ui}}{b \cdot d^2 \cdot f'_{cm} \cdot \phi} = \frac{140000}{15 \cdot 35^2 \cdot 100 \cdot 0,74285} = 0,10256$$

$$w = \frac{1,695 - \sqrt{1,695^2 - 4 \cdot \left(\frac{\alpha}{0,59}\right)}}{2} = \frac{1,695 - \sqrt{1,695^2 - 4 \cdot \left(\frac{0,10256}{0,59}\right)}}{2} = 0,109647$$

Se calcula la razón de refuerzo a tracción en flexión, en condiciones balanceadas y en condición máxima:

$$\rho = w \cdot \frac{f'_{cm}}{f_{yL}} = 0,109647 \cdot \frac{100}{4200} = 0,00261$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_{cm}}{f_{yL}} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_{yL}}\right) = \frac{0,85 \cdot 100}{2800} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + 2800}\right) = 0,010119$$

$$\rho_{b \text{ max}} = 0,5 \cdot \rho_b = 0,00505952$$

Se calcula el acero requerido y el acero máximo según las razones de refuerzo:

$$A_s \text{ req} = \rho \cdot d \cdot b = 0,00261 \cdot 15 \cdot 35 = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \rho \cdot b \text{ max} = 2,65625 \text{ cm}^2$$

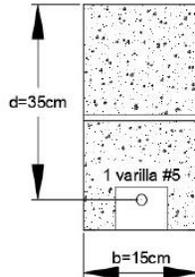
Se calcula la cuantía de acero mínimo que se puede colocar:

$$A_{s \min} \quad \text{A) } \frac{14 \cdot b \cdot d}{f_y L} = \frac{14 \cdot 15 \cdot 35}{4200} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Rige cálculo A)  $1,75 \text{ cm}^2$

$$\text{B) } 1,33 A_{s \text{ req}} = 1,8224 \text{ cm}^2$$

Propuesta



$$1 \text{ varilla } \#5 = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < 1,98 \text{ cm}^2 < A_{s \max} \quad \text{OK!}$$

Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = 1,3 \cdot \frac{t \cdot h^2}{b} \cdot f_r = 1,3 \cdot \frac{15 \cdot 40^2}{6} \cdot 15 = 78000 \text{ kg cm} = 0,78 \text{ tm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y L}{0,85 \cdot f'_m \cdot b} = \frac{1,98 \cdot 4200}{0,85 \cdot 100 \cdot 15} = 6,52235 \cdot \text{cm}$$

Se calcula el momento nominal

$$M_n = A_s \cdot f_y L \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1,98 \cdot 4200 \left( 35 - \frac{6,52235}{2} \right) = 263940,06 \text{ kg cm} = 2,639 \text{ tm}$$

$$M_n > M_{cr} \quad \text{No agrieta}$$

Comprobación por resistencia

$$\phi \quad M_n \geq M_u$$

$$0,74285 \cdot 2,639 \geq 1,4 \text{ tm}$$

$$1,9606 \text{ tm} \geq 1,4 \text{ tm}$$

Ok! R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

Acero superior

Esfuerzo de cedencia del acero longitudinal:  $f_y L : 4200 \text{ kg/ cm}^2$

Momento flector para el acero superior:  $M_{us} : -2,2 \text{ tm}$

Se calcula el factor de reducción:

Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,8 - \frac{1,5 \cdot 2000}{15 \cdot 35 \cdot 100} = 0,74285 \quad 0,6 < \phi < 0,8 \quad \text{OK!}$$

$$\alpha = \frac{M_{us}}{b \cdot d^2 \cdot f'_m \cdot \phi} = \frac{220000}{15 \cdot 35^2 \cdot 100 \cdot 0,74285} = 0,16117$$

$$w = \frac{1,695 - \sqrt{1,695^2 - 4 \cdot \left( \frac{\alpha}{0,59} \right)}}{2} = \frac{1,695 - \sqrt{1,695^2 - 4 \cdot \left( \frac{0,16117}{0,59} \right)}}{2} = 0,18022$$

Se calcula la razón de refuerzo a tracción en flexión, en condiciones balanceadas y en condición máxima:

$$\rho = w \cdot \frac{f'_m}{f_y L} = 0,2105 \cdot \frac{100}{4200} = 0,004291$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_m}{f_y L} \cdot \left( \frac{5100}{6000 + f_y L} \right) = \frac{0,85 \cdot 100}{4200} \cdot \left( \frac{5100}{6000 + 4200} \right) = 0,010119$$

$$\rho_{b_{max}} = 0,5 \cdot \rho_b = 0,5 \cdot 0,0101 = 0,00505952$$

Se calcula el acero requerido y el acero máximo según las razones de refuerzo:

$$A_{s_{req}} = \rho \cdot d \cdot b = 0,004291 \cdot 15 \cdot 35 = 2,2528 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{b_{max}} \cdot d \cdot b = 0,005050 \cdot 15 \cdot 35 = 2,65625 \text{ cm}^2$$

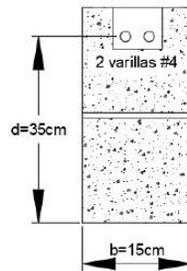
Se calcula la cuantía de acero mínimo que se puede colocar:

$$A_{s_{min}} \quad \text{A) } \frac{14 \cdot b \cdot d}{f_y L} = \frac{14 \cdot 15 \cdot 35}{4200} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Rige cálculo A) 1,75 cm<sup>2</sup>

$$\text{B) } 1,33 A_{s_{req}} = 1,33 \cdot 2,2528 = 2,9962 \text{ cm}^2$$

Propuesta



$$2 \text{ varillas } \#4 \quad A_s = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} < 2,54 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \quad \text{Ok!}$$

Momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = 1,3 \cdot \frac{t \cdot h^2}{6} \cdot f_r = 1,3 \cdot \frac{15 \cdot 40^2}{6} \cdot 15 = 78\,000 \text{ kg cm} = 0,78 \text{ tm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y L}{0,85 \cdot f'_m \cdot b} = \frac{2,54 \cdot 4200}{0,85 \cdot 100 \cdot 15} = 8,367 \text{ cm}$$

Se calcula el momento nominal

$$M_n = A_s \cdot f_y L \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2,54 \cdot 4200 \left( 35 - \frac{8,367}{2} \right) = 328\,750 \text{ kg cm} = 3,287 \text{ tm}$$

$$M_n > M_{cr} \quad \text{No agrieta}$$

Comprobación por resistencia

$$\phi \quad M_n \geq M_u$$

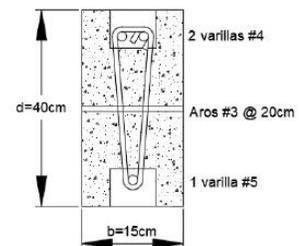
$$0,74285 \cdot 3,287 \geq 2,2$$

$$2,44 \text{ tm} \geq 2,2 \text{ tm} \quad \text{Ok!}$$

R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

Resultado final de los diseños realizados

Sección transversal de la viga:



## Herramienta de cálculo

Datos iniciales:

Tipo de Bloque **15x20x40 Estándar** Recubrimiento **5,0 cm**

$f_m$  **100 kg/cm<sup>2</sup>**

$f_y$  acero transversal **2800 kg/cm<sup>2</sup>**  $f_y$  acero vertical **4200 kg/cm<sup>2</sup>**

Datos iniciales												
Nivel	Elemento	Combinación	Vu (t)	Mu (tm) Acero inferior	Mu (tm) Acero superior	Pu (t)	Elemento en T o C	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Pu < 0.1 * Fm * Ae	
Story1	S10	1.05CP+0.5CT+0.3DX+DY+CE	3	1,4	2,2	2	Compresión	15	40	35	Ok	

Diseños:

### Cortante

Diseño por cortante																		
$\phi$	Mu/(Vu*d)	Cd	Vm <sub>max</sub> (t)	Vm (t)	Vm a utilizar	Vs (t)	¿Gancho o Aro?	S <sub>max</sub> (cm)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Varilla	As <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple As <sub>min</sub> ?	Vs req (t)	Vn (t)	Vn <sub>max</sub> (t)	Vn a utilizar	$\phi Vn \geq Vu$	$Vu \leq Vn_{max}$
0,6	1,00	0,32	2,44	1,68	1,68	3,32	Aro	20	0,68	#3	1,42	OK	6,96	8,64	5,62	5,62	OK	OK

### Flexión

Diseño por Flexión (Acero Inferior)																				
$\phi$	$\alpha$	$\omega$	$\rho$	$\rho_b$	$\rho_b$ máx	As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cantidad <sub>1</sub>	Varilla <sub>1</sub>	As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cantidad <sub>2</sub>	Varilla <sub>2</sub>	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	Revisión As	Mn (tm)	Agrietamiento	$\phi Mn \geq Mu$
0,743	0,1026	0,1095	0,0026	0,0101	0,0051	1,37	2,66	1,75	1,75	1	#5	1,98				1,98	OK	2,64	No	OK

Diseño por Flexión (Acero Superior)																				
$\phi$	$\alpha$	$\omega$	$\rho$	$\rho_b$	$\rho_b$ máx	As <sub>req</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cantidad <sub>1</sub>	Varilla <sub>1</sub>	As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cantidad <sub>2</sub>	Varilla <sub>2</sub>	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	Revisión As	Mn (tm)	Agrietamiento	$\phi Mn \geq Mu$
0,743	0,1612	0,1802	0,0043	0,0101	0,0051	2,25	2,66	1,75	2,25	2	#4	2,54				2,54	OK	3,29	No	OK

Resumen		
Acero transversal (Diseño Cortante)	Acero longitudinal Inferior (Diseño Flexión)	Acero longitudinal Superior (Diseño Flexión)
Aro #3 @20cm	1 #5	2 #4

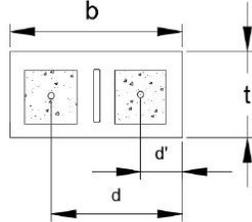
- Columnas

## Cálculo manual

### Ejemplo Diseño de Columnas

Datos iniciales:

Geometría:



Tipo de bloque: 15x20x40cm  
 Recubrimiento: 5cm  
 Altura de la columna: h: 250 cm  
 t: 15cm  
 d': 5cm  
 b: 40cm  
 d: t-rec: 15 - 5 : 10 cm

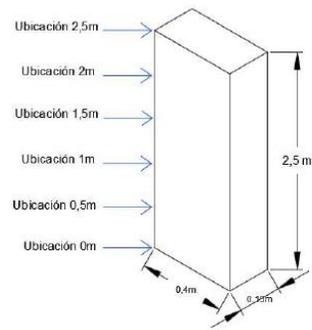
Resistencia de los materiales:

Resistencia a compresión de la mampostería:  $f_m: 70 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de cedencia del acero transversal:  $f_{yH}: 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de cedencia del acero longitudinal:  $f_{yL}: 4200 \text{ kg/cm}^2$

Fuerzas internas del elemento:

Momento último de diseño:  $M_u$   
 Cortante último de diseño:  $V_u$   
 Carga axial última de diseño:  $P_u$

Ubicación (m)	$V_u$ (t)	$P_u$ (t)	$M_u$ (tm)
0	0,12	7,009	0,02
0,5	0,12	6,924	0,04
1	0,12	6,839	0,06
1,5	0,12	6,754	0,08
2	0,12	6,669	0,1
2,5	0,12	6,584	0,102



**Altura efectiva:** La columna se encuentra empotrada en su base y en la parte superior

Cap. 9.3.3.f CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/4)

$$h_{\text{efectiva}} = h$$

$$h_{\text{efectiva}} = 250 \text{ cm}$$

**Análisis de carga axial:**

$P_u > 0,1 \cdot f_m \cdot A_e$   
 $P_u > 0,1 \cdot 70 \cdot 10 \cdot 40$   
 $P_u > 2800 \text{ kg}$   
 Valores de  $P_u > 2,8 \text{ t}$       *Ok !*

Ubicación (m)	$P_u$ (t)	$0,1 \cdot f_m \cdot A_e$ (t)
0	7,009	> 2,8
0,5	6,924	> 2,8
1	6,839	> 2,8
1,5	6,754	> 2,8
2	6,669	> 2,8
2,5	6,584	> 2,8

R) Todas las cargas axiales  $P_u$  son mayores que 2,8 t

## Diseño por Cortante

$\phi := 0,55$  **Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)**

$$\frac{Mu}{Vu \cdot d} = \frac{0,02}{0,12 \cdot 0,1} = 1,66 > 1$$

R/ Todos los cálculos dan mayor que 1, por lo tanto se utiliza un valor de Cd igual a 0,32

**Tabla 9.2 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/13)**

Ubicación (m)	$\frac{Mu}{Vu \cdot d}$	Cd
0	1,66	0,32
0,5	2,22	0,32
1	5	0,32
1,5	6,66	0,32
2	8,33	0,32
2,5	8,50	0,32

Se calcula la resistencia nominal a cortante de la mampostería

$$Vm_{m\acute{a}x} = 14,5 \cdot Cd \cdot Ae = 14,5 \cdot 0,32 \cdot 10 \cdot 40 = 1856 \text{ kg} = 1,856 \text{ t} \quad \text{Ecu. [9-16] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/13)}$$

$$Vm = Cd \cdot Ae \cdot \sqrt{f'm} = 0,32 \cdot 10 \cdot 40 \cdot \sqrt{70} = 1070 \text{ kg} = 1,07 \text{ t} \quad \text{Se utiliza este valor como } Vm$$

Se calcula la resistencia nominal del refuerzo para cortante

$$Vs = Vn - Vm = \frac{Vu}{\phi} - Vm = \frac{0,12}{0,55} - 1,07 = -0,8518 \text{ t} \quad \text{Ecu. [9-14] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/13)}$$

Se debe utilizar el As mínimo  $As_{min} = 0,71 \text{ cm}^2$

**Propuesta Gancho #3 @ 20cm**

$$As = 0,71 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple } As \geq As_{min} \quad \text{OK!}$$

Se calcula la resistencia nominal del refuerzo para cortante con base a la propuesta de varilla #3 y separación de 20cm

$$Vs = \frac{As \cdot fyH \cdot d}{S} = \frac{0,71 \cdot 2800 \cdot 10}{20} = 994 \text{ kg} = 0,994 \text{ t}$$

Se calcula la resistencia nominal a cortante del diseño propuesto:

$$Vn = Vm + Vs = 1,07 + 0,994 = 2,064 \text{ kg} \quad \Rightarrow \text{Rige}$$

$$Vn_{m\acute{a}x} = 1,07 \cdot Ae \cdot \sqrt{f'm} = 1,07 \cdot 10 \cdot 40 \cdot \sqrt{70} = 3580,90 \text{ kg} = 3,5809 \text{ t}$$

**Tabla 9.3 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/14)**

**Comprobaciones:**

$$\phi Vn \geq Vn$$

$$0,55 \cdot 3,5809 \geq 0,12$$

$$1,1352 \cdot t \geq 0,12 \cdot t \quad \text{Ok!}$$

$$Vu \leq Vn_{max}$$

$$0,12 \text{ t} \leq 3,58 \text{ t} \quad \text{Ok!}$$

R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

## Diseño por Flexocompresión

$$\phi = 0,75 - \frac{1,5 \cdot Pu}{Ae \cdot f'm} = 0,75 - \frac{1,5 \cdot Pu}{10 \cdot 40 \cdot 70}$$

Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)

Ubicación (m)	$\phi$
0	0,3745
0,5	0,3790
1	0,3836
1,5	0,3881
2	0,3927
2,5	0,3972

R/ El valor de  $\phi$  debe estar entre  $0,55 < \phi < 0,75$ .  
En este caso todos los cálculos son menores que 0,55 por lo que se va a utilizar un  $\phi = 0,55$

Se calcula la cantidad de acero máxima y mínima que se puede colocar en la sección:

$$As_{m\acute{a}x} = 0,03 \cdot Ag = 0,03 \cdot 40 \cdot 15 = 18 \text{ cm}^2$$

$$As_{m\acute{i}n} = 0,005 \cdot Ag = 0,005 \cdot 40 \cdot 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Cap. 9.6.3.c CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/18)

Se calcula el diámetro máximo de varilla que se puede utilizar en este diseño:

$$\phi_{max} := \frac{t}{8} \quad \phi_{max} := \frac{15}{8} \quad \phi_{max} = 1,875 \text{ cm}$$

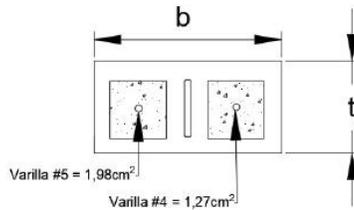
**Propuesta** 1 varilla #5 y 1 varilla #4

$$As_t = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A's = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$As = 1,27 + 1,98 = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$As_{m\acute{i}n} < 3,25 \text{ cm}^2 < As_{m\acute{a}x} \quad \text{Ok!}$$



Diámetro de varillas:

# 4 = 1,27 cm

# 5 = 1,57 cm

Ambas varillas cumplen con el  $\phi_{max}$

## Falla Balanceada ( $\phi Mb$ , $\phi Pb$ )

Se calcula la deformación unitaria de fluencia del acero:

$$\epsilon_y = \frac{f_{yv}}{Es} = \frac{4200}{2,1 \cdot 10^6} = 0,002$$

$$Cb = \frac{0,003 \cdot d}{0,003 + \epsilon_y} = \frac{0,003 \cdot 10}{0,003 + 0,002}$$

$$\epsilon's = \frac{0,003}{Cb} \cdot (Cb - d') = \frac{0,003}{6} \cdot (6 - 5) = 0,0005$$

Como  $\epsilon's < \epsilon_y$  se utiliza  $\epsilon's = 0,0005$

$$P_b = 0,85^2 \cdot f'_{cm} \cdot C_b \cdot b + A's \cdot \varepsilon's \cdot E_s - A_{st} \cdot f_{yv}$$

$$P_b = 0,85^2 \cdot 70 \cdot 6 \cdot 40 + 1,27 \cdot 0,0005 \cdot 2,1 \cdot 10^6 - 1,98 \cdot 4200$$

$$P_b = 5155 \text{ kg/cm}^2 = 5,155 \text{ t}$$

$$\phi P_b = 0,55 \cdot 5,155 = 2,84 \text{ t}$$

$$M_b = 0,85^2 \cdot f'_{cm} \cdot C_b \cdot b \cdot \left( \frac{t}{2} - \frac{0,85 \cdot C_b}{2} \right) + A's \cdot \varepsilon's \cdot E_s \cdot \left( \frac{t}{2} - d' \right) + A_{st} \cdot f_{yv} \cdot \left( d - \frac{t}{2} \right)$$

$$M_b = 0,85^2 \cdot 70 \cdot 6 \cdot 40 \cdot \left( \frac{15}{2} - \frac{0,85 \cdot 6}{2} \right) + 1,27 \cdot 0,0005 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot \left( \frac{15}{2} - 5 \right) + 1,98 \cdot 4200 \cdot \left( 10 - \frac{15}{2} \right)$$

$$M_b = 81660,8 \text{ kg cm} = 0,8166 \text{ tm}$$

$$\phi M_b = 0,55 \cdot 0,8166 = 0,46 \text{ tm}$$

### Compresión Pura ( $0, \phi P_o$ )

$$P_o = 0,85^2 \cdot f'_{cm} \cdot (A_e - A_s) + A_s \cdot f_{yv}$$

$$P_o = 0,85^2 \cdot 70 \cdot (400 - 3,25) + 3,25 \cdot 4200$$

$$P_o = 37256,6 \text{ kg} = 37,256 \text{ t}$$

$$\phi P_o = 0,55 \cdot 37,256 = 20,49 \text{ t}$$

### Flexión Pura ( $\phi M_o, 0$ )

$$a := \frac{A_{st} \cdot f_{yv}}{0,85 \cdot f'_{cm} \cdot b} \qquad a = \frac{1,98 \cdot 4200}{0,85 \cdot 70 \cdot 40} \qquad a = 3,49 \text{ cm}$$

$$M_o = A_{st} \cdot f_{yv} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_o = 1,98 \cdot 4200 \cdot \left( 10 - \frac{3,49}{2} \right)$$

$$M_o = 68631,5 \text{ kg cm} = 0,68631 \text{ tm}$$

$$\phi M_o = 0,55 \cdot 0,68631 = 0,38 \text{ tm}$$

## Diagrama de interacción

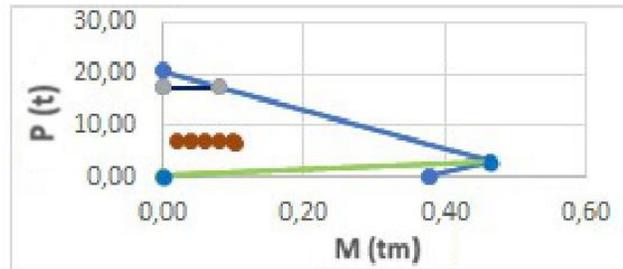
Resumen :

Falla Balanceada ( $\phi M_b, \phi P_b$ ) = ( 0,46 tm, 2,84 t )

Compresión Pura ( $0, \phi P_o$ ) = ( 0, 20,49 t )

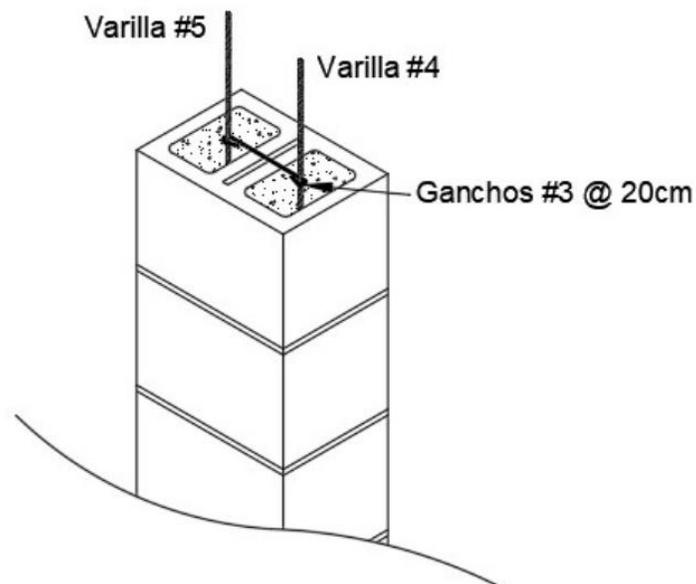
Flexión Pura ( $\phi M_o, 0$ ) = ( 0,38 tm , 0 )

Ubicación (m)	$M_u$ (tm)	$P_u$ (t)
0	0,02	7,009
0,5	0,04	6,924
1	0,06	6,839
1,5	0,08	6,754
2	0,1	6,669
2,5	0,102	6,584



R/ La sección propuesta cumple

Resultado final:



## Herramienta de cálculo

Datos iniciales:

Tipo de Bloque **15x20x40 Estándar** Recubrimiento **5,0 cm**  $f_m$  **70 kg/cm<sup>2</sup>**  
 $f_y$  acero transversal **2800 kg/cm<sup>2</sup>**  $f_y$  acero longitudinal **4200 kg/cm<sup>2</sup>**

Datos Iniciales																
Nivel	Integración	Elemento	Combinación	Ubicación (m)	$V_u$ (t)	$M_u$ (tm)	$P_u$ (t)	Elemento en T o C	¿Columna en voladizo	h (cm)	$h_{efectiva}$ (cm)	t (cm)	b (cm)	d (cm)	d' (cm)	$P_u > 0.1 \cdot f_m \cdot A_e$
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE0	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	0	0,12	0,020	7,009	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE0,5	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	0,5	0,12	0,040	6,924	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE1	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	1	0,12	0,060	6,839	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE1,5	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	1,5	0,12	0,080	6,754	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE2	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	2	0,12	0,100	6,669	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok
Story1	C11.2CP+1.6CT+1.6CE2,5	C1	1.2CP+1.6CT+1.6CE	2,5	0,12	0,102	6,584	Compresión	Si	250	500	15	40	10	5	Ok

Diseños:

Cortante

Diseño por cortante																		
$\phi$	$M_u / (V_u \cdot d)$	$C_d$	$V_{m,max}$ (t)	$V_m$ (t)	$V_m$ a utilizar	$V_s$ (t)	¿Gancho o Aro?	$S_{max}$ (cm)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	Varilla	$A_{s,(cal)}$ (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple $A_{s,min}$ ?	$V_s$ req (t)	$V_n$ (t)	$V_{n,max}$ (t)	$V_n$ a utilizar	$\phi V_n \geq V_u$	$V_u \leq V_{n,max}$
0,55	1,00	0,32	1,86	1,07	1,07	As min	Gancho	20	0,71	#3	0,71	OK	0,99	2,07	3,58	2,07	OK	OK
0,55	1,00	0,32	1,86	1,07	1,07	As min	Gancho	20	0,71	#3	0,71	OK	0,99	2,07	3,58	2,07	OK	OK
0,55	1,00	0,32	1,86	1,07	1,07	As min	Gancho	20	0,71	#3	0,71	OK	0,99	2,07	3,58	2,07	OK	OK
0,55	1,00	0,32	1,86	1,07	1,07	As min	Gancho	20	0,71	#3	0,71	OK	0,99	2,07	3,58	2,07	OK	OK
0,55	1,00	0,32	1,86	1,07	1,07	As min	Gancho	20	0,71	#3	0,71	OK	0,99	2,07	3,58	2,07	OK	OK

Flexocompresión

Diseño a flexocompresión													
$\phi$	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,max}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi_{max}$ (cm)	Cantidad $A_s$	Varilla $A_s$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple $\phi_{max}$ ?	Cantidad $A_s$	Varilla $A_s$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple $\phi_{max}$ ?	$A_{s,req}$ (cm <sup>2</sup> )	Revisión $A_{s,req}$
0,55	3,0	18,0	1,9	1	#5	1,98	OK	1	#4	1,27	OK	3,25	OK
0,55	3,0	18,0	1,9	1	#5	1,98	OK	1	#4	1,27	OK	3,25	OK
0,55	3,0	18,0	1,9	1	#5	1,98	OK	1	#4	1,27	OK	3,25	OK
0,55	3,0	18,0	1,9	1	#5	1,98	OK	1	#4	1,27	OK	3,25	OK
0,55	3,0	18,0	1,9	1	#5	1,98	OK	1	#4	1,27	OK	3,25	OK

Datos para Diagrama de Interacción									
a (cm)	$\epsilon_s$	$c_s$ (cm)	$\epsilon'_s$	$\phi P_0$ (t)	$\phi M_0$ (tm)	$\phi P_b$ (t)	$\phi M_b$ (tm)	$P_u$ (t)	$M_u$ (tm)
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	7,01	0,02
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	6,92	0,04
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	6,84	0,06
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	6,75	0,08
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	6,67	0,10
3,49	0,0020	6,00	0,0005	20,49	0,38	2,84	0,46	6,58	0,10

Resumen			Diagrama de interacción	
Acero transversal (Diseño cortante)	Acero longitudinal (Diseño flexocompresión)			
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			Diseño 1
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			
Gancho #3 @20cm	1 #5 1 #4			

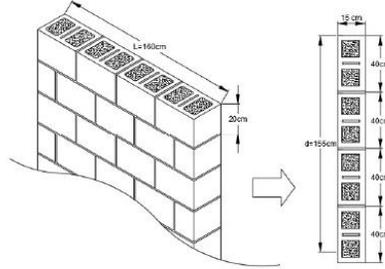
- Muros

## Cálculo manual

### Ejemplo Diseño de Muros

#### Datos iniciales:

##### Geometría:



Tipo de bloque: 15x20x40cm  
 Espesor: t:15cm  
 Colocación alternada de bloques  
 El acero va a estar completamente embebido en el concreto  
 Recubrimiento: 5cm  
 Altura del muro: h: 210 cm  
 Todas las celdas rellenas con concreto  
 L: 160 cm  
 d: L-rec: 160 - 5 : 155 cm

#### Resistencia de los materiales:

Densidad de la mampostería:  $2000 \text{ kg/m}^3$   
 Resistencia a compresión de la mampostería:  $f_m: 100 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de cedencia del acero horizontal:  $f_{yH}: 2800 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de cedencia del acero vertical:  $f_{yV}: 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### Fuerzas internas del elemento:

Momento último de diseño:  $M_u: 4,48 \text{ tm}$   
 Cortante último de diseño:  $V_u: 5 \text{ t}$   
 Carga axial última de diseño:  $P_u: 3,14 \text{ t}$

#### Cargas del elemento:

Carga muerta: Dead: 1,68 t      Se utiliza la mitad de este valor = 0,84 t      *Cap 9.8.3 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/25)*  
 Sobre Carga Muerta: SCM: 0,09 t  
 Carga temporal: CT: 0,06 t  
 Carga Permanente: CP = Dead + SCM = 0,84 + 0,09 = 0,93 t

#### Parámetros sísmicos:

Coefficiente sísmico:  $C_{sis}: 0,2452$   
 Ductilidad global de la estructura:  $\mu: 2$   
 Factor  $f_1$  para la combinación Cu3:  $f_1: 1$

#### Parámetros sísmicos para evaluar la resistencia a Cortante:

*Cap 9.7.5 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/20)*

Factor Espectral Dinámico para una ductilidad global igual a 1:  $FED_{\mu := 1}: 1,9624$   
 Factor Espectral Dinámico para una ductilidad global igual a 2:  $FED_{\mu := estructura}: 1,31$

Se calcula el peso propio del muro para obtener la carga sísmica:

$W_{muro} = \text{Densidad mampostería} \cdot t = 2000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,15\text{m} = 300 \text{ kg/m}^3 = 0,3 \text{ t/m}^2$   
 $CS = \text{Carga sísmica} = W_{muro} \cdot C_{sis} = 0,3 \cdot 0,2452 = 0,07356 \text{ t/m}^2$

*Con base a esta información se inicia con el cálculo de las combinaciones de carga*

*Para el diseño las combinaciones críticas son la [6-3] y la [6-4] del CSCR 2010 / 14*

**Combinaciones de carga con sismo:**

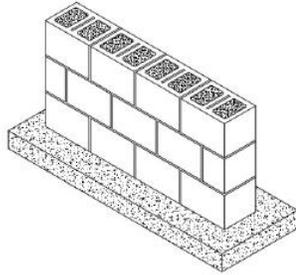
$$Cu_3 = 1,05 \cdot CP + f1 \cdot fr \cdot CT \pm CS + CE \quad \text{Ecu. [6-3] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.6/3)}$$

$$Cu_3 = 1,05 \cdot 0,93 + 1 \cdot 1 \cdot 0,06 + 0,07356 + 0 = 1,11006 \text{ t}$$

$$Cu_4 = 0,95 \cdot CP \pm CS + CE \quad \text{Ecu. [6-4] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.6/3)}$$

$$Cu_4 = 0,95 \cdot 0,93 + 0,07356 + 0 = 0,95706 \text{ t}$$

**Altura efectiva:**



Cap. 9.3.3.f CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/4)

El muro se encuentra empotrado en su base y su condición es libre en la parte superior

$$h_{efectiva} = 2 \cdot h$$

$$h_{efectiva} = 2 \cdot 210 = 420 \text{ cm}$$

**Revisión de esbeltez:**  $\frac{altura}{espesor} = \frac{h}{t} = \frac{420}{15} = 28$

Cap. 9.7.10 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/24)

28 < 30 No es un muro esbelto

**Análisis de carga axial:**  $Pu \leq 0,04 \cdot f' \cdot m$

$$Pu := \frac{Pw + Pf}{Ag} \quad \text{Ecu. [9-38] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/25)}$$

Donde :

- Pu : Carga axial factorizada
- Pw : Peso tributario de muro a la sección considerada
- Pf : Carga tributaria de piso o techo
- Ag : Área bruta del muro

**Datos :**

- Se analiza un ancho de 1 m: b: 100 cm
- t : 15cm : 0,15 m
- Dead : 0,84 t
- SCM : 0,09 t
- CT : 0,06 t

$$Pu := \frac{Dead + SCM + CT}{b \cdot t} \quad Pu := \frac{0,84 + 0,09 + 0,06}{1 \cdot 0,15} \quad Pu := 6,6 \text{ t/m}^2 = 0,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,66 \text{ kg/cm}^2 \leq 4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok! Cargas perpendiculares}$$

**Diseño por Cortante**

Se realiza la evaluación de la resistencia a cortante: Cap 9.7.5 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/20)

Para el  $Vu_{Diseño}$  la ductilidad global asignada es  $\mu \neq 1$

$$Vu_{diseño} = V_{análisis} \cdot \frac{FED_{\mu := 1}}{FED_{\mu := estructura}} = 5 \text{ t} \cdot \frac{1,9624}{1,31} = 7,49 \text{ t}$$

**El muro tiene todas las celdas rellenas con concreto**

Cap 9.7.5 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)

Ancho del muro:  $b_w = t = 15\text{cm}$        $d = 155\text{ cm}$        $\phi = 0,6$       *Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)*

$$\frac{M_u}{V_u \cdot d} = \frac{4,48}{7,49 \cdot 1,55} = 0,385890 < 1 \quad \text{OK !}$$

Interpolando entre ecuaciones [9-25] y [9-26] del CSCR 2010 / 14       $V_n = 1,50397 A_e \cdot \sqrt{f'_m}$ 

Se calcula la resistencia nominal a cortante de la mampostería

$$V_m = \left( \left( 1 - 0,44 \cdot \left( \frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) \right) \cdot \sqrt{f'_m} + 0,25 \left( \frac{P_u}{A_g} \right) \right) \cdot d \cdot b_w \quad \text{Ecu. [9-24] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)}$$

$$V_m = \left( (1 - 0,44 \cdot 0,385890) \cdot \sqrt{100} + 0,25 \left( \frac{3140}{160 \cdot 15} \right) \right) \cdot 155 \cdot 15$$

$$V_m = 20062,81 \text{ kg} = 20,062 \text{ t}$$

Se calcula la resistencia nominal del refuerzo para cortante

$$V_s = V_n - V_m = \frac{V_u}{\phi} - V_m = \frac{7,49}{0,6} - 20,062 = -7,57866 \cdot t \quad \Rightarrow \text{Se coloca As mínimo}$$

$$s_{\text{máx}} = \text{A) } 3 \cdot t = 3 \cdot 15 = 45 \text{ cm}$$

$$\text{B) } 60 \text{ cm}$$

Rige el A) como  $S_{\text{max}}$ Propuesta:  $S = 40\text{cm} \leq 45\text{cm}$        $S_{\text{max}}$       El valor propuesto es menor que la separación máxima OK !Se despeja ecuación de  $V_s$  para encontrar el valor del acero requerido:

$$A_{s \text{ req}} = \frac{S_h \cdot V_s}{0,5 \cdot f_{yH} \cdot d} = \frac{40 \cdot 7578,66}{0,5 \cdot 2800 \cdot 155} = 1,39698 \text{ cm}^2 \quad \text{Ecu. [9-23] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/20)}$$

Se calcula la cantidad de acero mínima por metro que se puede colocar en la sección:

$$A_{s \text{ min}} = 0,0007 \cdot A_g = 0,0007 \cdot 100 \cdot 15 = 1,05 \cdot \text{cm}^2 / \text{m} \quad \text{Cap. 9.3.3.c CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/4)}$$

Se propone utilizar **Varilla #3**

$$A_s / \text{m} = \frac{100 \cdot A_s}{S} = \frac{100 \cdot 0,71}{40} = 1,775 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK !}$$

Se calcula la resistencia nominal del refuerzo para cortante con base a la propuesta de varilla #3

$$V_s = \frac{0,5 \cdot A_s h \cdot f_{yH} \cdot d}{S_h} = \frac{0,5 \cdot 0,71 \cdot 2800 \cdot 155}{40} = 3851,75 \text{ kg} = 3,851 \text{ t} \quad \text{Ecu. [9-23] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/20)}$$

Se calcula la resistencia nominal a cortante del diseño propuesto:

$$V_n = V_s + V_m = 3,851 + 20,062 = 23,913 \text{ t} \quad \Rightarrow \text{Rige} \quad \text{Ecu. [9-22] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/20)}$$

$$V_{n \text{ máx}} = 1,50397 \cdot d \cdot b_w \cdot \sqrt{f'_m} = 1,50397 \cdot 15 \cdot 155 \cdot \sqrt{100} = 34967,30 \text{ kg} = 34,967 \text{ t}$$

**Comprobaciones**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,6 \cdot 23,913 \geq 7,49$$

$$14,3478 \cdot t \geq 7,49 \cdot t \quad \text{OK !}$$

$$V_u \leq V_{n \text{ máx}}$$

$$7,49 \cdot t \leq 34,967 \cdot t \quad \text{OK !}$$

R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

## Diseño por cargas perpendiculares a su plano

### Datos :

Carga axial última de diseño:  $P_u$ : 3,14 t

Espesor  $t$ : 15cm

$d$  : 155cm

Resistencia a compresión de la mampostería:  $f'_m$ : 100 kg/cm<sup>2</sup>

Se calcula el factor de reducción de resistencia nominal

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,8 - \frac{1,5 \cdot 3,14}{15 \cdot 155 \cdot 100} = 0,79998$$

Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)

$$0,6 \leq \phi \leq 0,8 \quad \text{OK!}$$

Se calcula el valor de  $d$ :

$$d = \frac{t}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

Propuesta **Varilla #3 @ 20cm**

Se calcula el área de acero por metro según lo propuesto:

$$A_s / m = \frac{100 \cdot A_v}{S} = \frac{100 \cdot 0,71}{20} = 3,55 \cdot \text{cm}^2 / m$$

Se calcula la razón de refuerzo a tracción en flexión, en condiciones balanceadas y en condición máxima:

$$\rho = \frac{A_s}{d \cdot b} = \frac{3,55}{100 \cdot 7,5} = 0,004733$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_m}{f_{yv}} \cdot \left( \frac{5100}{6000 + f_{yv}} \right) = \frac{0,85 \cdot 100}{4200} \cdot \left( \frac{5100}{6000 + 4200} \right) = 0,010119$$

$$\rho_{b \text{ máx}} = 0,5 \cdot \rho_b = 0,0050595$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{750 \cdot f'_m} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{750 \cdot 100} = 28$$

Donde :

$E_s$  : Módulo de elasticidad del acero

Cap. 9.3.4.c CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/6)

$E_m$  : Módulo de elasticidad de la mampostería

Cap. 9.3.4.b CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/6)

Se calcula el módulo de ruptura

$$f_r = 1,06 \sqrt{100} = 10,6 \text{ kg / cm}^2 < 15 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Ok!} \quad \text{Ecu. [9-50] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/26)}$$

Se calcula el momento de inercia de la sección del lado crítico

$$I_N = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 28125 \cdot \text{cm}^4$$

Se calcula el momento de agrietamiento de la sección:

$$M_{cr} = S \cdot f_r = \frac{\sigma \cdot I}{c} = \frac{f_r \cdot I_N}{\frac{t}{2}} = \frac{10,6 \cdot 28125}{7,5} = 39750 \text{ kg cm} \quad \text{Ecu. [9-49] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/26)}$$

Se calcula un valor de carga axial  $P_u$

Ecu. [9-40] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/25)

Donde :

$$P_u = P_{uw} + P_{uf}$$

$P_u$  : Carga axial factorizada

$P_{uw}$  : Peso tributario de muro a la sección considerada

$P_{uf}$  : Peso tributario de piso o techo de la sección considerada

Datos :

Dead : 0,84 t

SCM : 0,09 t

$P_{uf}$  : CT : 0,06 t

$$P_u = 1,05 \cdot (0,84 + 0,09) + 0,06 = 1,0365 \text{ t} = 1036,5 \text{ kg}$$

Con el nuevo valor de  $P_u$  se calcula un área efectiva de refuerzo:

$$A_{se} = \frac{A_s \cdot f_{yv} + P_u}{f_{yv}} = \frac{3,55 \cdot 4200 + 1036,5}{4200} = 3,79678 \text{ cm}^2$$

Se calcula la profundidad bloque de esfuerzos

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_{yv}}{0,85 \cdot f'_m \cdot b} = \frac{1036,5 + 3,55 \cdot 4200}{0,85 \cdot 100 \cdot 100} = 1,876 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{1,876}{0,85} = 2,2071 \text{ cm}$$

Se calcula la Inercia de la sección agrietada

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + \frac{b \cdot c^3}{3}$$

$$I_{cr} = 28 \cdot 3,79678 \cdot (7,5 - 2,2071)^2 + \frac{100 \cdot 2,2071^3}{3}$$

$$I_{cr} = 3336,628 \text{ cm}^4$$

## Revisión por Servicio

Excentricidad de la carga  $P_f$

$$e = \frac{t}{4} = \frac{15}{4} = 3,75 \text{ cm}$$

Desplazamiento máximo permitido a media altura del muro:

$$\Delta s_{\text{máx}} = 0,007 \cdot h_{\text{efectiva}} = 0,007 \cdot 420 = 2,94 \text{ cm}$$

Datos :

Carga sísmica = CS =  $W_s = 0,07356 \text{ t}$

$E_m = 750 \cdot f'_m = 750 \cdot 0,0075 \text{ kg/cm}^2$

Carga tributaria de piso o techo  $P_f = SCM + CV = 0,15 \text{ t}$

$I_N = 28125 \cdot \text{cm}^4$

Momento de agrietamiento  $M_{cr} = 0,3975 \text{ tm}$

Altura efectiva:  $h = 420 \text{ cm}$

I Iteración:  $\Delta s = 0$

$$M_{s1} = \frac{W_s \cdot h^2}{8} + \frac{P_f \cdot e}{2} + \left( \frac{P_w}{2} + P_f \right) \Delta s = \frac{0,07356 \cdot 4,20^2}{8} + \frac{0,15 \cdot 0,0375}{2} + 0 = 0,16501 \text{ tm} = 16501 \text{ kg cm}$$

$$M_{s1} < M_{cr} \quad \Delta s = \frac{5 \cdot (M_{s1}) \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_N} = \frac{5 \cdot 0,16501 \cdot 420^2}{48 \cdot 75000 \cdot 28125} = 0,14374 \text{ cm}$$

II Iteración:  $\Delta s = 0,14374$

$$M_{s2} = \frac{W_s \cdot h^2}{8} + \frac{P_f \cdot e}{2} + \left( \frac{P_w}{2} + P_f \right) \Delta s = 0,16501 + (0,86 + 0,15) \cdot 0,00143742 = 0,16646 \text{ tm}$$

$$M_{s2} < M_{cr} \quad \Delta s = \frac{5 \cdot (M_{s2}) \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_N} = \frac{5 \cdot 16646 \cdot 420^2}{48 \cdot 75000 \cdot 25125} = 0,145005 \text{ cm} \quad \Delta s < s_{\text{máx}} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Error} = \frac{0,145005 - 0,14374}{0,14374} \cdot 100 = 0,8801 \% < 8 \% \quad \text{OK!}$$

### Revisión por resistencia

I Iteración:  $\Delta u = 0$

$$M_{u1} = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + P_{uf} \cdot \frac{e}{2} + 0 = \frac{0,07356 \cdot 4,2^2}{8} + \frac{1,05 \cdot 0,09 \cdot 3,75}{2 \cdot 100} = 0,163971 \text{ tm} = 16397,1 \text{ kg cm}$$

$$M_{u1} < M_{cr} \quad \Delta u1 = \frac{5 \cdot (M_{u1}) \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_N} = \frac{5 \cdot 16397,1 \cdot 420^2}{48 \cdot 75000 \cdot 28125} = 0,14283 \text{ cm}$$

II Iteración:  $\Delta u = 0,14283 \cdot \text{cm}$

$$M_{u2} = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + P_{uf} \cdot \frac{e}{2} + \left( \frac{P_{uw}}{2} + P_{uf} \right) \cdot \Delta u = 0,163971 + 1,05 \cdot (0,86 + 0,09) \cdot \frac{0,14283}{100} = 0,1654 \text{ tm}$$

$$M_{u2} < M_{cr} \quad \Delta u2 = \frac{5 \cdot (M_{u2}) \cdot h^2}{48 \cdot E_m \cdot I_N} = \frac{5 \cdot 16539,57 \cdot 420^2}{48 \cdot 75000 \cdot 28125} = 0,144078 \text{ cm}$$

$$\text{Error} = \frac{0,144078 - 0,14283}{0,14283} \cdot 100 = 0,8738 \% < 8 \% \quad \text{OK!}$$

### Cálculo del momento nominal

$$M_n := A_s e \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n := 3,7967 \cdot 4200 \cdot \left( 7,5 - \frac{1,876}{2} \right)$$

$$M_n = 1,0464 \cdot 10^5 \text{ kg cm} = 1,0463 \text{ tm}$$

### Comprobación

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,79998 \cdot 1,04638 \geq 0,1654$$

$$0,83707 \text{ tm} \geq 0,1654 \text{ tm} \quad \text{OK!}$$

R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

### Diseño por flexocompresión

Se calcula el factor de reducción de resistencia nominal

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,8 - \frac{1,5 \cdot 3,14}{15 \cdot 155 \cdot 100} = 0,79998$$

Tabla 9.1 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/8)

$$0,6 \leq \phi \leq 0,8 \quad \text{OK!}$$

Se calcula la cantidad de acero mínima por metro que se puede colocar en la sección:

$$A_{s_{\text{min}}} = 0,0007 \cdot A_g = 0,0007 \cdot 160 \cdot 15 = 1,68 \cdot \text{cm}^2$$

Cap. 9.3.3.c CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/4)

Propuesta 8 varillas #3 @ 20cm

$$A_s = 8 \cdot 0,71 = 5,68 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s_{min}} \quad \text{OK!}$$

Se calcula el momento de inercia del lado débil

$$I := \frac{L \cdot t^3}{12} \quad I := \frac{160 \cdot 15^3}{12} \quad I := 45000 \text{ cm}^4$$

Se calcula el radio de giro del elemento:

$$r := \sqrt{\frac{I}{A_g}} \quad r := \sqrt{\frac{45000}{160 \cdot 15}} \quad r := 4,33012 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{r} = \frac{420}{4,33012} = 96,99 < 99$$

Cap. 9.7.4 CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/19)

$$P_n := 0,8 \cdot \left( 0,85 \cdot f'_m \cdot (A_e - A_s) + f_{yv} \cdot A_s \right) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{140 \cdot r} \right)^2 \right]$$

$$P_n := 0,8 \cdot \left( 0,85 \cdot 100 \cdot (155 - 5,68) + 4200 \cdot 5,68 \right) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{420}{140 \cdot 4,33012} \right)^2 \right]$$

$$P_n = 91934 \text{ kg}$$

**Iteración:** Se suponen 7 Varillas a compresión

$$a := \frac{\frac{P_u}{\phi} + 0,5 \cdot \sum_{i=1}^1 A_{si} \cdot f_{yv}}{0,85 \cdot f'_m \cdot t} \quad a := \frac{\frac{3140}{0,79998} + 0,5 \cdot (0,71 \cdot 4200) \cdot 7}{0,85 \cdot 100 \cdot 15} = 11,2644 \text{ cm}$$

**Ecu. [9-27] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)**

Se calcula el eje neutro de la sección:

$$c := \frac{a}{0,85} \quad c := \frac{11,2644}{0,85} \quad c := 13,25 \text{ cm} \quad \text{Ecu. [9-28] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)}$$

Se calcula la fuerza a compresión de la mampostería:

$$C_m := 0,85 \cdot f'_m \cdot t \cdot a \quad C_m := 0,85 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 11,2644 \quad C_m = 14362,11 \text{ kg}$$

**Ecu. [9-29] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)**

**Barras a compresión:** 1 varilla

Se calcula la fuerza a compresión del acero:

$$C_s = \sum A_{si} \cdot f_{yv} \quad C_s := 0,71 \cdot 4200 \cdot 1 \quad C_s = 2982 \text{ kg}$$

**Ecu. [9-30] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)**

**Barras a tensión:** 7 varillas

Se calcula la fuerza a tracción del acero:

$$T = \sum A_{si} \cdot f_{yv} \quad T := 0,71 \cdot 4200 \cdot 7 \quad T = 20874 \text{ kg}$$

**Ecu. [9-31] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)**

**Equilibrio:**

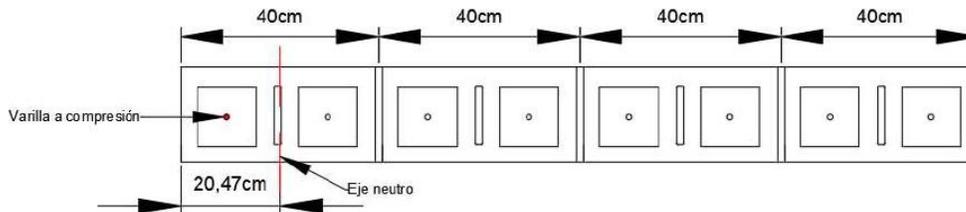
$$P_n = C_m + C_s + T \quad P_n = 14,362 + 2,982 - 20,874 \quad P_n = -3,53 \text{ t}$$

**Ecu. [9-32] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)**

**II Iteración:** Se asume un  $a = 17,4 \cdot \text{cm}$

Se calcula el eje neutro de la sección:

$$c := \frac{a}{0,85} \quad c := \frac{17,4}{0,85} \quad c := 20,47058 \text{ cm} \quad \text{Ecu. [9-28] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)}$$



Se calcula la fuerza a compresión de la mampostería:

Ecu. [9-30] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)

$$C_m := 0,85 \cdot f'_m \cdot t \cdot a \quad C_m := 0,85 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 17,4 \quad C_m = 22185 \text{ kg}$$

**Barras a compresión:** 1 varilla

Se calcula la fuerza a compresión del acero:

Ecu. [9-30] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)

$$C_s = \sum A_{si} \cdot f_{yv} \quad C_s := 0,71 \cdot 4200 \cdot 1 \quad C_s = 2982 \text{ kg}$$

**Barras a tensión:** 7 varillas

Se calcula la fuerza a tracción del acero:

Ecu. [9-31] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)

$$T = \sum A_{si} \cdot f_{yv} \quad T := 0,71 \cdot 4200 \cdot 1 \quad T = 20874 \text{ kg}$$

**Equilibrio:**

Ecu. [9-32] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)

$$P_n = C_m + C_s + T \quad P_n = 22,185 + 2,982 - 20,874 \quad P_n = 4,293 \text{ t}$$

**Comprobación**

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0,79998 \cdot 4,293 \geq 3,14$$

$$3,4343 \text{ t} \geq 3,14 \text{ t} \quad \text{OK !}$$

$$\text{Error} = \frac{3,4343 - 3,14}{3,14} \cdot 100 = 9,3726 \% < 10 \cdot \% \quad \text{OK !}$$

**Equilibrio por flexión:**

Varilla	Yi (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	f <sub>yv</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>yv</sub> · Yi · As (kg · cm)
1	7,4	0,71	4200	22066,8
2	12,6	0,71	4200	37573,2
3	32,6	0,71	4200	97213,2
4	52,6	0,71	4200	156853,2
5	72,6	0,71	4200	216493,2
6	92,6	0,71	4200	276133,2
7	112,6	0,71	4200	335773,2
8	132,6	0,71	4200	395413,2
<b>Total</b>				1537519,2

Se calcula el momento nominal de la sección:

$$M_n = C_m \cdot \left( c - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n |f_{yv} \cdot A_{si} \cdot (c_i - x_i)| + P_n \cdot \left( \frac{I_w}{2} - c \right) \quad \text{Ecu. [9-33] CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p.9/21)}$$

$$M_n = 22,185 \cdot \left( 20,4705 - \frac{17,4}{2 \cdot 100} \right) + 15,375 + 4,293 \cdot \left( \frac{160}{2 \cdot 100} - 20,4705 \right)$$

$$M_n = 20,5418 \text{ t}$$

### Comprobación

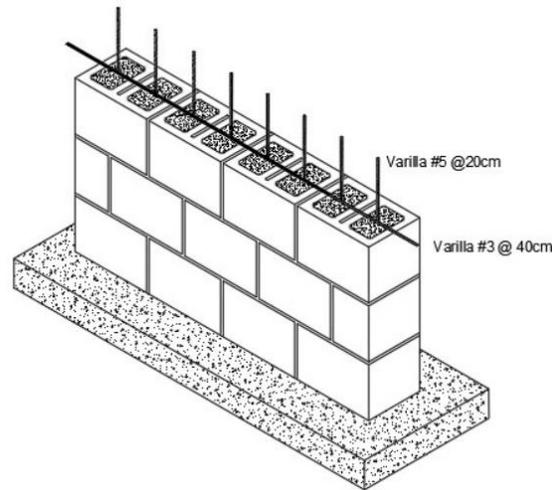
$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,79998 \cdot 20,43289 \geq 4,48$$

$$16,43289 \text{ tm} \geq 4,48 \text{ tm} \quad \text{OK!}$$

R/ El diseño propuesto cumple con los requerimientos

Resultado de los diseños:



### Herramienta de cálculo

Datos iniciales:

Tipo de Bloque	15x20x40 Estándar	f <sub>m</sub>	100 kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	5,0 cm	C <sub>sis</sub>	0,2452

Densidad Mampostería	2000 kg/m <sup>3</sup>	FED <sub>μ=1</sub>	1,9624
Ductilidad global (μ)	2	FED <sub>μ=Estructura</sub>	1,31

f <sub>l</sub>	1,0	f <sub>y</sub> acero horizontal	2800 kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> acero vertical	4200 kg/cm <sup>2</sup>
----------------	-----	---------------------------------	-------------------------	-------------------------------	-------------------------

Datos iniciales										
Nivel	Elemento	Combinación	Mu (tm)	Vu (t)	Pu (t)	Elemento en T o C	Dead/2 (t)	SCM (t)	CT (t)	CE (t)
Story1	M1	1.05CP+0.5CT+DX+0.3DY+CE	4,48	5,00	3,14	Compresión	0,84	0,09	0,06	0,00

$W_{muro}$ (t)	CS (t)	$Cu_3$ (t)	$Cu_4$ (t)	¿Muro en voladizo?	h (cm)	$h_{efectiva}$ (cm)	L (cm)	t (cm)	h/t	¿Muro esbelto?	$Pu \leq 0,04 * f_m$
0,30	0,07	1,10	0,95	Si	210	420	160	15	28,00	No	Cargas perpendiculares

Diseños:

### Cortante

Diseño por Cortante																							
$V_{diseño}$ (t)	¿Todas celdas rellenas?	$b_w$ (cm)	d (cm)	$\phi$	M/Vd	$V_n$ (t)	$V_s$ (t)	$S_{máx}$ (cm)	S (cm)	$S \leq S_{máx}$	¿Acero embebido?	Colocación de bloques	$A_{s_{req}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s_{mín}}$ (cm <sup>2</sup> )	Varilla	$A_{s_{total}}$ (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple $A_{s_{mín}}$ ?	$V_n$ (t)	$V_n$ (t)	$V_{n_{máx}}$ (t)	$V_n$ a utilizar	$\phi V_n \geq V_u$	$V_u \leq V_{n_{máx}}$
7,49	Si	15	155	0,6	0,39	20,06	-7,59	45	40	OK	Si	Alternada	As mínimo	1,05	#3	1,78	OK	3,85	23,92	34,93	23,92	OK	OK

Con cargas perpendiculares al plano

Diseño con Cargas Perpendiculares a su Plano																
$\phi$	d (cm)	S (cm)	Varilla	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /1m)	$\rho_{máx}$	$\rho$	n	$f_{cr}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$I_N$ (cm <sup>4</sup> )	$M_{cr}$ (tm)	$A_{se}$ (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	c (cm)	$I_{cr}$ (cm <sup>4</sup> )	e (cm)	$\Delta s_{máx}$ (cm)
0,80	7,5	20	#3	3,550	0,005	0,005	28	0,0106	28125,00	0,398	3,795	1,88	2,21	3336,02	3,75	2,94

Servicio				Resistencia				
$M_s$ (tm)	$\Delta s$ (cm)	% Error	Revisión $\Delta s$	Mu (tm)	$\Delta s$ (cm)	% Error	$\phi M_n$ (tm)	Revisión $\phi M_n \geq M_u$
0,1649	0,1437	-	OK	0,1639	0,1428	-	0,837	OK
0,1663	0,1449	0,86%		0,1653	0,1440	0,85%		
0,1663	0,1449	0,01%		0,1653	0,1440	0,01%		

### Flexocompresión

Cálculos para Flexocompresión						Capacidad en Compresión				
$\phi$	$A_{s_{mín}}$ (cm <sup>2</sup> )	Cantidad total	Varilla	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	¿Cumple $A_{s_{mín}}$ ?	S (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h/r	$P_n$ (t)	Varillas a compresión
0,80	1,68	8	#3	5,68	OK	20	45000,0	96,99	91,9	7

Iteraciones										Verificación Flexocompresión			
$a_{supuesto}$ (cm)	c (cm)	$C_m$ (t)	Varillas en compresión	$C_s$ (t)	T (t)	$\phi P_n$ (t)	Pu (t)	$\phi P_n \geq P_u$	% Error	$M_{varilla}$ (tm)	$M_u$ (tm)	$\phi M_u$ (tm)	Revisión $\phi M_n \geq M_u$
11,26	13,25	14,36	1	2,98	20,87	-2,83	3,14	No cumple	190,2%	15,38	4,48	16,43	Cumple
17,40	20,47	22,19	1	2,98	20,87	3,43	3,14	OK	9,5%				

Resumen	
Acero Horizontal (Diseño Cortante)	Acero vertical (Diseño cargas L o flexocompresión)
#3 @40cm	#3 @20cm

## **AP 6. Guía de análisis y diseño estructural en mampostería integral por el método LRFD.**

# Referencias

- Abell, M. (2016) *Thin vs Thick Shells*. CSI Knowledge Base <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Thin+vs.+Thick+shells>
- ArcelorMittal Costa Rica (2019) *Catálogo de productos*. <https://docplayer.es/25773008-Catalogo-de-productos-arcelormittal-costa-rica-aceros-largos.html>
- American Concrete Institute (2019) *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
- Brandow, G., Ekwueme, C., Hart, G. (2015) *Design of Reinforced Masonry Structures*. Concrete Masonry Association of California & Nevada. [https://whymasonry.org/2015dorms/#\\_2015dorms/page/1](https://whymasonry.org/2015dorms/#_2015dorms/page/1)
- Carranza, M. (2019) *Introducción de estructuras de mampostería*. Estructuras de mampostería. Tecnológico de Costa Rica.
- Celigüeta, J. (2011) *Método de los Elementos finitos para Análisis Estructural*.
- Chacón, M. y Fano, J (2012) *Metodología para el cálculo y diseño de columnas compuestas acero-concreto*. [Tesis de Grado, Universidad de Carabobo] <http://mriuc.bc.uc.edu.ve/bitstream/handle/123456789/5211/mchacon.pdf?sequence=1>
- Chaverri, A. (2019) *Introducción a las Estructuras de Concreto*. Estructuras de concreto (pp. 11-13) Tecnológico de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (2016) *Código Sísmico de Costa Rica. Revisión 2014*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Espinosa, E., Terán, A., Zúñiga, O. & Perilliat, R. (2014). *Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas*. Revista de Ingeniería Sísmica. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61832245004>
- Esquivel, L. (2020) *Avance del inventario estructural de edificaciones del cantón de San José*. Ingeniería Revista de la Universidad de Costa Rica. Volumen 30 (2). <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/ingenieria/article/view/40469/42651>
- Garcés, F., Genatios, C., Lafuente, M. & Mébarki, A. (2005) *Estudio del modelo de masas en la identificación de la rigidez de sistemas compuestos por muros*. Boletín Técnico. [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0376-723X2005000100003](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2005000100003)
- Klingner, R. E. (2012) *Especificación, diseño, y cálculo de Mampostería*. Asociación Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto.
- Klingner, R. E. (2010) *Masonry Structural Design*. The McGraw-Hill Companies.
- Lema, E. (2013) *Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos Modelamiento en el ETABS* [Tesis de licenciatura, Universidad Central del Ecuador] Repositorio Institucional <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/1412>

Navas, A. & Fonseca, C. (2016) *Densidad de la mampostería de concreto en Costa Rica*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructuras

Onderj (2014) *Meshing – Discretización*. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Discretization>

Poveda, A. (2019) *Diseño de estructuras de mampostería*. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.

Salinas, R. (s.f.) *Fundamentos del análisis dinámico de estructuras*. <http://bvpad.indec.gov.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177-contenido.pdf>

Salinas, R. (s.f.) *Modelamiento de estructuras mediante programas de cómputo. Uso del programa ETABS*. <http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/E07A.pdf>

Vázquez, M. & López, E. (2001) *El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural*. Editorial Noela

Zaradnik, R., Raichman, S. & Mirasso, A. (2009) *Comparación de diversas matrices de masas concentradas con similitud de modos propios*. (Vol. XXVIII, pp. 853-869) *Mecánica Computacional*. <https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/view/2770>