

**Evaluación del diseño simplificado de  
vivienda con el sistema prefabricado  
baldosa-columna mediante el método  
formal en una vivienda unifamiliar y guía  
para su aplicación**

**ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**  
**CONSTANCIA DE PRESENTACIÓN PÚBLICA DEL PROYECTO DE GRADUACIÓN**

**Evaluación del diseño simplificado de vivienda con el sistema prefabricado baldosa-columna mediante el método formal en una vivienda unifamiliar y guía para su aplicación**

Llevado a cabo por el estudiante:

Otoya Fonseca Oduber Andrés

Carné: 2017001491

Proyecto de Graduación presentado públicamente ante el Tribunal Evaluador el miércoles 19 de setiembre de 2023 como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

En fe de lo anterior firman los siguientes integrantes del Tribunal evaluador:

MILTON ANTONIO SANDOVAL QUIROS (FIRMA)  
Firmado digitalmente por MILTON ANTONIO SANDOVAL QUIROS (FIRMA)  
Fecha: 2023.09.26 13:20:55 -06'00'

Ing Milton Sandoval Quirós MAE  
Representante Director de la Escuela

ANGEL HUMBERTO NAVARRO MORA (FIRMA)  
Firmado digitalmente por ANGEL HUMBERTO NAVARRO MORA (FIRMA)  
Fecha: 2023.09.27 10:05:44 -06'00'

Ing. Angel Navarro Mora MSc.,  
Profesor Guía

GUSTAVO ADOLFO ROJAS MOYA (FIRMA)  
Firmado digitalmente por GUSTAVO ADOLFO ROJAS MOYA (FIRMA)  
Fecha: 2023.10.05 14:15:39 -06'00'

Ing. Gustavo Rojas Moya, MSc.  
Profesor Lector

MAURICIO CARRANZA SOLANO (FIRMA)  
Firmado digitalmente por MAURICIO CARRANZA SOLANO (FIRMA)  
Fecha: 2023.09.26 13:59:47 -06'00'

Ing. Mauricio Carranza Solano  
Profesor Observador

# Abstract

For several decades in Costa Rica the prefabricated panel-column system has been used for the construction of houses, however, it is until 2013 that a national technical standard applicable to this construction system was created. According to BANHVI statistics (2022), since 2018 investment in social housing exceeds ₡100 billion annually, most of which are built with the prefabricated system. Therefore, below is developed a guide that allows the improvement in the construction of a large number of houses in the country, recommendations through the correct design of houses with this system, under the simplified design method of the Seismic Code of Costa Rica of the year 2010 (Review 2014) as well as the verification of the capacities of the structural elements through the design by the formal method.

Keywords:

Precasting, simplified design, social housing, panel-column, formal design

# Resumen

Desde hace varias décadas en Costa Rica se utiliza el sistema prefabricado baldosa-columna para la construcción de viviendas, sin embargo, hasta el año 2013 se crea una norma técnica nacional aplicable a este sistema constructivo. Según las estadísticas del BANHVI (2022), desde el 2018 la inversión en viviendas de interés social supera los ₡100 000 millones anuales, estas en su mayoría son construidas con el sistema prefabricado. Por lo anterior, a continuación se desarrolla una guía que permita la mejora en la construcción de gran cantidad de viviendas en el país, mediante recomendaciones para el correcto diseño de viviendas con este sistema, bajo el método de diseño simplificado del Código Sísmico de Costa Rica del año 2010 Revisión 2014 (CFIA, 2016), así como la verificación de las capacidades de los elementos estructurales mediante el diseño por el método formal.

Palabras claves:

Prefabricado, diseño simplificado, vivienda de interés social, baldosa-columna, diseño formal

# **Evaluación del diseño simplificado de vivienda con el sistema prefabricado baldosa-columna mediante el método formal en una vivienda unifamiliar y guía para su aplicación**

ODÚBER ANDRÉS OTOYA FONSECA

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

Setiembre del 2023

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**

# Índice

Índice de figuras	2
Índice de cuadros	3
Resumen Ejecutivo	5
Introducción	6
Marco teórico	8
Metodología	11
Resultados	33
Análisis de los resultados	47
Conclusiones	51
Recomendaciones	52
Referencias	54
Anexos	55
Apéndices	80

# Índice de figuras

1.	Componentes del sistema prefabricado horizontal. . . . .	9
2.	Longitud modular de la baldosa. . . . .	11
3.	Secciones de columnas. . . . .	13
4.	Detalle de fundación. . . . .	14
5.	Detalle de paredes. . . . .	15
6.	Machimbres. . . . .	16
7.	Detalle de juntas. . . . .	16
8.	Cuantía de las baldosas. . . . .	17
9.	Ejemplo de estabilidad de paredes. . . . .	18
10.	Viga solera con canal atiesado. . . . .	19
11.	Cubreplacas para canal atiesado. . . . .	19
12.	Viga solera con madera. . . . .	20
13.	Cubreplacas para madera. . . . .	20
14.	Zonificación sísmica. . . . .	22
15.	Modelo de pared para cargas positivas paralelas al plano. . . . .	26
16.	Modelo de pared para cargas negativas paralelas al plano . . . . .	26
17.	Modelo de pared típica para cargas perpendiculares al plano. . . . .	27
18.	Diagrama de carga sísmica en la baldosa . . . . .	28
19.	Planta de distribución de vivienda unifamiliar. . . . .	33
20.	Modulación de la vivienda. . . . .	34
21.	Planta de distribución de vivienda unifamiliar. . . . .	35
22.	Altura de pared de la vivienda. . . . .	36
23.	Longitud de pared. . . . .	36
24.	Diseño de fundación . . . . .	37
25.	Distribución de baldosas . . . . .	38
26.	Detalle de viga solera . . . . .	39
27.	Dibujo de modelo 3D . . . . .	40
28.	Modelo de muro con momentos flectores liberados . . . . .	41
29.	Límite de tensión . . . . .	41
30.	Distribución del peso de baldosas . . . . .	42
31.	Sección transversal de la columna . . . . .	43

# Índice de cuadros

1.	Longitudes estándar de baldosas . . . . .	12
2.	Acero para viga solera . . . . .	20
3.	Cargas temporales unitarias mínimas . . . . .	21
4.	Sitios de cimentación y sus parámetros geotécnicos . . . . .	23
5.	Aceleración pico efectiva para un período de retorno de 475 años . . . . .	23
6.	Factor de importancia según la edificación . . . . .	24
7.	Ductilidad global asignada para sistema estructural tipo voladizo . . . . .	24
8.	Ductilidad global asignada para sistema estructural tipo voladizo . . . . .	25
9.	Recuento de baldosas . . . . .	34
10.	Recuento de columnas . . . . .	35
11.	Parámetros sísmicos utilizados . . . . .	40
12.	Resultados de cortante en columnas críticas . . . . .	44
13.	Resultados de presión en fundaciones críticas . . . . .	45

# Agradecimientos

Primeramente a mi familia por ser siempre mi apoyo en los momentos en los que más lo necesito.

A mi profesor tutor, Ing. Ángel Navarro por todo lo que me ha enseñado y la increíble paciencia con la que me ha atendido en este proceso.



# Resumen Ejecutivo

En los últimos 10 años, de acuerdo con el la Encuesta Nacional de Hogares del INEC (2022) se han construido más de 150 mil viviendas prefabricadas en el país gracias al método baldosa-columna que se aplica, de acuerdo con Holcim (2023, p.90), desde hace más de 50 años. Es de sumo interés e importancia que estas viviendas se construyan de forma correcta, más aun considerando que en total representan más del 15 % de los hogares del país (INEC, 2022).

Este sistema, también llamado prefabricado horizontal (Concrepal, 2022), se trata de un método de construcción modular, en el cual de forma fácil y rápida se colocan baldosas entre columnas, formando muros de gran solidez, mientras se ahorra tiempo y dinero.

Para ello, a continuación se hace un repaso por la normativa necesaria para diseñar un proyecto de este tipo, esta está incluida en el capítulo 17 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014, que habla sobre el diseño simplificado de vivienda unifamiliar e incluye requisitos específicos para construir las en prefabricado (2016). Además de eso, se realizará una verificación mediante el diseño formal para conocer las capacidades estructurales de los elementos utilizados en la construcción de una típica vivienda unifamiliar con el sistema prefabricado horizontal.

De este modo, quedan claros los pasos para aplicar el diseño simplificado a una vivienda, así como la importancia de cumplir con todos los requisitos del Código Sísmico de Costa Rica, mediante una guía de diseño que se encontrará como un apéndice de este documento.

El desarrollo del diseño mediante el método formal también permite brindar una dirección a los profesionales en caso de no cumplirse todas las condiciones para aplicar el método simplificado.

Finalmente, se obtienen resultados de las fuerzas que deben resistir los elementos estructurales ante la aplicación de las combinaciones de cargas de diseño establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014. Estos son comparados con la resistencia última calculada para los mismos elementos.

# Introducción

El presente trabajo nace de la importancia de que los profesionales de la construcción tengan claros todos los requerimientos para el desarrollo de viviendas prefabricadas, así como la comprensión de la necesidad de cumplir con los mismos para poder aplicar el método simplificado. Lo anterior cobra más valor tomando en cuenta que hasta el 2018, según Villalobos (2018), existían alrededor de 342.000 viviendas prefabricadas en el país y además, es de las alternativas más utilizadas en proyectos de interés social (Villalobos, 2017).

Las viviendas prefabricadas a estudiar son las construidas bajo el sistema baldosa-columna. Este consiste en un "sistema constructivo, compuesto por baldosas horizontales y columnas prefabricadas de concreto reforzado o pre-esforzado" (INTECO, 2019), el cual, de acuerdo con HOLCIM (2023), permite construir obras en tiempos menores al de los sistemas tradicionales, al mismo tiempo que se ahorran costos y se desperdicia menos (p. 90).

En cuanto a normativa, el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) dispuso el capítulo 17 del Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 (CSCR 2010/14) para el diseño de viviendas unifamiliares, el cual abarca el uso de este sistema mediante el diseño simplificado. Además de ello se considerarán las normativas INTE C131-2019 e INTE C133-2019 del Instituto de Normas Técnicas de Costa Rica (INTECO), las cuales son específicas para los elementos prefabricados de concreto del sistema baldosa-columna. De igual forma se toma en consideración el Código de Cimentaciones de Costa Rica, así como el estándar del American Concrete Institute (ACI) ACI 318-19 y La Especificación Norteamericana para el Diseño de Miembros de Acero Laminados en frío (AISI S100-16) del American Institute of Steel and Iron (AISI).

Se realiza un recorrido por el proceso de diseño simplificado, añadiendo detalles importantes para interpretar su uso e importancia. De igual forma, se llevará a cabo un diseño por el método formal, para verificar las capacidades de los elementos propuestos por el método simplificado.

# Objetivos

## Objetivo general

- Verificar por el método formal la capacidad estructural de una vivienda con el sistema prefabricado baldosa-columna diseñada con el método simplificado.

## Objetivos específicos

- Analizar los requerimientos para el diseño de vivienda unifamiliar por el método simplificado.
- Generar una guía de diseño para vivienda con el sistema prefabricado baldosa-columna.
- Realizar el diseño de una vivienda unifamiliar con el sistema prefabricado mediante el método formal.

# Marco teórico

## Estadísticas relevantes

El sistema prefabricado baldosa-columna, también llamado prefabricado horizontal (Concrepal, 2022), se implementó en el país desde hace aproximadamente 50 años (Holcim, 2023, 9.90), desde entonces ha tenido una aplicación importante en la construcción de estructuras habitacionales y educativas. Su auge es tal que en los últimos 10 años se ha duplicado la cantidad de viviendas construidas bajo este sistema, según el sistema de consulta de la última Encuesta Nacional de Hogares (ENAH) en el 2022, las cuales representan alrededor del 15 % de las casas del país.

Según Villalobos (2018) existe un aumento de viviendas construidas con este sistema debido en gran parte al aporte que realizan las construcciones de viviendas de interés social, ya que la mayoría de estas se desarrollan utilizando el sistema de prefabricado baldosa-columna. Estos proyectos de bien social representan un desarrollo habitacional realmente sólido, pues responde a la Ley del Sistema Financiero Nacional para la Vivienda y Creación del Banco Hipotecario de la Vivienda, es decir, la ley 7052, en la cual se estableció que tanto el Fondo Nacional para la Vivienda (FONAVI) como el Fondo de subsidios para la vivienda (FOSUVI) aportarían para formar el presupuesto que administra el Banco Hipotecario de la Vivienda (BANHVI).

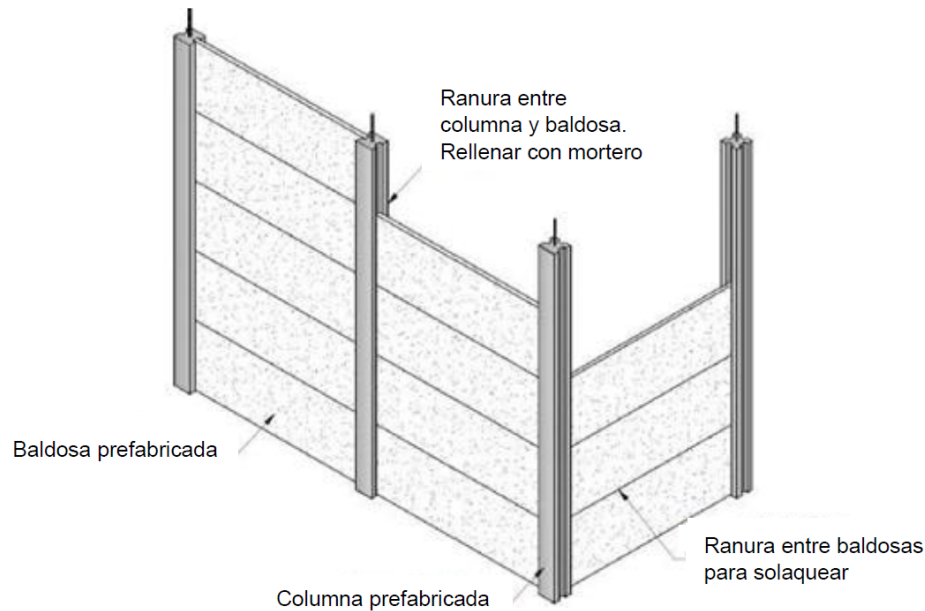
Cabe destacar que este bono corresponde a un beneficio solidario que en el 2023 puede ser de hasta ₡8.480.000 y que el Estado otorga a las familias de ingresos medios o bajos que califiquen para el programa (BANHVI, 2023). Es de esta forma que hasta el finales del 2022 se otorgaron en total 412.791 bonos, gracias a la inversión de importantes cantidades de dinero que tienden a aumentarse año con año —atípicamente reducida en el 2022, año en que se entregaron ₡84.603 millones—, llegando a cifras anuales que superan los ₡100.000 millones (BANHVI, 2023).

## Viviendas construidas en sistema prefabricado baldosa-columna

El sistema prefabricado utilizado en el país corresponde a una alternativa estructural modular conformada por baldosas horizontales y columnas, las cuales tienen medidas y diseños que permiten su fácil montaje, como se muestra en la figura 1. Las baldosas son definidas por INTECO (2019) como un “elemento prefabricado de concreto reforzado con acero, cuyo espesor es mucho menor que su longitud y ancho. En este sistema, las baldosas se colocan entre las columnas, una sobre otra, con su longitud de manera horizontal.” (p. 5). Las columnas por su parte son un:

Elemento prefabricado de concreto reforzado o pretensado con acero, cuya longitud es mucho mayor, que las dimensiones de su sección transversal. En este sistema, la columna

constituye el elemento estructural de soporte de las baldosas horizontales y el principal medio de transmisión de carga al sistema de fundación. (INTECO, 2019, p. 6)



**Figura 1.** Componentes del sistema prefabricado horizontal.  
Fuente: INTECO (2019)

De acuerdo con Holcim (2023), esta alternativa presenta diferentes ventajas, al aumentar la velocidad de construcción, gracias a que se mitiga el uso de formaleta y puntales, así como de la necesidad de mano de obra y equipo especializado. A este se suma el factor del costo, ya que al construir en un menor tiempo se incurre en menos gastos administrativos y de planillas, además del ahorro generado al evitar desperdicios, lo cual se debe en gran parte a otra ventaja que corresponde a la modulación que permite el sistema (p. 147).

## Normativa

Para trabajar en el diseño de viviendas de este tipo es necesario seguir la normativa vigente. Primeramente, el diseño estructural debe regirse por el CSCR 2010/14, el cual establece los requisitos mínimos y todos los criterios que se deben cumplir para el diseño de sistemas estructurales, para así garantizar la resistencia de las estructuras a las cargas de servicio, así como los requerimientos estructurales para soportar cargas sísmicas. Esto se logra mediante las pautas establecidas para un diseño formal y particularmente, para el caso de viviendas unifamiliares prefabricadas, se puede utilizar un diseño simplificado en el cual “se utilizan una serie de detalles estándar y guías para el diseño de casas, de manera que puedan ser utilizados por profesionales especialistas o no en ingeniería estructural sin necesidad de hacer los cálculos

correspondientes.” (CFIA, 2016, p. 283).

Existe también normativa específicamente creada para este sistema constructivo, la cual corresponde a las normas de INTECO INTE C133 y C131. La primera pretende “establecer el método de ensayo para evaluar los elementos prefabricados de concreto que se utilizan para la construcción de viviendas unifamiliares e infraestructura educativa de un nivel, bajo el sistema de baldosas horizontales y columnas.” (INTECO, 2019, p. 4), mientras que el objetivo de la segunda mencionada es “establecer las especificaciones que deben cumplir los elementos prefabricados de concreto que se utilizan para la construcción de viviendas unifamiliares de un nivel e infraestructura educativa de un nivel, bajo el sistema de baldosas horizontales y columnas.” (INTECO, 2019, p. 4). Si bien es cierto, esta normativa no es de acatamiento obligatorio, al menos hasta este momento, es importante su consideración.

Para el diseño de los elementos prefabricados en concreto se debe considerar también la normativa internacional, dentro de la que destaca el Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19, el cual “provee los requerimientos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificios de concreto estructural y, de aplicar, en estructuras que no sean edificios.” (ACI, 2019).

En el diseño de estas viviendas se incluyen detalles de los cimientos, por lo cual es necesario referirse al Código de Cimentaciones de Costa Rica ya que “establece los requisitos mínimos de exploración, análisis, diseño y construcción de las cimentaciones de edificios y viviendas en Costa Rica, necesarios para lograr un nivel de seguridad adecuado.” (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010, p. 2).

Al incluir elementos de acero en el diseño, es necesario contemplar los lineamientos del AISI S100-16 la cual se aplica para el diseño de elementos estructurales laminados en frío, de no más de una pulgada de espesor y que soporten cargas de una estructura (AISI, 2016, p. 1).

Se debe añadir también la Especificación Nacional de Diseño para Construcción en Madera (NDS), la cual, según el American Wood Council (2018, p.2) define las prácticas a seguir en el diseño estructural de productos de madera. Esto resulta importante para las vigas en madera que se usan en las viviendas prefabricadas con el método baldosa-columna.

# Metodología

Para el desarrollo de la guía de diseño propuesta es necesario comprender los requerimientos establecidos tanto para el diseño simplificado como para el diseño formal. El proceso se dividió en esas dos etapas: considerando primeramente las pautas para el diseño simplificado, donde se muestra el proceso necesario para hacer uso de los detalles estándar de diseño del capítulo 17 del CSCR 2010/14; posterior a ello se valora el diseño de una vivienda de iguales condiciones por el método formal, exponiendo los pasos según los requerimientos de los capítulos 8, 9, 10, 11 y 12 del CSCR 2010/14.

Cabe destacar que, según Bogantes (2020), los muros hechos con prefabricado horizontal presentan comportamientos distintos dentro y fuera del plano (p. 19), por lo que es necesario analizar ambas cargas por separado. Se toma en cuenta que, según Otárola (2015, p. 20) las baldosas actúan como puntales que reciben carga únicamente a compresión, para poder representar esto en el modelo en SAP2000 será necesario utilizar un modelo estático no lineal que aplique esta restricción. Este tipo de análisis toma en cuenta no solo la capacidad elástica de los elementos, sino también las posibles deformaciones plásticas que puedan existir de forma que se reciben cargas de forma acumulativa y no todas desde el primer instante (Mora, Villalba & Maldonado, 2006), por lo que, por ejemplo, al aplicarse una carga temporal, se toma en cuenta el efecto ya producido por la carga permanente, y no solo se superponen las magnitudes. Cabe aclarar que no se refiere a la no linealidad de los elementos, sino a la aplicación de cargas de la forma ya mencionada, la cual es propia de este método que también es llamado pushover.

Para aplicar ambos métodos se seleccionó un diseño típico de vivienda unifamiliar construida con el sistema prefabricado horizontal.

## Modulación

Para modular una vivienda con el sistema prefabricado horizontal es necesario tomar en cuenta las medidas comúnmente encontradas en el mercado. Existe la longitud modular de la baldosa, la cual corresponde a la "dimensión comprendida entre centro y centro de columnas, utilizada para la modulación del sistema" (INTECO, 2019, p. 9), esta se muestra en la figura 2.



**Figura 2.** Longitud modular de la baldosa.  
Fuente: INTECO (2019)

"La longitud real de las baldosas es 8 cm menor que la longitud nominal" (MT Sistemas,

2022, p. 6), sin embargo, para términos de modulación, es la de interés. En el cuadro 1 se muestran las longitudes de baldosa típicamente encontradas en el mercado.

**Cuadro 1.** Longitudes estándar de baldosas

<b>L nominal (m)</b>	<b>L real (m)</b>
0,5	0,42
0,75	0,67
1	0,92
1,25	1,17
1,5	1,42

Fuente: MT Sistemas, 2022

Tomando en cuenta lo anterior, se tiene que la longitud a centro de cada pared debe ser múltiplo de 0,25 m, siendo 0,5 m la longitud mínima y 1,5 m la longitud máxima.

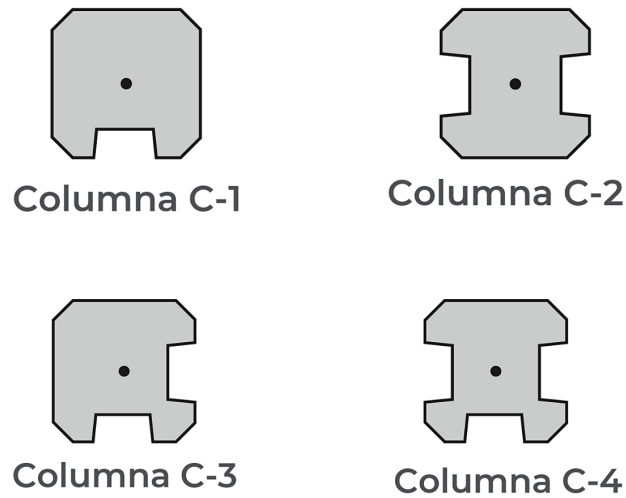
La altura de estas baldosas, según MT Sistemas (2022, p. 6) corresponde a 0,5 m, por lo que la altura total de los muros deberá ser múltiplo de 0,5 al estar formada por la altura de varias baldosas.

MT Sistemas (2022, p. 6) señala además que el espesor de estas baldosas corresponde a 3,8 cm.

Para llevar una cuenta de las baldosas requeridas es importante indicar en cada pared cuántas baldosas se apilan y de qué longitud.

También es de gran importancia conocer la cantidad de columnas y de qué tipo se requieren. Los tipos varían según la cantidad de ranuras y la ubicación que tengan, lo cual dependerá de las paredes que converjan en esa columna, tal como se muestra en la figura 3.





**Figura 3.** Secciones de columnas.  
Fuente: Holcim (2023)

## Diseño simplificado

A continuación, se realiza un proceso en el que se verifica que las características de un modelo de vivienda unifamiliar apliquen a las condiciones establecidas en el capítulo 17 del CSCR 2010/14 para posteriormente diseñar con el método simplificado.

## Consideraciones generales

Para iniciar con el desarrollo o revisión de una propuesta arquitectónica para el proyecto es necesario tomar en cuenta ciertas consideraciones. El CSCR 2010/14 (CFIA, 2016, p. 17/1 y 17/2) indica que, para hacer uso del diseño simplificado de vivienda, se debe cumplir con:

- Un área de construcción menor a 200 m<sup>2</sup>.
- Una altura de pared, desde el piso al nivel superior de la viga corona, de máximo 3 m.
- Una altura de pared hasta el tapichel de no más de 4,2 m.
- Una altura máxima de 1 piso.
- El suelo sobre el que se apoyan las fundaciones debe tener una capacidad soportante mínima a la falla de 24 t/m<sup>2</sup>.
- No deben haber condiciones de suelo que requieran fundaciones profundas o especiales.

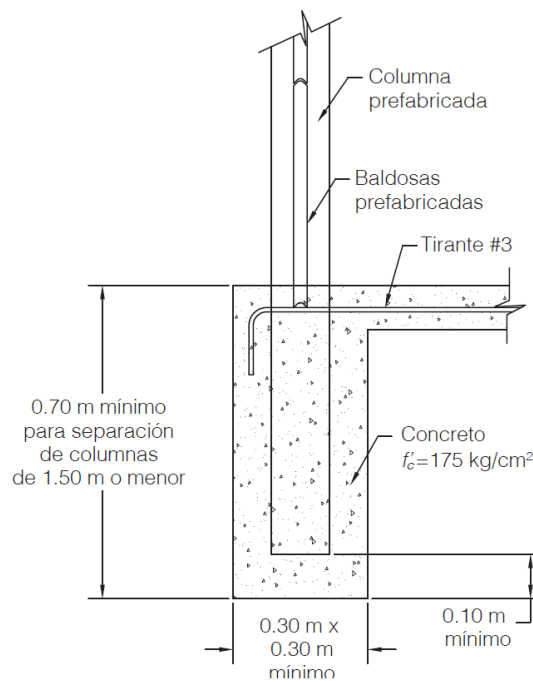
- Una longitud mínima total de paredes igual a 0,4 m por cada metro cuadrado de área de construcción.
- Una longitud de paredes en cada dirección de al menos 1/3 de la longitud mínima total.
- Elementos que provean estabilidad lateral con una separación máxima de 6 m.

Todos los conceptos implicados en las consideraciones anteriores se ejemplificarán en la sección de resultados del presente trabajo.

## Fundaciones

En el diseño de los cimientos el CSCR 2010/14 señala que las columnas quedarán embebidas en un dado prismático de 30 cm x 30 cm, con una profundidad mínima de 70 cm (CFIA, 2016, p. 17/5).

El CSCR 2010/14 establece además que estos dados serán unidos entre sí por tirantes de varilla #3 a nivel de contrapiso. Estas varillas deben anclarse embebiendo sus extremos al concreto y se diseñan con un recubrimiento mínimo de 3 cm (CFIA, 2016, p 17/5). El diseño finalmente será como la guía mostrada en la figura 4.

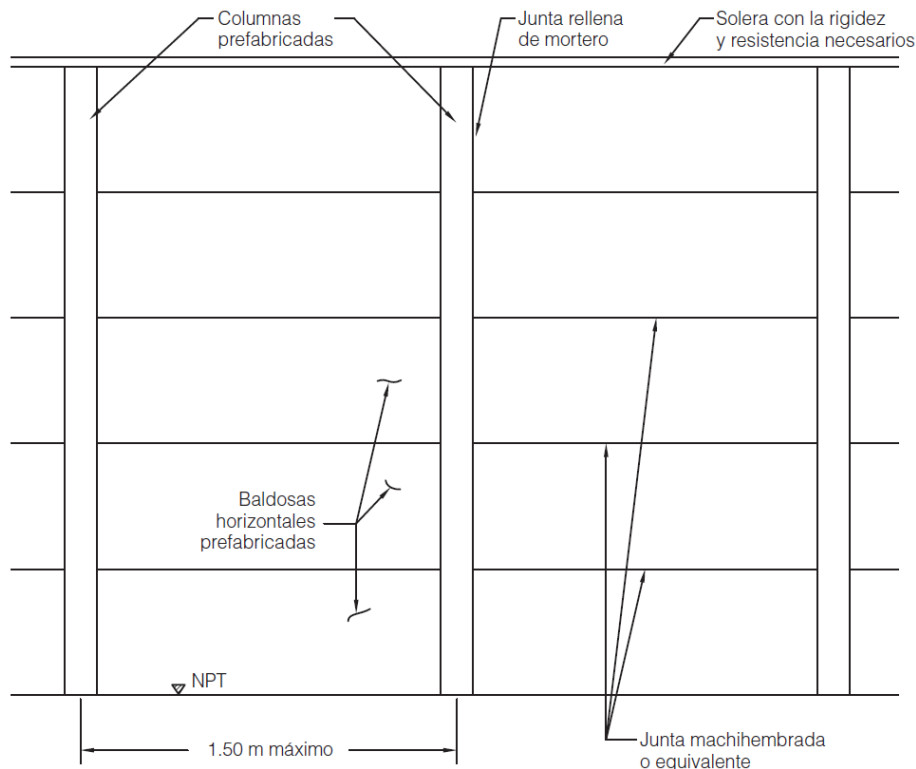


**Figura 4.** Detalle de fundación.  
Fuente: CFIA (2016)

## Paredes

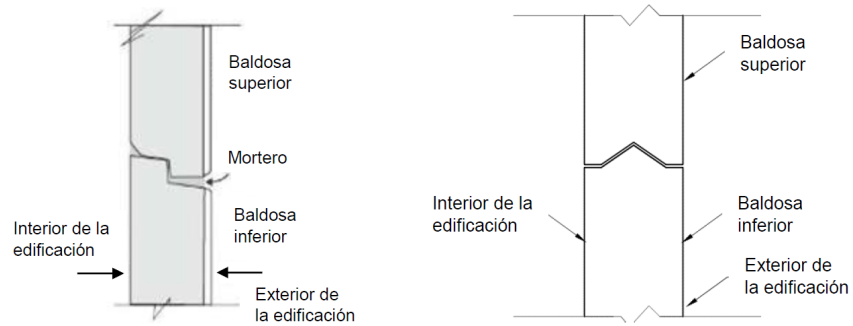
Se debe tomar en cuenta, según el CFIA (2016), que las columnas de soporte deben tener una dimensión mínima de 12 cm y una separación máxima de 150 cm (17/15).

Las paredes prefabricadas están conformadas básicamente por las columnas, las baldosas y la solera, como se puede observar en la figura 5.



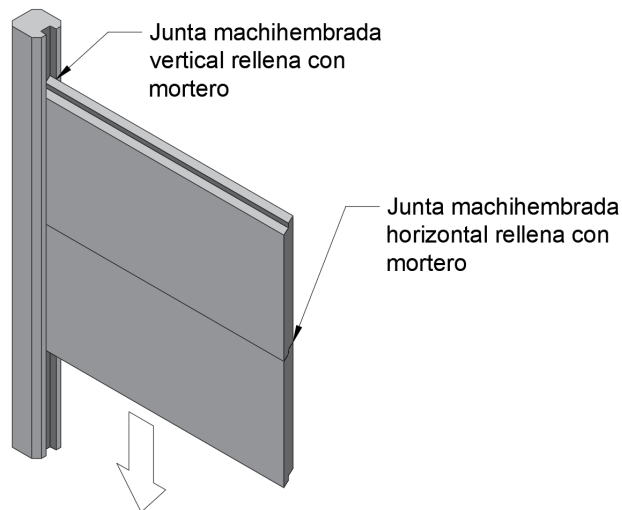
**Figura 5.** Detalle de paredes.  
Fuente: CFIA (2016)

La junta entre baldosa y baldosa debe ser machihembrada (CFIA, 2016, p. 17/15), es decir que se acople una a otra mediante un mecanismo que produzca integridad vertical. A esta unión se le denomina machimbre y se da cuando un elemento posee una espiga o macho que penetra y ensambla con otro elemento que posee una ranura o hembra (INTECO, 2019, p. 7), como lo muestran los ejemplos de la figura 6.



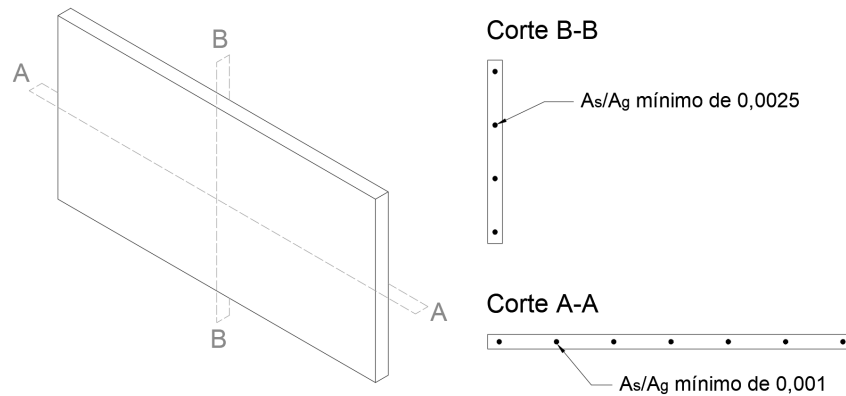
**Figura 6. Machimbres.**  
Fuente: INTECO (2019)

Las conexiones entre baldosa y columna también serán machihembradas o utilizarán anclajes de varilla #3 a cada 30 cm (CFIA, 2016, p. 17/15). Las juntas además se rellenarán con mortero (CFIA, 2016, p. 17/17). Esta conexión se aprecia en el detalle de la figura 7.



**Figura 7. Detalle de juntas.**  
Fuente: Elaboración propia

Es importante asegurarse que el diseño de las baldosas respete lo indicado en el CSCR 2010/14, teniendo al menos un refuerzo equivalente a 0,0025 de su área en la dirección larga y un 0,001 en la dirección corta, como se muestra en el la figura 8.

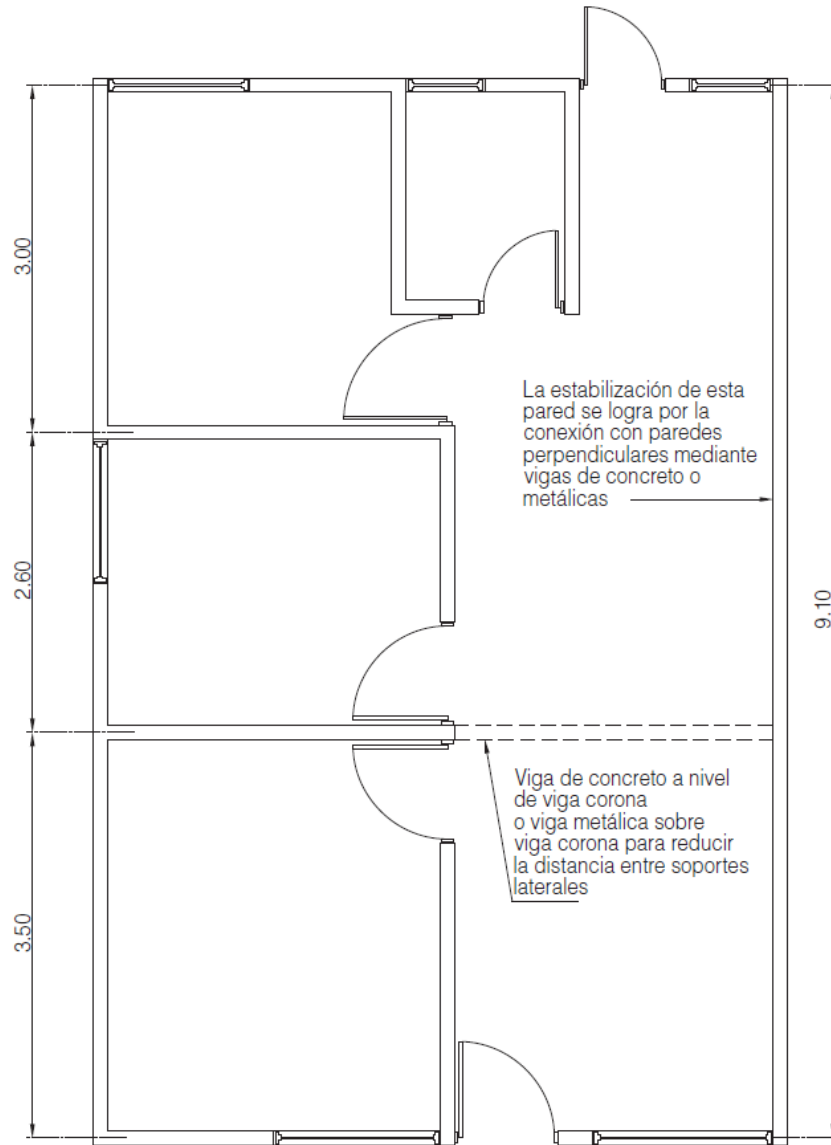


**Figura 8.** Cuantía de las baldosas.  
Fuente: Elaboración propia

## Estabilidad lateral de paredes

Se deben seguir las recomendaciones mínimas establecidas en el CSCR 2010/14 para proveer estabilidad lateral a cada uno de los sistemas estructurales. El CFIA (2016, p. 17/20) indica que estos soportes laterales tendrán una separación máxima de 6 m.

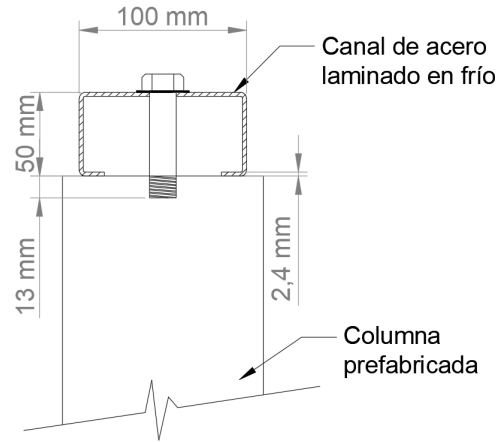
Según el CFIA (2016, p. 17/20) para estabilizar lateralmente las paredes se utilizan otras paredes colocadas en un plano perpendicular. Cuando la pared no tenga la longitud de todo el eje, el CSCR 2010/14 permite utilizar una viga para unir la pared con la pared perpendicular, como muestra la figura 9.



**Figura 9.** Ejemplo de estabilidad de paredes.  
Fuente: CFIA (2016)

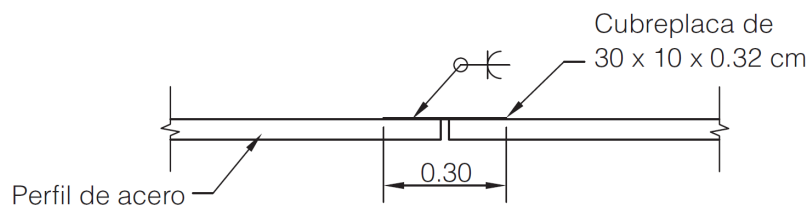
Para la viga de estabilidad lateral mostrada en la figura 9, CSCR 2010/14 permite utilizar tubo de acero estructural de 100 mm x 100 mm x 2,4 mm como mínimo. Esta iría soldada a una placa de acero anclándola a las dos paredes que se van a conectar (CFIA, 2016, p. 17/32).

Según el CFIA (2016, p. 17/32), para conectar el borde superior libre de los muros con el diafragma flexible del techo se utiliza una viga solera, la cual, si la pared tiene una longitud menor a 4 m, el CSCR 2010/14 permite que sea un perfil delgado de acero doblado en frío de 10 cm con un espesor de al menos 2,4 mm, como se muestra en la figura 10.



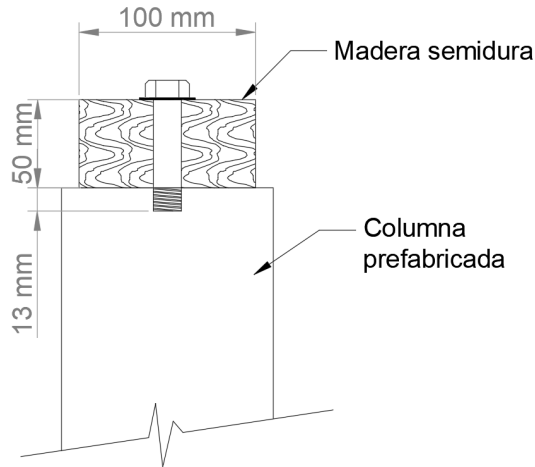
**Figura 10.** Viga solera con canal atiesado.  
Fuente: Elaboración propia

Estos elementos se deben unir mediante soldadura continua y con un cubreplacas de por lo menos 10 cm x 30 cm x 0,32 cm centrada en la unión (CFIA, 2016, p. 17/32), como se puede observar en la figura 11.



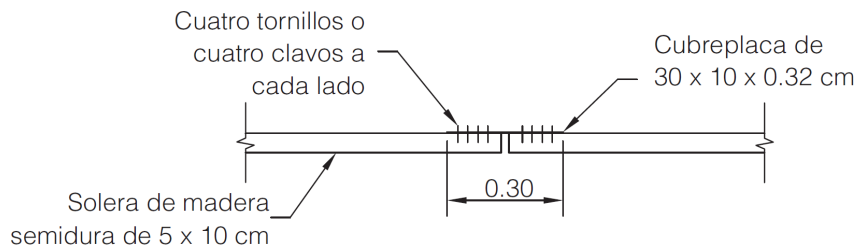
**Figura 11.** Cubreplacas para canal atiesado.  
Fuente: CFIA (2016)

El CSCR 2010/14 también permite usar una solera de madera semidura de 5 cm x 10 cm, que quedaría como se ve en la figura 12.



**Figura 12.** Viga solera con madera.  
Fuente: Elaboración propia

Para ello se utilizarían las mismas placas que en el perfil de acero conectadas a la solera con 4 tornillos o clavos de 5 cm de longitud a cada lado (CFIA, 2016, p. 17/32), como se muestra en la figura 13.



**Figura 13.** Cubreplacas para madera.  
Fuente: CFIA (2016)

En paredes con longitudes de 4 m o más, el CSCR 2010/14 indica que las vigas soleras se unirán con cubreplacas de por lo menos 15 cm x 30 x cm x 0,32 cm con soldadura continua. El canal de las vigas de acero se elige según la longitud de pared y la zona sísmica, de acuerdo con la información mostrada en el cuadro 2.

**Cuadro 2.** Acero para viga solera

L (m)	Zonas II y III	Zona IV
< 5	50x100x2,4 mm	50x100x3,2 mm
< 6	50x150x2,4 mm	50x150x2,4 mm

Fuente: CFIA (2016)



## Diseño Formal

Con el fin de verificar las capacidades de los elementos estructurales propuestos en el método simplificado, se aplica el método formal de la estructura. Se realizan diversos cálculos para diseñar las baldosas, columnas, vigas solera y cimientos con el método de resistencia última (LRFD), en el cual se compara la resistencia de diseño contra la carga última. Cabe destacar que esta resistencia de diseño equivale a la resistencia nominal del elemento luego de aplicarse un factor de reducción.

## Carga temporal

Estos se establecen de acuerdo con la función que tenga la estructura que se esté analizando. Se obtienen de la tabla 6.1 del CSCR 2010/14, cuyos datos se muestran a continuación en el cuadro 3.

**Cuadro 3.** Cargas temporales unitarias mínimas

<b>Destino del piso</b>	<b>Carga temporal (kg<sub>f</sub> /m<sup>2</sup>)</b>
Habitación.	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública.	300
Garajes y aparcamientos.	300

Fuente: CFIA (2016)

## Carga permanente

Corresponde a un cálculo de fuerzas gravitacionales que, según el CFIA (2016, p. 6/1) incluye:

- Los pesos propios de elementos constructivos, sean estructurales o no estructurales, como vigas, columnas, muros, particiones livianas, techos, etc.
- Los pesos de sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en el capítulo 14.

## Carga sísmica

**Zona sísmica:** Se debe seleccionar la zona sísmica en la que está ubicado el proyecto. En el país se distinguen tres zonas sísmicas, las cuales están ordenadas de forma ascendente según su sismicidad en la tabla 2.1 del CSCR 2010/14, esto para cada cantón y, en casos que requieren más distinción, incluso distrito del país. Esta zonificación se puede observar de forma gráfica a continuación en la figura 13.



**Figura 14.** Zonificación sísmica.  
Fuente: CFIA (2016)

**Sitio de cimentación:** Según las características del suelo y su condición dinámica, el CSCR 2010/14 define 4 tipos de sitios, los cuales van desde el más rígido y rocoso (S1)

hasta el más suave y arcilloso (S4). Este parámetro se determina según distintas propiedades geotécnicas. Estas propiedades corresponden al promedio de los primeros 30 m superficiales, y se pueden identificar en el cuadro 4 para obtener el tipo de sitio de cimentación (CFIA, 2016, p.2/7).

**Cuadro 4.** Sitios de cimentación y sus parámetros geotécnicos

Tipo de sitio	N	Vs (m/s)	Cu (kg <sub>f</sub> /cm <sup>2</sup> )
<b>S1</b>	≥ 50	≥ 760	≥ 1,00
<b>S2</b>	35 – 50	350 – 760	0,75 – 1,00
<b>S3</b>	15 – 35	180 – 350	0,50 – 0,75
<b>S4</b>	≤ 15	≤ 180	≤ 0,50

N: Número de golpes del ensayo de penetración estándar  
Cu: Resistencia al corte no drenado  
Vs: Velocidad de onda cortante

Fuente: CFIA (2016)

**Aceleración pico efectiva ( $a_{ef}$ ):** Este valor es establecido por el CSCR 2010/14 y representa la sacudida sísmica con un periodo de retorno de 475 años (CFIA, 2016, p. 2/7). Para obtenerla se debe entrar con el tipo de sitio y zona en el cuadro 5.

**Cuadro 5.** Aceleración pico efectiva para un período de retorno de 475 años

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
<b>S1</b>	0,20	0,30	0,40
<b>S2</b>	0,24	0,33	0,40
<b>S3</b>	0,28	0,36	0,44
<b>S4</b>	0,34	0,36	0,36

Fuente: CFIA (2016)

**Importancia de la edificación (I):** A través de este parámetro el CFIA (2016, p. 4/2) clasifica la sacudida sísmica según la importancia de la ocupación o la función de la edificación que se analice. Este factor se obtiene de acuerdo con el cuadro 6.

**Cuadro 6.** Factor de importancia según la edificación

Grupo	Descripción	Factor I
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	1,25
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	1,25
C	Edificaciones de ocupación especial	1,00
D	Edificaciones de ocupación normal	1,00
E	Edificaciones misceláneas	0,75

Fuente: CFIA (2016)

**Ductilidad global asignada ( $\mu$ ):** Este parámetro es utilizado para asignar una ductilidad máxima que se utilizará en el análisis estructural en ambas direcciones ortogonales de la edificación. Según sea el tipo de sistema estructural, la regularidad de la estructura, y la ductilidad local, el CSCR 2010/14 asigna un valor de ductilidad global. Este se puede leer de la seguidamente en el cuadro 7.

**Cuadro 7.** Ductilidad global asignada para sistema estructural tipo voladizo

Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0

Fuente: CFIA (2016)

**Periodo (T):** En este caso no se aplicará un análisis modal para determinar el periodo de vibración fundamental, por ello se utilizará el que tenga la mayor magnitud del factor espectral dinámico.

**Factor Espectral Dinámico (FED):** El CSCR 2010/14 lo define como un “factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño” (CFIA, 2016, p. 5/1). Según cada tipo de cimentación y zona sísmica, el CSCR 2010/14) establece un espectro que permite obtener el FED en función del periodo. Este se lee en las figuras mostradas en el capítulo 5 del CSCR 2010/14.

**Factor de sobrerresistencia (SR):** El CFIA (2016, p. C/12) indica que este factor es el resultado de la razón que existe entre la capacidad real y la capacidad nominal sismorresistente. De acuerdo con el tipo de estructura, el SR se obtiene del cuadro 8.

**Cuadro 8.** Ductilidad global asignada para sistema estructural tipo voladizo

Tipo de estructura	SR
Marco	
Muro	2,0
Dual	
Voladizo	
Otros	1,2

Fuente: CFIA (2016)

**Coefficiente sísmico (C):** Se aplica la siguiente ecuación definida en el CSCR 2010/14 para obtener el coeficiente sísmico en ambas direcciones ortogonales.

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad (1)$$

**Cortante basal:** Corresponde a "la fuerza lateral acumulada en la base de la estructura" (CFIA, 2016, C/4) y siguiendo el CSCR 2010/14 se calcula a partir de la siguiente ecuación.

$$V = C \cdot W \quad (2)$$

**Fuerza sísmica:** Según el CFIA (2016, p. 7/5) el cortante basal se distribuye como fuerzas sísmicas por todos los niveles del edificio. En edificaciones de 1 solo nivel tiene el mismo valor que el cortante en la base, ya que es el único nivel en el que se distribuye.

## Modelo de análisis

Es necesario realizar una distribución de las cargas temporales y permanentes en el modelo, de forma que converjan en las columnas, esto se puede realizar por el método de áreas tributarias, debido a que el diafragma superior es flexible.

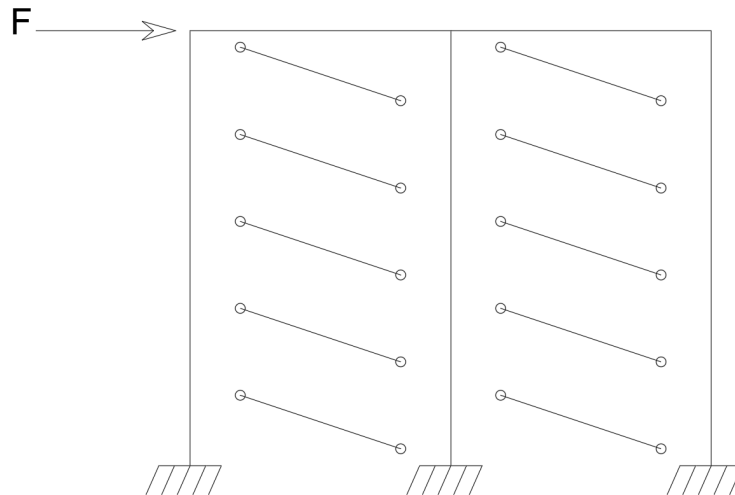
Para la carga sísmica se utiliza el apoyo de un programa computacional de forma que distribuya estas fuerzas de acuerdo con las propiedades de masa de los elementos que componen la estructura.

El sistema prefabricado de baldosa-columna presenta comportamientos distintos según la carga que se le aplique, por lo que se analiza de una forma con cargas paralelas al plano y de otra distinta con cargas perpendiculares al plano.

Otárola (2015) explica que para cargas paralelas al plano este se comporta como un muro de corte (pág. 12), además concluye que para el modelado de las baldosas es adecuado utilizar la metodología del puntal equivalente (pág. 57). El ancho de puntal se calcula según la siguiente ecuación determinada por Valverde (2018).

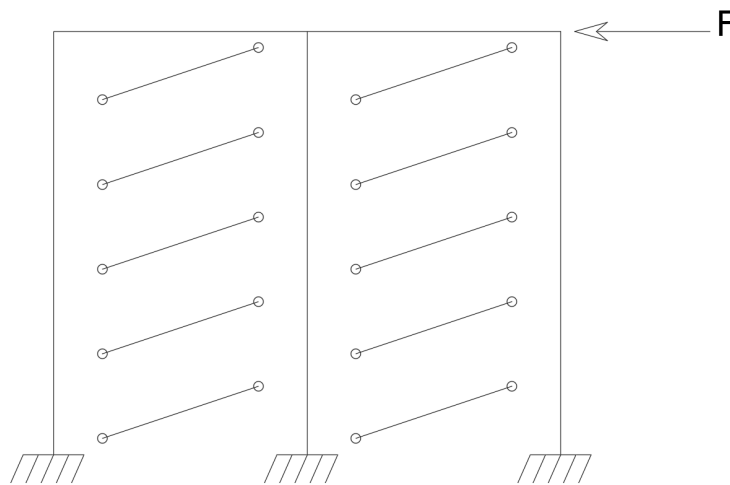
$$w = 0,0778 \cdot d_b \quad (3)$$

Estos puntales reemplazan cada baldosa y aportan capacidad solo en compresión, además de no transmitir momento a las columnas, por lo que esto debe tomarse en cuenta en el programa computacional que apoye este cálculo (Otárola, 2015).



**Figura 15.** Modelo de pared para cargas positivas paralelas al plano.  
Fuente: Elaboración propia

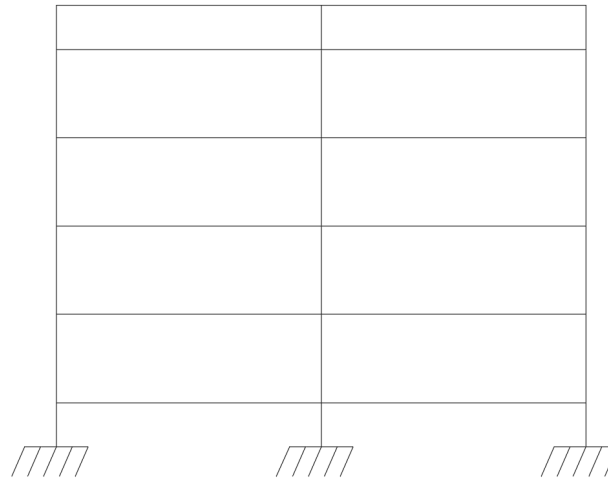
La figura 15 muestra gráficamente el modelo utilizado para cargas paralelas al plano en la dirección positiva, en caso de ser en la dirección contraria, como los puntales aportan capacidad únicamente en compresión, se verían como en la figura 16.



**Figura 16.** Modelo de pared para cargas negativas paralelas al plano  
Fuente: Elaboración propia

Cuando las cargas son perpendiculares al plano, Bogantes (2020) indica que las columnas son las que aportan mayor capacidad, estas están empotradas en los cimientos y articuladas en

la viga solera. Por su parte, las baldosas se comportan como vigas simplemente apoyadas en ambos extremos (p.19).



**Figura 17.** Modelo de pared típica para cargas perpendiculares al plano.

Por practicidad, en este informe se preferirá utilizar un solo modelo, el cual contempla el método del puntal equivalente y utiliza las propiedades de los materiales de las columnas y vigas para recrear la rigidez de las mismas.

## Diseño de baldosas

Estos elementos se deben diseñar siguiendo la sección 9.9.5 del CSCR 2010/14, la cual es propuesta para el diseño en mampostería, sin embargo puede ser homologada con las consideraciones de Otárola (2015). Como se explicó anteriormente, las baldosas actúan como puntales en compresión, por lo que la carga de compresión última deberá ser menor a la resistencia de diseño la baldosa.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (4)$$

La capacidad nominal de la baldosa se puede obtener de la ecuación 9-56 del CSCR 2010/14. Cabe destacar que el cálculo del área efectiva presenta una modificación siguiendo la resolución de Otárola (2015).

$$P_n = 0,8 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_e) \cdot R_e \quad (5)$$

Dónde:

$$A_e = w \cdot t_e \quad (6)$$

$$R_e = 1 - \left( \frac{d_b}{40 \cdot t} \right)^3 \quad (7)$$

Además, debe revisarse que no se de una falla por cortante.

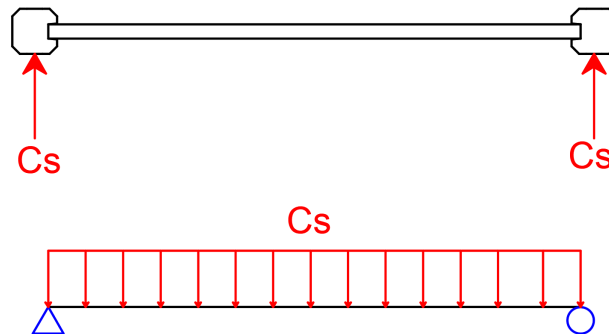
$$V_u \leq \phi V_n \quad (8)$$

Para obtener la resistencia nominal de la baldosa, se utiliza la ecuación 9-53 del CSCR 2010/14, a la cual se le aplican ciertas variaciones, siguiendo lo propuesto por Otárola (2015) debido a que no hay refuerzo en las juntas de las baldosas, y debe contemplarse la resistencia del concreto utilizado en lugar de la de mampostería, además, el momento flector ideal de las columnas en tensión y compresión es el mismo (p. 117). Por lo anterior, se tiene la siguiente ecuación

$$V_n = \frac{0,03 \cdot f'_c \cdot l_b \cdot t}{1 - 0,30 \cdot \frac{h_b}{l_b}} + \frac{8 \cdot M_c}{h_b} \quad (9)$$

Es importante verificar también que no fallen por flexión debido al momento generado cuando las columnas reciben carga sísmica y las baldosas por inercia se resisten al movimiento. Para ello deberá analizarse la baldosa como una viga simplemente apoyada que recibe una carga sísmica distribuida proporcional a su masa. Este momento último no debe superar la resistencia de diseño, que en este caso se obtendrá aplicando un factor de reducción, tomado del CSCR 2010/14, a la resistencia nominal establecida en la tabla 5.1 del INTE C131-2019, que corresponde a 1000 N-m/m y se usará como referencia.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (10)$$



**Figura 18.** Diagrama de carga sísmica en la baldosa  
Fuente: Elaboración propia

## Diseño de columnas

Estos elementos son mayormente esforzados en compresión, por lo que es necesario asegurar que lo resistan. Por ello se obtiene la resistencia axial nominal con la siguiente ecuación

$$P_n = f'_c \cdot A_e + f'_y \cdot A_s \quad (11)$$

La resistencia de diseño se compara con la compresión última recibida.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (12)$$



Debido a la magnitud de las cargas usualmente encontradas en estas estructuras no es necesario el diseño a flexocompresión, pero debe comprobarse que:

$$P_u \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad (13)$$

Lo anterior de acuerdo con lo indicado en el CSCR 2010/14 en la sección 8.3, de no cumplirse deberá diseñarse de acuerdo a lo establecido en este mismo capítulo.

Para el diseño a flexión de estos elementos se debe comparar el momento último en las columnas con el la resistencia de diseño. Para obtener la resistencia de diseño, en este caso se utiliza como referencia la resistencia nominal definida en la tabla 5.1 del INTE C131-2019, a la cual es necesario un factor de reducción definido en el CSCR 2010/14. Para columnas de viviendas prefabricadas corresponde a 3000 N-m.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (14)$$

También es necesario el diseño por cortante, para ello se calcula el cortante nominal, el cual se obtiene según lo indica la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318-2019 que se presenta a continuación contemplando unidades de esfuerzo en kilogramos fuerza entre centímetro cuadrado ( $\text{kg}_f/\text{cm}^2$ ).

$$V_n = \left( 2,1 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot (\rho_w)^{1/3} \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (15)$$

La resistencia de diseño se compara con la carga cortante última recibida por la columna.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (16)$$

## Diseño de vigas solera

Para este elemento se tiene la posibilidad de ocupar canales de acero laminado en frío o madera semidura, por lo que se realiza el diseño para ambos casos.

El módulo de sección elástico ( $S_x$ ) se puede obtener de tablas de propiedades del perfil estructural, en este caso se tomó como referencia la ficha técnica para perfil tipo c y z de Metalco (2022).

Para obtener la resistencia nominal para momento flector, se sigue la ecuación F2.1-1 del AISI S100-16 (AISI, 2016, p. 45).

$$M_n = F_n \cdot S_x \quad (17)$$

Donde  $F_n$  depende de:

Si  $F_{cr} \geq 2,78 \cdot F_y$

$$F_n = F_y \quad (18)$$

Si  $2,78 \cdot F_y > F_{cr} > 0,56 \cdot F_y$

$$F_n = \frac{10}{9} \cdot F_y \cdot \left(1 - \frac{10 \cdot F_y}{36 \cdot F_{cr}}\right) \quad (19)$$

Si  $F_{cr} \leq 0,56 \cdot F_y$

$$F_n = F_{cr} \quad (20)$$

Además,  $F_{cr}$  se calcula considerando el efecto del pandeo según la ecuación F2.1.1-1 del AISI S100-16 (AISI, 2016, p. 46).

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot r_o \cdot A}{S_x} \cdot \sqrt{\sigma_y \cdot \sigma_t} \quad (21)$$

Se aplica el factor de reducción y se comprueba que:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (22)$$

Seguidamente se diseña por cortante, obteniendo la resistencia nominal, según la ecuación G2.3-1 del AISI S100-16 que considera el efecto de pandeo (AISI, 2016, p. 60).

$$V_n = A_w \cdot F_{cr} \quad (23)$$

Al resultado anterior se le aplica un factor de reducción para obtener la resistencia de diseño y se compara con el cortante último obtenido.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (24)$$

El AISI S100-16 (AISI, 2016, p. 70) también considera el efecto combinado de la flexión y el cortante, por lo que establece la ecuación H2-1, con la que se debe cumplir para todas las vigas y combinaciones que:

$$\sqrt{\frac{M_u^2}{\phi M_n} + \frac{V_u^2}{\phi V_n}} \leq 1 \quad (25)$$

En caso de utilizar una sección de madera 5 cm x 10 cm como permite el CSCR 2010/14, se debe obtener un esfuerzo básico de la pieza a flexión y cortante. En este caso se obtuvo de Juan Tuk (2019).

A este esfuerzo es necesario aplicarle una serie de factores, para corregirlo por estabilidad, humedad, temperatura, tamaño, uso del lado ancho, incisiones, repetitividad, y conversión de formato (American Wood Council, 2018). Los criterios para definir estos factores se encuentran en el capítulo 4.3 del NDS.

Además de las correcciones anteriores, se aplica un factor de duración de carga definido en la sección 11.2.2 del CSCR 2010/14.

Se obtiene el esfuerzo corregido multiplicando los factores por el esfuerzo básico original.

Se debe obtener el módulo de sección.

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (26)$$

Con ello se obtiene la resistencia nominal.

$$M_n = F'_{bn} \cdot S \quad (27)$$

Posteriormente se le aplica un factor de reducción definido en la tabla 11.1 del CSCR 2010/14 y se compara con el momento flector último.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (28)$$

El cálculo se repite para obtener el esfuerzo corregido del cortante. Se obtiene la resistencia nominal a cortante de la siguiente forma.

$$V_n = F'_{vn} \cdot \frac{2}{3} \cdot A \quad (29)$$

Se aplica el factor de reducción según lo indicado en la tabla 11.1 del CSCR 2010/14 y se compara con el cortante último.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (30)$$

## Diseño de cimentaciones

En el caso particular de las cimentaciones de las casas prefabricadas se tiene un diseño de bloque rígido, el cual está establecido en el capítulo 4.3.6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010).

Para esto es necesario encontrar la excentricidad en la base del bloque considerando la presión lateral del suelo, lo cual se logra con la ecuación 4.32 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010).

$$e = \frac{M_u + V_u \cdot H}{P_u} \cdot \frac{1}{1 + 4 \cdot \eta \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^3} \quad (31)$$

Con esta excentricidad se debe calcular la presión máxima en el suelo aplicando la ecuación 4.6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010).

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad (32)$$

Es importante obtener también la presión mínima, con la siguiente ecuación.

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad (33)$$

El Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) establece que al menos el 50 % de la placa se encuentre en compresión con el suelo (Asociación Costarricense de Geotécnica, 2010). Por ello, se debe cumplir lo siguiente.

$$|q_{\text{mín}}| < |q_{\text{máx}}| \quad (34)$$

Se obtiene también la presión lateral

$$p_l = \frac{\eta \cdot (M_u + V_u \cdot H) \cdot H}{\frac{L \cdot B^3}{12} + 4 \cdot \eta \cdot \frac{L \cdot H^3}{12}} \quad (35)$$

Se utiliza la presión mínima que debería soportar el suelo, la cual está definida en la sección 17.1 del CSCR 2010/14. Cabe destacar que esta corresponde a la capacidad soportante nominal del suelo, parámetro que en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) aparece como "q<sub>ult</sub>". A esta se le aplica un factor de reducción y se compara con la mayor presión de las obtenidas, de forma que se compruebe que la resistencia de diseño supere la carga última.

$$q_{\text{máx}} \leq \phi q_n \quad (36)$$

## Control de desplazamientos

En este caso, al ser una edificación de un solo piso, solo se verifica el desplazamiento horizontal del final del primer nivel con respecto al suelo. En este caso, este valor será obtenido apoyado por SAP2000. Con este dato se obtendrá la deriva inelástica, utilizando la ecuación siguiente.

$$\delta = \alpha \cdot \mu \cdot SR \cdot \delta^e \quad (37)$$

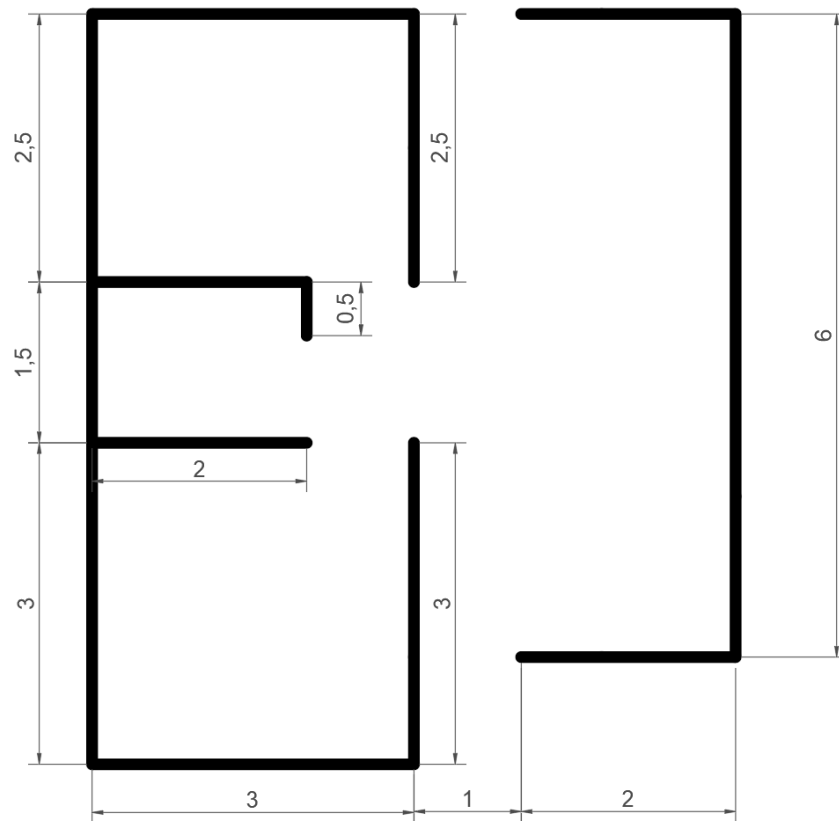
Donde:

$$\delta^e = \frac{d^e}{\Delta h} \quad (38)$$

Este resultado se compara con el límite establecido en la tabla 7.2 del CSCR 2010/14.

# Resultados

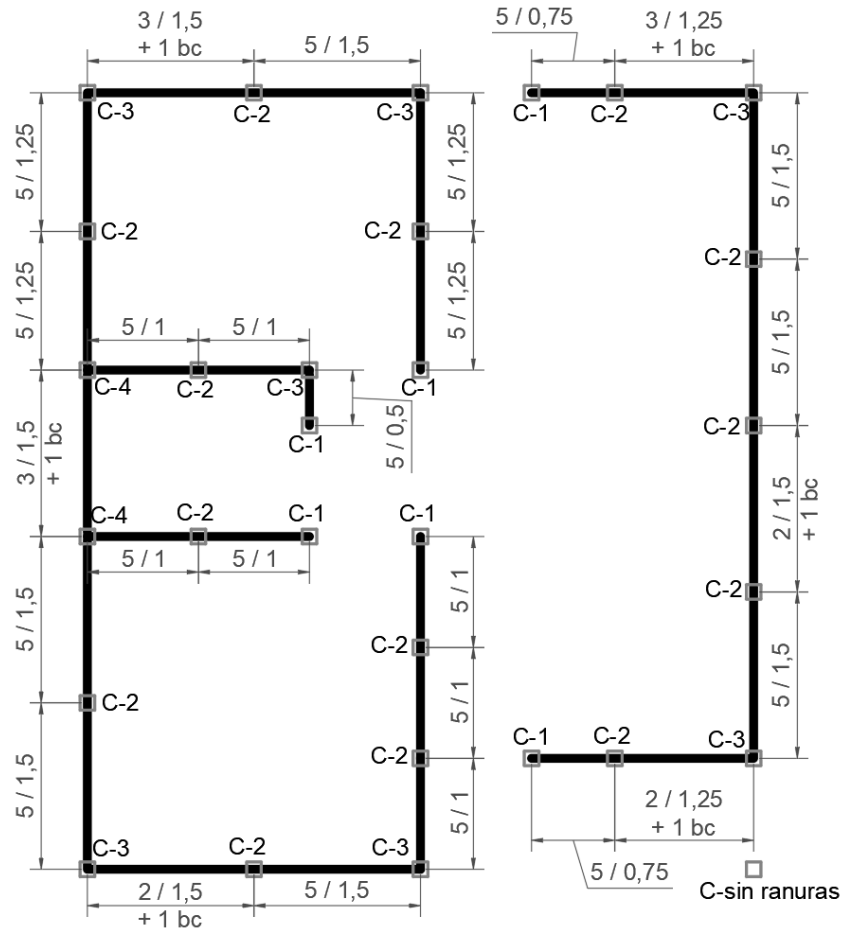
Los resultados que se presentan a continuación se obtienen de la aplicación de la metodología anterior a un caso específico. Para esto se revisaron varios diseños y se dibujó un prototipo con las dimensiones típicamente encontradas, el cual se muestra en la figura 19.



**Figura 19.** Planta de distribución de vivienda unifamiliar.

## Modulación

Se comprueba que todas las longitudes de pared son mayores a 0,5 m y múltiplos de 0,25 m, por lo que se procede a modular el diseño usando todas las longitudes de baldosa típicamente ofrecidas en el mercado, obteniendo la distribución mostrada en la figura 20, para la cual se usa la nomenclatura definida en la figura 2.



**Figura 20.** Modulación de la vivienda.

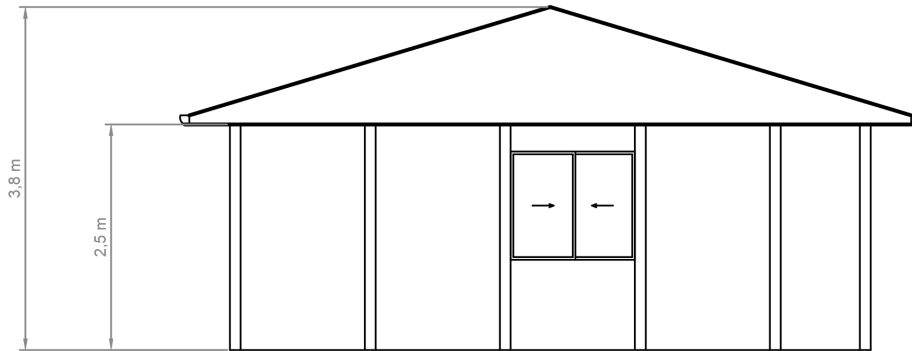
Con la propuesta se requieren las siguientes baldosas mostradas en el cuadro 9. Para su nomenclatura se utiliza "b" para baldosa estándar y "bc" para baldosa cargador, acompañado de su longitud nominal en metros.

**Cuadro 9.** Recuento de baldosas

Tipo de baldosa	Cantidad
b 0,50	5
b 0,75	10
b 1,00	35
b 1,25	25
b 1,50	45
bc 1,25	2
bc 1,50	4
<b>Total</b>	<b>126</b>



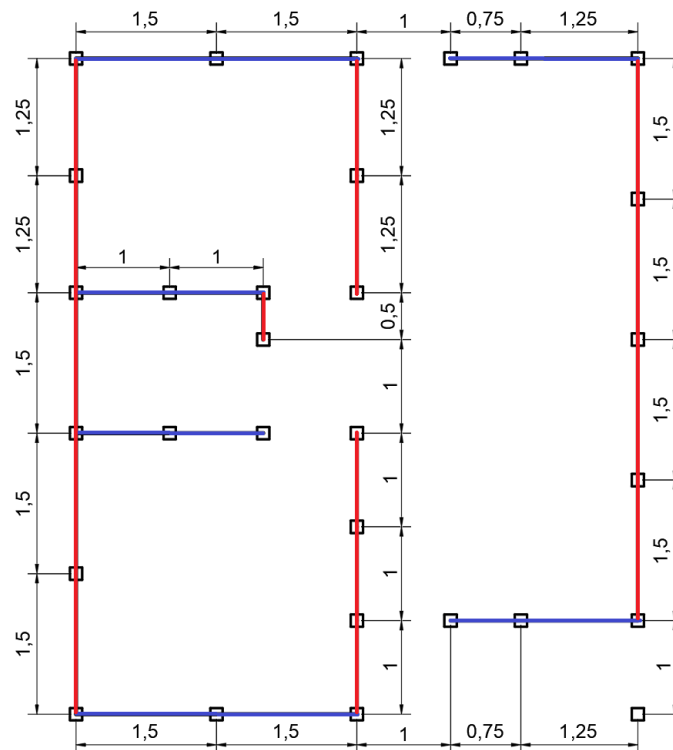
En este caso se cumple con una vivienda de un solo nivel. Además su altura de pared, como se muestra a continuación, está dentro de los límites establecidos.



**Figura 22.** Altura de pared de la vivienda.

Las condiciones del suelo deben obtenerse de los estudios de suelo correspondientes, para este caso se asume que existe una capacidad soportante a la falla de  $24 \text{ t/m}^2$  y no se incluyen fundaciones especiales en el diseño.

En cuanto a la longitud de pared, en este caso, debe ser de mínimo 16,8 m. En cada dirección se necesitan por ende, al menos 5,6 m de longitud de pared.



**Figura 23.** Longitud de pared.

En la figura 23 se representan las paredes en la dirección Este-Oeste con el color azul,

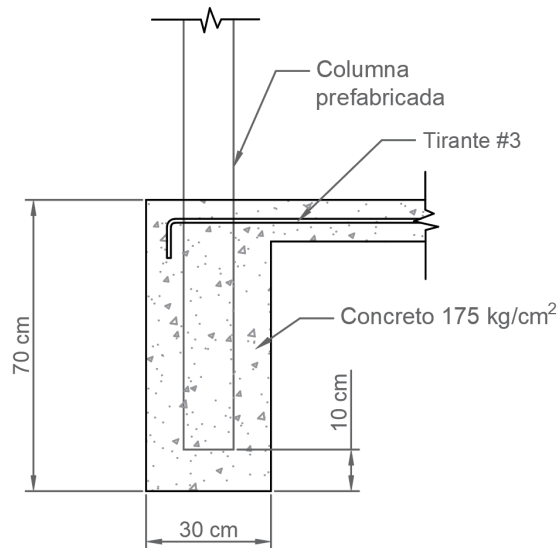


mientras las ordenadas de Norte-Sur con color rojo. Tienen una longitud de 14 m y 19 m respectivamente. Suman una longitud total de pared de 33 m.

No se tienen paredes con elementos de estabilidad lateral a más de 6 m de distancia.

Se procede a diseñar con los detalles estándar propuestos en el capítulo 17 del CSCR 2010/14.

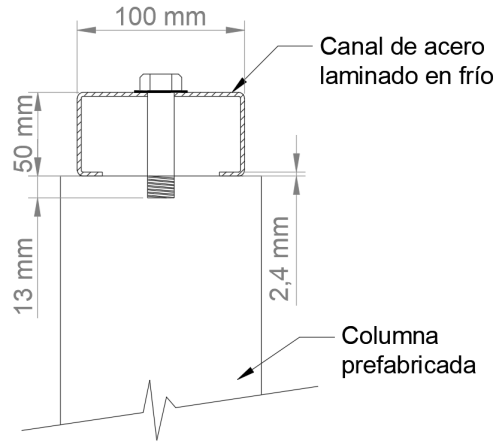
Para las fundaciones, siguiendo lo establecido en el CSCR 2010 (Revisión 2014), se propone un nivel de desplante de 70 cm con un dado de 30x30 cm, el cual se llenará con concreto de una resistencia mínima a la compresión de  $175 \text{ kgf/cm}^2$  (CFIA, 2016, p. 17/5), tal como muestra la figura 24.



**Figura 24.** Diseño de fundación  
Fuente: Elaboración propia

Los muros se completarán con baldosas de dimensiones típicamente ofrecidas por los proveedores: de 0,5 m de altura y de longitudes de 0,5 m; 0,75 m; 1 m; 1,25 m; 1,5 m; según corresponda. El espesor de estas baldosas es de 3,8 cm. La distribución de estas aparece en la figura 25.





**Figura 26.** Detalle de viga solera  
Fuente: Elaboración propia

Ninguna pared requiere de elementos adicionales para proveer estabilidad lateral, por lo que no se agregan vigas o paredes perpendiculares a los muros existentes.

## Diseño formal

Se aplicaron los cálculos requeridos para diseñar los elementos estructurales según lo establecido en los capítulos 8, 9, 10, 11 y 12 del CSCR 2010/14. Así mismo se tomaron en cuenta las indicaciones correspondientes del AISI S100-16, ACI 318-19, NDS 2018, Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición), INTE C133, y INTE C131. Estas últimas dos se tomarán como referencia para valores mínimos estándar que se espera tengan los elementos prefabricados, aunque cabe aclarar que no son de acatamiento obligatorio.

## Definición de cargas

Se contempló una carga temporal distribuida en el techo de  $40 \text{ kgf/m}^2$  repartida por áreas tributarias a las columnas. Se determinó que la columna con mayor carga temporal recibe 150 kgf.

El cálculo de carga permanente tomó en cuenta el peso de la cubierta, cerchas, cielo raso, e instalaciones electromecánicas; estas se distribuyeron por áreas tributarias a las columnas. Se obtuvo que la columna más cargada soporta 78,75 kgf.

La definición de los parámetros sísmicos se encuentra en el anexo 1, los resultados se muestran en el cuadro 11.

**Cuadro 11.** Parámetros sísmicos utilizados

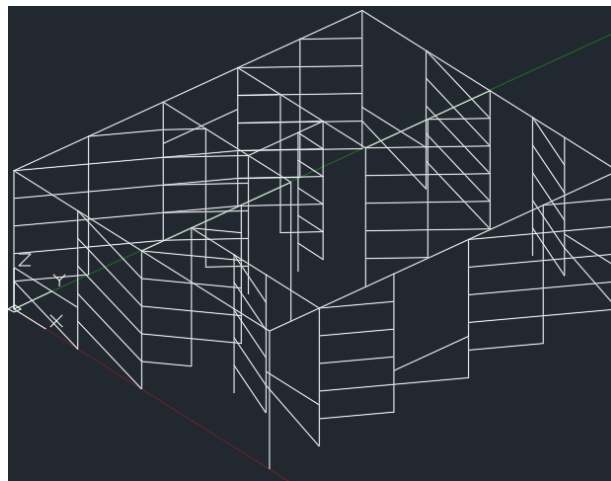
Factor	Valor
Zona sísmica	IV
Tipo de suelo	III
$a_{ef}$	0,44
SR	1,2
I	1
$\mu$	1,5
T	0,08
FED	1,77
C	0,65

Cabe destacar que se consideró las zona sísmica y tipo de suelo que resultaran en la aceleración efectiva más crítica. La sobrerresistencia y ductilidad se definieron siguiendo lo explicado por Otárola (2015, p. 65) y Bogantes (2020, p. 88) respectivamente.

Finalmente se obtuvo un coeficiente sísmico de 0,65.

## Modelo

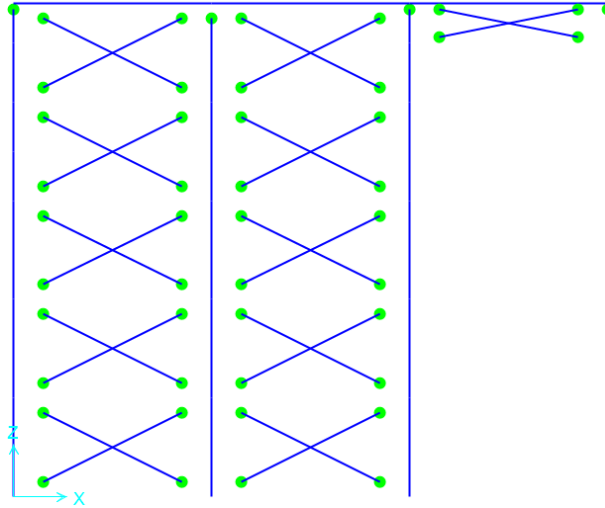
Primeramente se realiza un dibujo tridimensional de la estructura, tomando en cuenta todos los elementos estructurales, recordando que las baldosas se colocan como puntales diagonales. Esto se muestra en la figura 27.



**Figura 27.** Dibujo de modelo 3D  
Fuente: Elaboración propia

Este modelo posteriormente es subido a la herramienta computacional SAP2000. Aquí primeramente se definen las propiedades geométricas y de los materiales de los elementos a utilizar que incluyen: columnas, baldosas, cargadores y vigas solera.

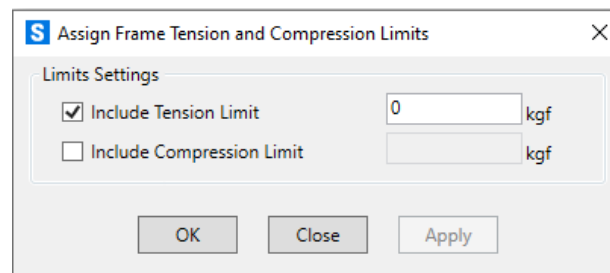
Luego se liberan los momentos flectores en las uniones donde no se transmiten, que corresponden a los extremos de los puntales y columnas, un ejemplo aplicado en un muro se muestra en la figura 28.



**Figura 28.** Modelo de muro con momentos flectores liberados  
Fuente: Elaboración propia

En la figura 28 también se puede apreciar como estos puntales representan las baldosas, las cuales al solo estar unidas de forma machihembrada con las columnas, no transmiten los momentos de estas, es por esto que el programa SAP2000 representa estos elementos separados, a pesar de estar en contacto. Las cargas axiales sí son transmitidas entre estos elementos, además, cabe destacar que por cada baldosa existen dos puntales, esto debido a que dependiendo de la dirección las cargas, las recibe un puntal o el otro, ya que en este modelo, como se explica anteriormente, los puntales solo pueden recibir cargas de compresión.

Posterior a esto es necesario definir un límite para la tensión en las baldosas para garantizar que solo se esfuercen en compresión, esto se hace con la opción mostrada en la figura 29.



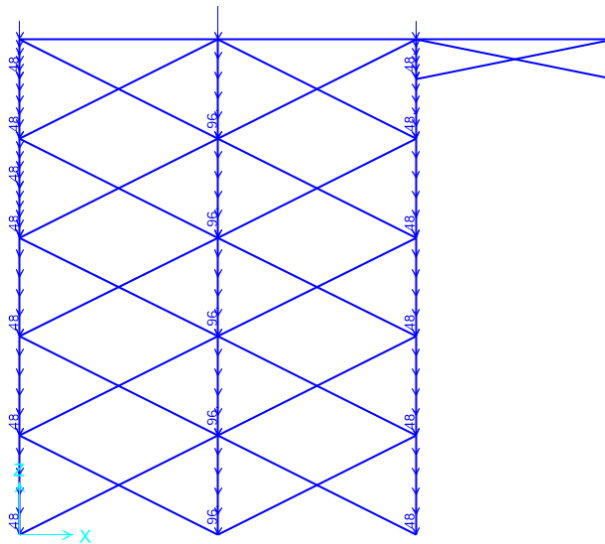
**Figura 29.** Límite de tensión  
Fuente: Elaboración propia

Se definen las cargas a aplicar. En este caso se tienen las cargas permanentes y temporales obtenidas anteriormente, las cuales se aplican puntualmente en cada columna, según como se había distribuida con áreas tributarias.

El peso propio es calculado por el programa de acuerdo a las propiedades definidas para los elementos. Para no considerar el peso de las baldosas como una carga, debido a que se apoyan en el suelo, se les asigna una masa y un peso nulo.

La carga sísmica es definida como una carga lateral automática, de forma que se ingresa el coeficiente sísmico y el programa se encarga de aplicar y distribuir la carga según la fuente de masa.

Con el fin de considerar la masa de las baldosas en la fuente de masa de SAP200, se toma el peso de las baldosas se aplica como una carga gravitacional distribuida en las columnas, de forma que cada columna reciba la mitad del peso de las baldosas que convergían, como se puede apreciar en el ejemplo de la figura 30. Cabe destacar que este peso no aparecerá como una carga al aplicar las combinaciones del CSCR 2010/14.



**Figura 30.** Distribución del peso de baldosas  
Fuente: Elaboración propia

Se definen casos de carga en los que se realizan las combinaciones del capítulo 6 del CSCR 2010/14, las cuales son:

1.  $CU = 1,4 \cdot CP$
2.  $CU = 1,2 \cdot CP + 1,6 \cdot CT + 1,6 \cdot CE$
3.  $CU = 1,05 \cdot CP + CT + CS + CE$
4.  $CU = 0,95 \cdot CP + CS + CE$

Se aplican las cargas en orden, generando diferentes casos, por ejemplo, para la combinación 2, primero un se aplica caso de carga A que parte de cero condiciones iniciales y recibe la carga del peso propio, luego un caso de carga B que parte del estado de A y agrega las cargas permanentes, finalmente un caso de carga C que toma el estado de B y aplica la carga temporal. Todo lo anterior considerando los factores indicados por el CFIA (2016, p. 6/3).

Finalmente se corre el modelo y se obtienen las fuerzas internas en todos los elementos para cada combinación de carga.

## Diseño de baldosas

Para el análisis de baldosas se obtuvieron las cargas axiales que recibían los puntales de compresión en el modelo en SAP2000, siendo que el elemento crítico recibía 822,16 kgf. Se calculó la resistencia de diseño para carga axial del puntal, la cual resultó ser 1753,32 kgf.

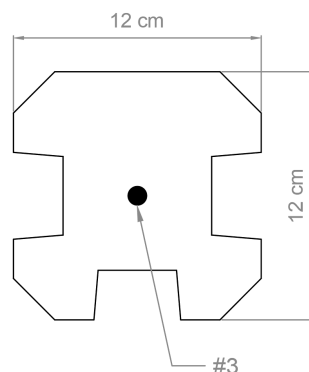
Posterior a esto, se convirtió esta carga axial a carga cortante, obteniendo una equivalencia de 528,81 kgf. Se obtuvo una resistencia de diseño al cortante de la baldosa de 4778,52 kgf . Cabe destacar que esta situación se presenta con la tercera combinación de cargas del CSCR 2010/2014, cuando se aplica el sismo en la dirección Y.

Todo lo anterior ocurre en una baldosa de medidas nominales 50 cm x 50 cm, la cual se muestra a continuación. Esta además es la que tiene la menor capacidad axial nominal, por ser la de menor área.

Para la flexión se consideró el elemento más largo, de 1,5 m, pues es más crítico. Se tiene que producto de la carga sísmica se genera un momento último, el cual corresponde a 7,47 kgf-m. Además se obtuvo una resistencia de diseño, siguiendo lo establecido en la INTE C131 2019 y considerando el factor de reducción, correspondiente a 94,12 kgf-m.

## Diseño de columnas

La columna más cargada según los datos obtenidos, corresponde a una de 3 ranuras, por lo que su sección transversal es como en la figura 31.



**Figura 31.** Sección transversal de la columna

El análisis en SAP2000 arrojó una carga última en compresión de 458,25 kgf. Se obtuvo una resistencia de diseño para carga axial correspondiente a 18291,07 kgf.

Al no existir cargas mayores a un 10% de su capacidad en compresión, se tiene que el diseño del elemento se rige por flexión. Se procede a obtener entonces la flexión última, la cual responde a un momento flector de 177,36 kgf-m. La resistencia de diseño de estas columnas, de acuerdo con la INTE C131-2019 y su respectivo factor de reducción, es de 305,91 kgf-m.

En cuanto al cortante se obtuvo una carga última de 426,14 kgf. Por su parte, la resistencia de diseño calculada para esta columna es de 434,05 kgf. Esta resistencia de diseño resulta de la interacción con la carga axial, por lo que para compararlas se realizó el cálculo para todas las columnas, a continuación el cuadro 12 muestra las 10 más críticas.

**Cuadro 12.** Resultados de cortante en columnas críticas

<b>Pu (kgf)</b>	<b>Vu (kgf)</b>	<b><math>\phi</math> Vn (kgf)</b>	<b><math>\phi</math> Vu/Vn</b>
22,45	426,14	434,05	0,9818
27,89	426,22	434,51	0,9809
29,02	426,14	434,60	0,9805
35,15	426,22	435,12	0,9795
10,70	422,59	433,06	0,9758
17,26	422,59	433,61	0,9746
19,44	422,68	433,80	0,9744
26,70	422,68	434,41	0,9730
1,05	407,16	432,25	0,9420
7,68	407,20	432,81	0,9408

## Diseño de vigas solera

Primeramente se contempló el diseño con la viga de acero laminado en frío.

Se realizaron los cálculos de flexión para la viga más crítica, la cual, al estar en una pared con una longitud menor a 4 metros, utiliza un canal de 50x100x2,4 mm.

Se obtuvo una momento flector último del 117,57 kgf-m, el cual se ve cubierto por la resistencia de diseño calculada de 313,71 kgf.

El cortante último también de obtiene para una viga de canal 50x100x2,4 mm y corresponde a 121,03 kgf, que se compara con los 3168,33 kgf que los cálculos indican es la resistencia de diseño del elemento.

Las estimaciones que contemplan la interacción cortante-flexión siguiendo el AISI S100-16, indican que el caso más crítico tiene una relación de 0,3061.

En el caso de la utilización de madera, se diseñó con la especie *Vatairea lundelli* de grado 1, la cual es llamada popularmente como Amargo, Mora, o Cocobolo de San Carlos. No debe



confundirse con la *Dalbergia retusa* Hemsl que es otra especie también conocida como Cocobolo y que es vedado en el país por estar en peligro de extinción según el MINAE (2008).

El momento flector para la resistencia de diseño, contemplando todos los factores de ajuste, resultó en 90,23 kgf-m para la combinación 1; 120,3 kgf-m para la combinación 2; y 150,38 kgf-m tanto para la combinación 3 como la combinación 4. El momento flector último obtenido no supera el disponible, siendo de 60,29 kgf, 117,57 kgf, 115,37 kgf y 114,62 kgf, para las combinaciones 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

En cuanto a la resistencia de diseño a cortante para la madera, se obtuvo que para la combinación 1 es de 82,5 kgf; para la combinación 2 es de 110 kgf; y para la combinación 3 y 4 tiene un valor de 137,5 kgf. Los cortantes últimos obtenidos son: 60,59 kgf para la combinación 1; 94,03 kgf para la combinación 2; 120,73 kgf para la combinación 3; y 121,03 kgf para la combinación 4. Con esto se tienen todas las fuerzas de cortante soportadas.

## Diseño de cimientos

Al tratarse de un bloque rígido, se realizaron los cálculos siguiendo el capítulo 4.3.6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición).

Se tiene que tanto la excentricidad como la presión lateral dependen de una interacción de cargas, por lo que se realizan los cálculos para todos los cimientos. Con esto se obtienen las siguientes 10 fundaciones más críticas, siendo 10,44 tonf /m<sup>2</sup> la presión mayor, que correspondería a la carga última. Esta se compara con la resistencia de diseño, que se obtiene aplicando un factor de reducción a la capacidad mínima establecida en el CSCR 2010/14, que finalmente equivale a 20,4 tonf /m<sup>2</sup>.

**Cuadro 13.** Resultados de presión en fundaciones críticas

<b>Pu (kgf)</b>	<b>Vu (kgf)</b>	<b>Mu (kgf-m)</b>	<b>q<sub>máx</sub> (tonf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>pl (tonf/m<sup>2</sup>)</b>
410,53	416,84	177,30	10,44	8,47
396,90	416,91	177,36	10,29	8,48
401,46	416,84	73,09	9,09	6,67
388,69	416,91	73,13	8,95	6,67
334,96	348,02	148,01	8,63	7,08
324,68	347,98	148,02	8,51	7,07
272,38	337,90	141,98	7,77	6,84
261,64	337,97	142,04	7,65	6,84
325,89	348,02	61,00	7,48	5,57
316,47	347,98	61,02	7,38	5,57

Todos los cimientos estaban al menos un 50% en compresión.

## Control de desplazamientos

El desplazamiento horizontal máximo encontrado fue de 12,46 mm. Con esto, la deriva obtenida fue de 0,009, la cual se compara con los 0,010 que dicta el CFIA (2016, p. 7/14).

# Análisis de los resultados

Definitivamente el sistema prefabricado permite aumentar la velocidad de construcción y reducir el costo de la misma, en gran parte gracias a la practicidad que aporta la modulación de las paredes (Holcim, 2023, p. 90). Esta modulación se facilita bastante si se toman en cuenta dimensiones de pared mayores a 0,5 m y que sean múltiplos de 0,25 m, debido a que así son las longitudes nominales de baldosa encontradas en el mercado, con lo cual, si esto se considera desde un inicio, no es necesario redimensionar recintos, lo que sucedería si no se diseña desde un inicio tomando en cuenta estas medidas. Además de la longitud de las paredes, es importante considerar las aperturas que existan, tanto para colocar ventanas, como para colocar puertas, ya que estas deberán quedar entre dos columnas, por lo que, por ejemplo para las puertas, se suele utilizar un ancho de 1 m.

En cuanto a dimensiones el diseño evaluado cumple con los requerimientos para poder aplicar el método simplificado, siendo algo positivo para las viviendas unifamiliares de bien social, ya que al ser pequeñas variaciones de este diseño típico, la mayoría cumpliría las consideraciones generales para aplicar este método simplificado, reduciendo drásticamente la cantidad de cálculos requeridos para su diseño y facilitando con esto el desarrollo de más proyectos de este tipo.

Profundizando en estas consideraciones, se tiene que el área del proyecto es poco más de la quinta parte del máximo establecido por el CSCR 2010/14 de 200 m<sup>2</sup>. Teniendo en cuenta que la mayoría de proyectos de vivienda unifamiliar en el país cuentan con un área entre 40 y 70 m<sup>2</sup> (Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos, 2018, p. 7), áreas cercanas a la de la propuesta, con lo cual se puede decir que el área de construcción no debería preocupar tanto al momento de realizar un diseño similar ya que aún queda mucho margen para expandirla.

La mayoría de viviendas prefabricadas con el sistema baldosa-columna utiliza en sus muros 5 baldosas de 0,5 m de altura (MT Sistemas, 2022, p. 3), como es el caso del diseño en estudio. Esta altura cumple con los límites establecidos en el CSCR 2010/14 e incluso deja margen para colocar una baldosa de altura adicional, con lo que típicamente se cumplirá este parámetro, de forma que la altura no suele ser un factor que evite la aplicación de el método simplificado en el diseño de viviendas unifamiliares de un nivel.

El diseño cumple con las longitudes mínimas de pared. Incluso, de no contar con paredes internas, en este caso, aún así se cumpliría con ello, pues aun se cuenta con un margen a favor. Teniendo en cuenta que muchas viviendas unifamiliares tienen dimensiones similares. Esto lleva a inferir que la mayoría de divisiones para recintos típicos de vivienda unifamiliar aportaría las longitudes de pared mínimas requeridas.

Al diseñarse modelos de vivienda unifamiliar con el sistema prefabricado horizontal con paredes de máximo 6 metros de longitud, directamente se cumple con la estabilidad lateral requerida por el CSCR 2010/14. De todas formas, en diseños de viviendas que requieran paredes más largas, el CSCR 2010/14 permite agregar vigas o paredes perpendiculares a estas, de forma que existen soluciones para diseñar recintos con paredes más largas y seguir aplicando el método de diseño simplificado.

Para el diseño de los elementos estructurales de la vivienda no se requiere de ningún cálculo estructural aplicando el método simplificado, sino que solo se seleccionan los diagramas y detalles establecidos en el capítulo 17 del CSCR 2010/14 para definir las dimensiones y características de estos elementos. Sin embargo, cabe aclarar que existen algunas ambigüedades entre la redacción de algunas indicaciones y el diagrama que ejemplifica las mismas para algunos elementos estructurales, es importante tener claro cuales son los parámetros correctos para dimensionar y diseñar estos elementos, es por esto que se incluyen las aclaraciones correspondientes, así como otros conceptos importantes en la guía de diseño que se encuentra como un apéndice de este proyecto.

En la aplicación del diseño formal para el proyecto habitacional seleccionado, fue necesario crear un modelo estructural que representara bienamente las propiedades de la edificación. Lo que más destaca es la modelación de las baldosas, ya que por como están dispuestas no se unen directamente a las columnas y transmiten las cargas gravitacionales directamente al suelo, es por esto que se sigue la recomendación de Otárola (2015) modelándolas como puntales equivalentes. Se puede notar que este proceso de modelación se asemeja al establecido por el CSCR 2010/14 para mampostería en la sección 9.9.5.

Del modelo propuesto también se puede notar que se libera la transmisión de momento flector entre baldosas y columnas, y entre columnas y vigas solera. Esto debido a que en la realidad, por la disposición de estos elementos, no se da la transmisión de momentos.

Para seguir aplicando el diseño formal se tomaron en cuenta las cargas temporales, permanentes y sísmicas, las cuales fueron calculadas según lo establecido en el CSCR 2010/14, procurando siempre definir las para la situación menos favorable, con lo cual se obtiene un coeficiente sísmico elevado, correspondiente a 0,65, el cual al aplicarse a la masa de la edificación presenta importantes reacciones. En cuanto a la carga temporal, se sigue el cuadro 6.1 del CSCR 2010/14 para obtener el valor de la carga distribuida, esta, a través del método de áreas tributarias es repartida entre las columnas, teniendo la columna más cargada con 150 kgf, de forma similar, se distribuye la carga permanente para la cual se consideró el peso de la cubierta de techo, las cerchas, el cielo raso y las instalaciones electromecánicas, siendo que la columna más cargada recibe 78,75 kgf. Los resultados se asemejan a los considerados por Otárola (2015) en su evaluación de la demanda de elementos estructurales de estructuras prefabricadas. Estas cargas se combinan de acuerdo con los factores establecidos en el CSCR 2010/14 y se obtienen los requerimientos estructurales de los elementos, lo cual se analizará en los siguientes párrafos.

En el análisis de esfuerzos internos en los elementos, a continuación se toma en cuenta la relación demanda/capacidad, que resulta de dividir la carga última entre la resistencia de diseño, para así dimensionar qué tan cargados están los elementos.

Las baldosas, como se menciona anteriormente, son modeladas como puntales, los cuales admiten cargas únicamente a compresión, por lo que los resultados obtenidos en el programa computacional SAP2000 para las fuerzas internas de las baldosas corresponden a cargas axiales. En este caso, el elemento crítico recibe 822,16 kgf de carga última, el cual genera una relación de 0,4589 con respecto a su resistencia de diseño. Si bien aún se cuenta con un buen margen de seguridad, es importante tener en cuenta que la resistencia a esta carga depende directamente del área de la baldosa, por lo que sería arriesgado utilizar baldosas de dimensiones menores a 0,5 m. Además hay que tener en cuenta que la esbeltez reduce también esta capacidad, por lo

que el riesgo aumenta si se utilizan baldosas de longitudes mayores a 1,5 m. Por lo anterior, se tiene que el rango de longitudes nominales de baldosa utilizadas, de 0,5 m a 1,5 m, es adecuado para soportar estas cargas, sin embargo, si se tienen dimensiones fuera de este rango, existe la posibilidad de que no se soporten las solicitaciones de carga.

En términos de cortante, la baldosa la carga última tiene una relación de 0,1107 comparado con la resistencia de diseño, la cual se estimó en 4778,52 kgf, significando que no sucede un caso de falla por cortante en las baldosas de la vivienda analizada. De acuerdo con lo calculado, el momento último generado por la carga sísmica en las baldosas es de 7,47 kgf-m que representa un 0,0794 de la resistencia de diseño que deben tener las baldosas, considerando la INTE C131-2019, por lo tanto, las flexión generada en las baldosas no resultan comprometedoras para la integridad de la estructura, siendo que están cubiertas por un buen margen ante las cargas típicamente presentadas.

Las columnas cuentan con una resistencia de diseño a la compresión alta que se calculó en 19291,07 kgf, y las cargas recibidas llegan a ser como máximo un 0,0234 de esta resistencia para todas las combinaciones aplicadas en este diseño. Este cálculo se hizo teniendo en cuenta un refuerzo longitudinal de 1 varilla #3, considerando que existen en el mercado incluso columnas mejor reforzadas, se puede decir que las viviendas podrán contener fácilmente las cargas gravitacionales en las columnas. Este gran margen también evita que se generen cargas a flexocompresión. Se presentan solo cargas a flexión pura, se genera una relación demanda/capacidad de 0,3836 tomando en cuenta la resistencia establecida en la INTE C131-2019 y que corresponde a 3000 N-m, y al aplicarle el factor de reducción resulta en 305,91 kgf-m. Por lo que se cuenta con suficiente margen para asegurar la integridad de las columnas ante cargas de momento que se puedan producir.

En las columnas, el cortante es el que más preocupa, pues aplicando las combinaciones del CSCR 2010/14 se presentan muchas cargas que superan el 90 % de la resistencia de diseño que se estimó en 433,48 kgf. La carga última asciende a los 426,14 kgf, lo cual representa un 0,9818 de la resistencia de diseño a cortante de la columna. Si bien es cierto, se cumple con el requerimiento, se juega al límite, por lo que sería importante considerar opciones que refuercen mejor para el cortante estos elementos, lo cual ya se ha implementado en el mercado con, por ejemplo, columnas pretensadas.

Las vigas solera arroja resultados importantes. En cuanto a flexión, el canal atiesado propuesto en el CSCR 2010/14 cumple con la capacidad requerida por la viga crítica en este diseño, teniendo una carga última de 117,57 kgf-m, genera una relación de 0,3748 con la resistencia de diseño calculada, dejando un buen margen disponible. En cuanto a cortante esta sección logra controlar la carga bastante bien, requiriendo 0,0382 del cortante disponible en la resistencia de diseño, el cual se calculó en 3168,33 kgf. La interacción de estas cargas no representa un problema mayor, debido a que en el AISI S100-16 se establece que de la ecuación resulte una proporción menor a 1 y, en este caso, se tiene que el caso más crítico resulta en 0,3061, por lo que se cuenta con buen margen.

Estos mismos resultados de SAP2000 para las vigas solera se comparan con las capacidades de una viga de madera *Vatairea lundelli*, el cual según el MINAE es una madera semidura (1999), tal como lo solicita el CSCR 2010/14, y en este caso también se soportan todas las cargas requeridas por el diseño propuesto, sin embargo el margen disponible varía drásticamente

en comparación al canal de acero laminado. Se tiene una menor capacidad disponible a flexión y cortante, en comparación a la viga de acero. La flexión última lleva la pieza a un 0,9768 de los 120,3 kgf-m que se calculó como resistencia de diseño, lo cual sucede en el caso de la combinación 2 del CSCR 2010/14 que resultó ser la más crítica. En términos de cortante, la combinación 4 es la que más compromete el elemento analizado, cargando la viga con 121,03 kgf que representan un 0,8802 de la resistencia de diseño.

La excentricidad producida en los cimientos se calcula con consideraciones especiales del Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que se trata de un bloque rígido. Según lo obtenido, la cimentación crítica responde con una presión máxima que de 10,44 tonf /m<sup>2</sup> que representa 0,5118 de la resistencia de diseño, dejando un buen margen de seguridad. Sin embargo, en este caso se contó siempre con la relación  $q_{\min}/q_{\max} < 0,25$ , pero de presentarse un caso en el que se supere esa relación con las combinaciones 1 o 2 del CSCR 2010/14, el factor de reducción castigaría más la presión nominal, de forma que la presión máxima calculada representaría más de un 96 % de la resistencia. Además de esto, todos los cimientos estaban tenían al menos 50 % se superficie sometida a compresión, cumpliendo con los requerimientos del Código de Cimentaciones de Costa Rica

De lo anterior, cabe aclarar que se habla de presión y capacidad soportante nominal última del suelo, es decir, no debe confundirse con la capacidad admisible. En cualquier caso, la capacidad mínima propuesta por el CSCR 2010/14 cumple con los requerimientos del diseño en estudio.

En temas de control de desplazamientos, la edificación, al ser considerada categoría B y de tipo otros, debe cumplir con el límite de 0,010, al cual se acerca, pero no sobrepasa, por lo que se verifica su cumplimiento. Esto habla positivamente del sistema estructural, ya que cumple con el límite más conservador de derivas para las edificaciones categoría D, aunque si bien es cierto, no existe una clasificación clara para el tipo de sistema que debería tomarse en cuenta para clasificar el prefabricado baldosa-columna. Que se haya logrado cumplir con este parámetro es muy importante, primeramente porque es un requisito establecido por el CFIA, pero además porque al ser un sistema modular con uniones machihembradas, los desplazamientos grandes podrían generar que las baldosas terminen desacomodadas y con ello se comprometa la estructura.

# Conclusiones

- Es posible aplicar un modelo de la estructura que represente de forma práctica la respuesta de la vivienda tanto para cargas paralelas como perpendiculares al plano.
- Los detalles para el diseño simplificado de elementos propuestos por el CFIA (2016) en el capítulo 17 del CSCR 2010/14 son suficientes para cumplir con las solicitudes de carga de la vivienda en baldosas, columnas, cimientos y vigas solera.
- Los elementos que se encontraron más cercanos a utilizar toda su capacidad al ser cargados fueron las vigas solera de madera en casos de flexión y cortante, así como las columnas sometidas a fuerzas cortante.

# Recomendaciones

- Es importante tener en cuenta las longitudes nominales de baldosa ofrecidas por los fabricantes para modular correctamente la vivienda y con ello evitar el desperdicio de materiales y demoras en la construcción.
- Se recomienda realizar un estudio estadístico que reflejan si mayoría de diseños de vivienda unifamiliar prefabricada en el país cumplen con las consideraciones generales establecidas en CSCR 2010/14 para aplicar el diseño simplificado.
- Para tener un análisis más completo de las vigas solera en madera, se recomienda realizar un estudio considerando la capacidad de distintas especies y delimitar una longitud de pared en la que no se vean comprometidas.



# Referencias

- American Iron and Steel Institute. (2016). The North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. *Cold-Formed Steel Engineers Institute*.
- American Wood Council. (2018). National Design Specification for Wood Construction. *American National Standards Institute*.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2010). Código de Cimentaciones de Costa Rica (2da edición). *Editorial Tecnológica de Costa Rica*.
- Banco Hipotecario de la Vivienda. (2023a). *Estadísticas del bono de vivienda*. Consultado el 7 de junio de 2023, desde [https://www.banhvi.fi.cr/bono/montos\\_segun\\_ingreso\\_familiar.aspx](https://www.banhvi.fi.cr/bono/montos_segun_ingreso_familiar.aspx)
- Banco Hipotecario de la Vivienda. (2023b). *Montos de bono según ingreso familiar*. Consultado el 7 de junio de 2023, desde [https://www.banhvi.fi.cr/bono/montos\\_segun\\_ingreso\\_familiar.aspx](https://www.banhvi.fi.cr/bono/montos_segun_ingreso_familiar.aspx)
- Bogantes, V. (2020). Evaluación experimental del comportamiento de elementos prefabricados de concreto (baldosas horizontales y columnas), bajo la aplicación de cargas perpendiculares al plano de la pared. *Repositorio del SIBDI-UCR*. <http://repo.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/13017>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2016). Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 (5ta edición). *Editorial Tecnológica de Costa Rica*.
- Concrepal. (2022). Prefabricado Horizontal ficha técnica. <https://www.concrepal.com/wp-content/uploads/2022/03/Prefabricado-Horizontal-ficha-tecnica.pdf>
- Holcim. (2023). Manual Técnico HMS. [https://www.holcim.cr/sites/costarica/files/2023-02/manual\\_tecnico\\_hms.pdf](https://www.holcim.cr/sites/costarica/files/2023-02/manual_tecnico_hms.pdf)
- Instituto Nacional de Estadística y Censo. (2023). Sistema de Consulta: Encuesta Nacional de Hogares. *INEC*. <https://inec.cr/sistemas-de-consulta>
- Metalco. (s.f.). Ficha técnica Perfil tipo C y Z. <https://metalco.net/wp-content/uploads/2022/09/FT-Perfil-Cy-Z-080922.pdf>
- Ministerio de Ambiente y Energía de Costa Rica. (1999). N° 27693-MINAE-H. *La Gaceta: Diario Oficial*.
- Ministerio de Ambiente y Energía de Costa Rica. (2008). N° 25700-MINAE. *La Gaceta: Diario Oficial*.
- Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos. (2018). Compendio Estadístico de Vivienda 2018. [https://www.mivah.go.cr/Documentos/estadisticas/compendio\\_estadistico/Compendio\\_Estadistico\\_2018.Informe.pdf](https://www.mivah.go.cr/Documentos/estadisticas/compendio_estadistico/Compendio_Estadistico_2018.Informe.pdf)
- Mora, M. A., Villalba, J. D. & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista ingenierías universidad de Medellín*. [http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1692-33242006000200006](http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1692-33242006000200006)
- MT Sistemas. (2022). Prefabricado Horizontal ficha técnica. <https://www.mtsistemas.cr/descargas/manual-constructivo.pdf>

- Otarola, K. (2015). Evaluación de la demanda de resistencia para elementos de estructuras tipo Prefa (baldosas horizontales y columnas) sometidas a carga lateral según el CSCR-10. *Repositorio del SIBDI-UCR*. <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/2670>
- Tuk, J. (2019). Madera: diseño y construcción (2da ed.) *Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica*.
- Villalobos, F. (2018). ¿Cuánto conoce usted realmente de las casas 'prefa'? *Blog LANAM-MEUCR*. <https://bloglanammeucr.blogspot.com/2018/02/cuanto-conoce-usted-realmente-de-las.html>

# Anexos

# Anexo 1. Glosario

## Ecuacion 1

$a_{ef}$ : Aceleración pico efectiva

$I$ : Importancia de la edificación

$FED$ : Factor Espectral Dinámico

$SR$ : Factor de sobrerresistencia

## Ecuacion 2

$V$ : Cortante en la base

$C$ : Coeficiente sísmico

$W$ : Peso total del edificio para efectos sísmicos

## Ecuacion 3

$w$ : Ancho equivalente

$d_b$ : Longitud de la diagonal de la baldosa

## Ecuacion 4 y 12

$P_u$ : Carga axial última

$P_n$ : Resistencia nominal para carga axial

$\phi$ : Factor de seguridad para carga axial

## Ecuacion 5, 5 y 7

$f'_c$ : Resistencia en compresión del concreto a 28 días

$A_e$ : Área efectiva de la baldosa

$R_e$ : Factor de reducción por esbeltez

$t$ : Espesor del muro

$t_e$ : Espesor de la baldosa

## Ecuacion 8 y 16

$V_u$ : Cortante ultimo

$V_n$ : Resistencia nominal para cortante

$\phi$ : Factor de seguridad para cortante

## Ecuacion 9

$V_n$ : Resistencia nominal para cortante

$l_b$ : Longitud de la baldosa

$h_b$ : Altura de la baldosa

$M_c$ : Momento flector de las columnas

### **Ecuacion 10, 14**

$M_u$ : Momento ultimo  
 $M_n$ : Resistencia nominal para momento  
 $\phi$ : Factor de seguridad para momento

### **Ecuacion 11 y 13**

$P_u$ : Carga axial última  
 $P_n$ : Resistencia nominal para carga axial  
 $f'_c$ : Resistencia en compresión del concreto a 28 días  
 $f'_y$ : Límite de fluencia del acero  
 $A_e$ : Área efectiva de la sección transversal de la columna  
 $A_s$ : Área de acero en la transversal de la columna

### **Ecuacion 15**

$V_n$ : Resistencia nominal para cortante  
 $\lambda$ : Factor de modificación de peso de concreto  
 $\lambda_s$ : Factor de modificación de resistencia a cortante  
 $\rho_w$ :  $A_s/b_w$   
 $N_u$ : Carga axial en la columna  
 $A_g$ : Área bruta de la sección transversal de la columna  
 $b_w$ : Ancho del alma del cimiento  
 $d$ : Distancia desde la última fibra en compresión hasta el centroide del refuerzo

### **Ecuacion 17, 18, 19, 20, 21, 22 y 25**

$M_u$ : Momento ultimo  
 $M_n$ : Resistencia nominal para momento  
 $\phi$ : Factor de seguridad para momento  
 $F_y$ : Esfuerzo de fluencia  
 $F_n$ : Esfuerzo nominal de flexión  
 $F_{cr}$ : Esfuerzo critico de pandeo  
 $C_b$ : Coeficiente de flexión  
 $r_o$ : Radio polar de giro  
 $S_x$ : Módulo de sección plástico  
 $\sigma_y$ : Esfuerzo flector de pandeo  
 $\sigma_t$ : Esfuerzo torsional de pandeo  
 $\sigma_t$ : Esfuerzo torsional de pandeo

### **Ecuacion 23, 24 y 25**

$V_u$ : Cortante ultimo  
 $V_n$ : Resistencia nominal para cortante  
 $\phi$ : Factor de seguridad para cortante  
 $A_w$ : Área del alma del perfil  
 $F_{cr}$ : Esfuerzo critico de pandeo

### **Ecuacion 26, 27, 28, 29 y 30**

$S$ : Módulo de sección  
 $b$ : Ancho de la sección  
 $h$ : Altura de la sección  
 $M_n$ : Resistencia nominal para momento  
 $F'_{bn}$ : Esfuerzo de diseño para flexión ajustado  
 $F'_{vn}$ : Esfuerzo de diseño para flexión ajustado  
 $A_w$ : Área de la sección  
 $V_u$ : Cortante ultimo  
 $V_n$ : Resistencia nominal para cortante  
 $\phi$ : Factor de seguridad para cortante

### **Ecuacion 31, 32, 33, 34, 35 y 36**

$e$ : excentricidad  
 $M_u$ : Momento ultimo  
 $V_u$ : Cortante ultimo  
 $P_u$ : Carga axial última  
 $H$ : Altura del bloque rígido  
 $B$ : Lado mínimo del bloque rígido  
 $L$ : Lado máximo del bloque rígido  
 $\eta$ :  $K_h/K_{sl}$   
 $A_w$ : Área del bloque rígido  
 $q_{min}$ : Presión mínima  
 $q_{máx}$ : Presión máxima  
 $\phi$ : Factor de seguridad para cimentaciones  
 $q_n$ : Resistencia nominal para cimentaciones

### **Ecuacion 37 y 38**

$\delta$ : Deriva inelástica  
 $\delta^e$ : Deriva elástica  
 $d^e$ : Desplazamiento horizontal  
 $\Delta h$ : Altura del nivel

## **Anexo 2. Memoria de cálculo**

# Determinación de carga temporal

Se selecciona la carga temporal correspondiente según el siguiente cuadro

Destino del piso	Carga temporal (kg/m <sup>2</sup> )
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

## Carga temporal

40 kg/m<sup>2</sup>

# Determinación de carga permanente

Se contemplan las siguientes cargas, las cuales para una vivienda prefabricada, según Otárola (2015, p. 66) corresponden a:

Estructura	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Cubierta	5
Cerchas	10
Cielo raso	5
Instalaciones	1

Se suman y se obtiene

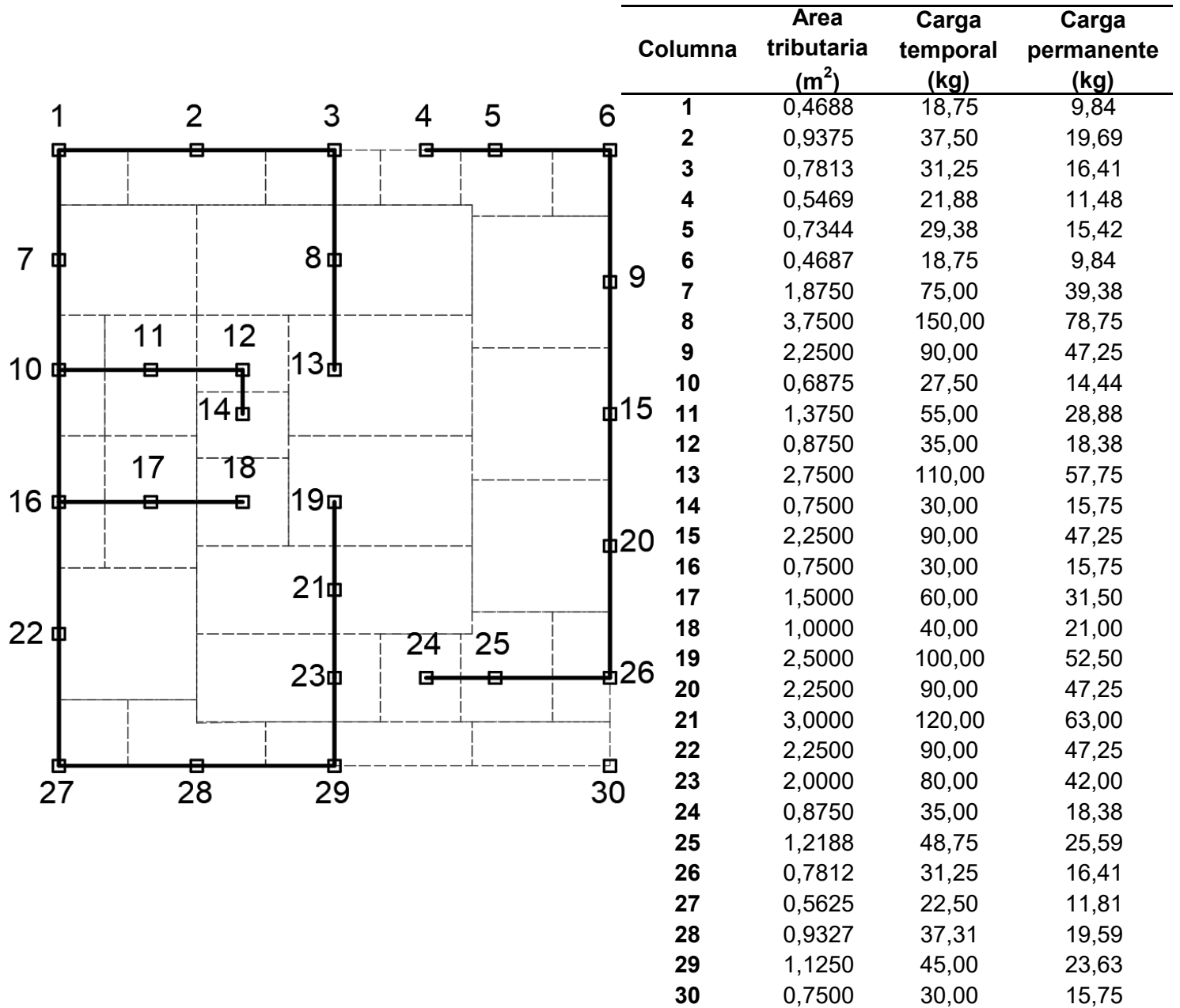
## Carga permanente

21 kg/m<sup>2</sup>



# Distribución de las cargas permanentes y temporales

Se enumeran las columnas para luego asignar cuánta área tributa. Luego se obtienen las cargas puntuales al multiplicar las cargas distribuidas por el área tributaria de cada columna.



# Determinación de la carga sísmica

La zona sísmica y el tipo de suelo se seleccionan de acuerdo a la ubicación geográfica del proyecto y características del suelo soportante, sin embargo, al ser este un caso genérico, no se tienen datos específicos del proyecto, sino que se busca diseñar en el escenario menos favorable. Para ello se selecciona la zona más sísmica y el tipo de suelo con el que se obtiene una mayor aceleración efectiva.

**Zona sísmica**

IV

**Suelo**

III

Con lo anterior se obtiene la aceleración efectiva

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
<b>S<sub>1</sub></b>	0,20	0,30	0,40
<b>S<sub>2</sub></b>	0,24	0,33	0,40
<b>S<sub>3</sub></b>	0,28	0,36	0,44
<b>S<sub>4</sub></b>	0,34	0,36	0,36

**a<sub>ef</sub>**

0,44

Para la sobrerresistencia se requiere clasificar el tipo de estructura, en el caso del prefabricado no se cuenta con una específica, por lo que se utiliza la que resulta más conservadora, clasificándolo como otro, lo cual coincide además con lo considerado por Otárola (2015, p. 65).

Tipo de estructura	SR
<b>Marco</b>	
<b>Muro</b>	2,0
<b>Dual</b>	
<b>Voladizo</b>	
<b>Otros</b>	1,2

**SR**

1,2

Para determinar el factor de importancia se lee el siguiente cuadro, considerando que se trata de una edificación tipo D

Grupo	Descripción	Factor I
<b>A</b>	Edificaciones e instalaciones esenciales	1,25
<b>B</b>	Edificaciones e instalaciones riesgosas	1,25
<b>C</b>	Edificaciones de ocupación especial	1,00
<b>D</b>	Edificaciones de ocupación normal	1,00
<b>E</b>	Edificaciones misceláneas	0,75

**I**

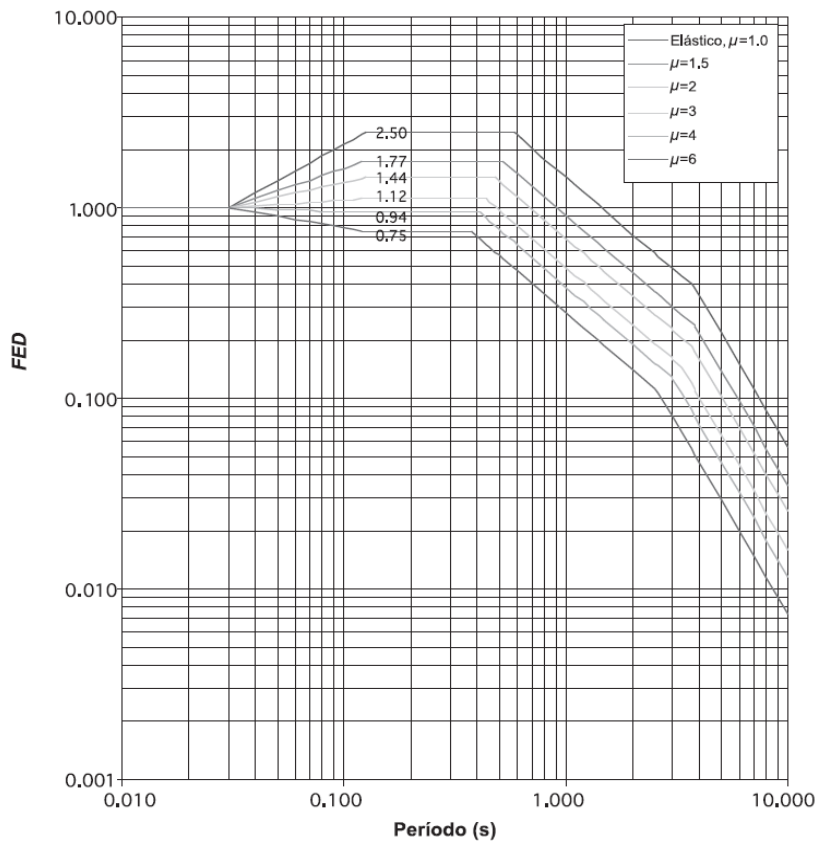
1,00

Para la ductilidad global asignada, se tiene una estructura regular, ya que de acuerdo con lo expuesto por el CFIA (2016, p. 4/8) en el CSCR 2010 (Revisión 2014) no aplican irregularidades, ya que se trata de un edificio de un solo nivel cuyo único "entrepiso" corresponde a un diafragma flexible. Además, al ser una estructura nueva se considera una ductilidad local óptima, lo cual coincide con lo planteado por Bogantes (2020, p. 88).

Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1,5
voladizo b	X			X	1,0
voladizo c		X	X		1,0
voladizo d		X		X	1,0

$\mu$   
1,5

Con el parámetro anterior se obtiene el FED para el periodo en el que este resulta máximo, utilizando el espectro para zona sísmica IV suelo III



FED  
1,77

Finalmente se calcula el coeficiente sísmico con la ecuación

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR}$$

**C**

0,65

Este coeficiente es introducido en el programa SAP2000 el cual se encargará de distribuir la carga sísmica tomando en cuenta este coeficiente y la masa de los elementos.

# Diseño de baldosas

Estos elementos fueron modelados en SAP2000 como puntales equivalentes que reciben únicamente fuerzas de compresión, posteriormente se obtuvieron los resultados para la baldosa más cargada.

$h_b := 0,5 \text{ m}$	Alto para baldosa de 150x50 cm
$l_b := 0,42 \text{ m}$	Largo para baldosa de 150x50 cm
$d_b := \sqrt{h_b^2 + l_b^2} = 0,65 \text{ m}$	Diagonal para baldosa de 50x50 cm
$t_b := 3,8 \text{ cm}$	Espesor típico de baldosa en el mercado
$t := \frac{12 \text{ cm} + 3,8 \text{ cm}}{2} = 7,9 \text{ cm}$	Promedio del espesor de la baldosa y de la columna
$f'_c := 245 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia más baja encontrada en el mercado
$\phi_v := 0,55$	Factor más conservador del CSCR 2010/14 sección 9.9.5
$\phi_p := 0,55$	Factor más conservador del CSCR 2010/14 sección 9.9.5
$\phi_m := 0,65$	Factor más conservador del ACI sección 21.2.2
$M_b := 1000 \frac{\text{N m}}{\text{m}}$	Momento nominal de baldosas INTE C131 2019
$M_c := 3000 \text{ N m}$	Momento nominal de columnas INTE C131 2019
$\gamma_b := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso unitario típico del concreto en baldosas

## Compresión diagonal del puntal

Según Otárola (2015) se puede homologar el sistema de puntal equivalente del CSCR 2010/14 para mampostería (sección 9.9.5) con el sistema de baldosa columna.

Para ello se obtiene el ancho efectivo del puntal según la siguiente ecuación propuesta por Valverde (2018)

$$w := 0,0778 \cdot d_b = 5,08 \text{ cm}$$

Se calcula el área efectiva y el factor de reducción por esbeltez. Para el área efectiva Otárola (2015) indica que se puede suponer  $w$  en lugar de  $\frac{d_m}{5}$ .

$$R_e := 1 - \left( \frac{d_b}{40 \cdot t} \right)^3 = 0,9912 \quad \text{Ecuación 9-57 del CSCR}$$

$$A_e := w \cdot t_b = 19,31 \text{ cm}^2 \quad \text{Ecuación 9-58 del CSCR}$$

Se obtiene la carga axial nominal

$$P_n := 0,8 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_e) \cdot R_e \quad \text{Ecuación 9-56 del CSCR}$$

$$P_n = 3187,85 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n := \phi_p \cdot P_n = 1753,32 \text{ kgf}$$

La carga axial máxima obtenida en los puntales es producto de la combinación 4 del CSCR 2010/14 tomando el sismo en la dirección X positiva. Esta corresponde a:

$$P_u := 822,16 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, se cumple que:

$$P_u \leq \phi P_n$$

## Cortante

Para hallar el cortante último se debe despejar la ecuación 9-55 del CSCR-2010/2014

$$V_u := P_u \cdot \frac{l_b}{d_b} = 528,81 \text{ kgf}$$

Se calcula el cortante nominal. Para ello es necesario apoyarse en la ecuación 9-53 del CSCR 2010/14 eliminando la contribución del acero ya que está ausente en las juntas de baldosas y sustituyendo la resistencia de mampostería por la del concreto, además se usa el momento flector ideal de las columnas, según lo indica Otárola (2015).

$$V_n := \frac{0,03 \cdot f'_c \cdot l_b \cdot t}{1 - 0,30 \cdot \frac{h_b}{l_b}} + \frac{8 \cdot M_c}{h_b}$$

$$V_n = 8688,22 \text{ kgf}$$

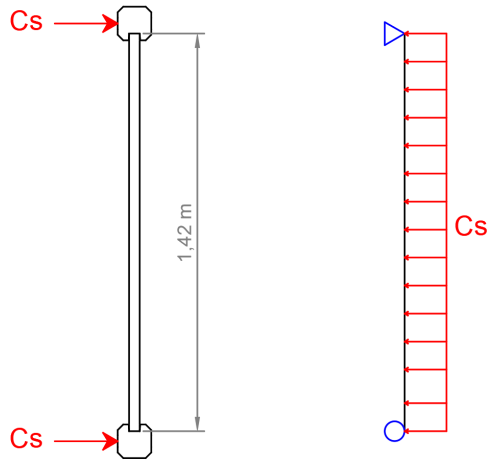
$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n = 4778,52 \text{ kgf}$$

Se cumple que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

## Flexión

Se tomará en cuenta el momento generado en las baldosas producto de la inercia que hay cuando actúa la carga sísmica en las columnas



En este caso, la situación crítica ocurre cuando se tiene la baldosa más larga, por lo que se considera:

$$l_b := 1,42$$

Se calcula la carga sísmica con el coeficiente sísmico obtenido, el cual corresponde a:

$$C := 0,65$$

$$C_s := C \cdot (\gamma_b \cdot t_b \cdot h_b) = 29,64 \frac{\text{m}}{\text{m}} \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Para esta situación de carga se sabe que el momento máximo está dado por:

$$M_u := \frac{C_s \cdot l_b^2}{8} = 7,47 \cdot \frac{1}{2} \frac{\text{kgf m}}{\text{m}}$$

La capacidad a flexión de esta baldosa se obtiene como:

$$M_n := M_b \cdot l_b = 144,8 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kgf m}$$

$$\phi M_n := \phi_m \cdot M_n = 94,12 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kgf m}$$

Se cumple que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

# Diseño de columnas

Se realizarán los cálculos para una columna con la sección transversal mostrada en la figura, esta tiene las dimensiones más comunes en el mercado, además se selecciona la que tiene 3 ranuras, debido a que esta es la que presenta menor sección transversal, por lo que representaría el caso más crítico

$$A_g := 107 \text{ cm}^2$$

Área de una columna típica 12x12

$$f'_c := 315 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia más baja encontrada en el mercado

$$f_y := 280 \text{ MPa}$$

Acero grado 40

$$A_s := 0,71 \text{ cm}^2$$

Área para 1 barra #3

$$\phi_p := 0,75$$

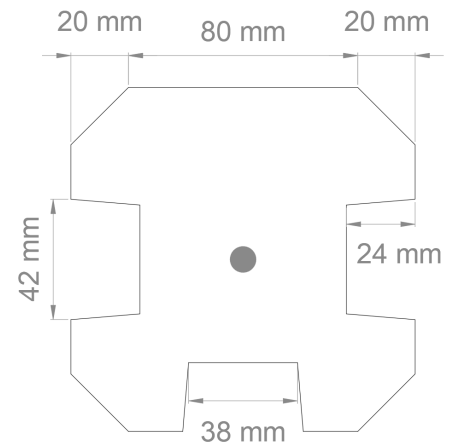
CSCR-2010 sección 8.1.4

$$\phi_v := 0,75$$

CSCR-2010 sección 8.1.4

$$\phi_m := 0,65$$

Factor más conservador del ACI sección 21.2.2



## Compresión

Se obtiene el área efectiva de concreto

$$A_e := A_g - A_s = 106,29 \text{ cm}^2$$

Se calcula la carga axial nominal de acuerdo con la sección 22.4.2 del ACI

$$P_n := 0,8 \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_e + f_y \cdot A_s) = 24389,07 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n := \phi_p \cdot P_n = 18291,81 \text{ kgf}$$

Se obtuvo la mayor carga en SAP2000 con la combinación 3 del CSCR 2010/14 en la dirección X positiva

$$P_u := 458,25 \text{ kgf}$$

Se cumple que:

$$P_u \leq \phi P_n$$

## Flexión

Se comprueba que se trata de flexión pura y no de flexocompresión

Para ello se comprueba que no reciban fuerzas mayores a un 10% de su capacidad en compresión

$$0,1 \cdot f'_c \cdot A_g = 3370,5 \text{ kgf}$$

Se tiene entonces que

$$0,1 \cdot f'_c \cdot A_g < P_u$$

Por lo tanto, se calcula solo a flexión pura



Se tiene que la resistencia mínima a la flexión de las columnas para vivienda prefabricada, según la INTE C131-2019 corresponde a:

$$M_n := 3000 \text{ N m} = 305,91 \text{ kgf m}$$

$$\phi M_n := \phi_m \cdot M_n = 1950 \frac{\text{m}}{\text{s}} \text{ kgf m}$$

Se obtuvo la mayor carga en SAP2000 con la combinación 4 del CSCR 2010/14 en la dirección X positiva

$$M_u := 177,36 \text{ kgf m}$$

Se cumple que:

$$M_u \leq \phi M_n$$

## Cortante

Se tienen las siguientes dimensiones:

$$b_w := 12 \text{ cm}$$

$$d := 6 \text{ cm}$$

$$A_v := 0,63 \text{ cm}^2$$

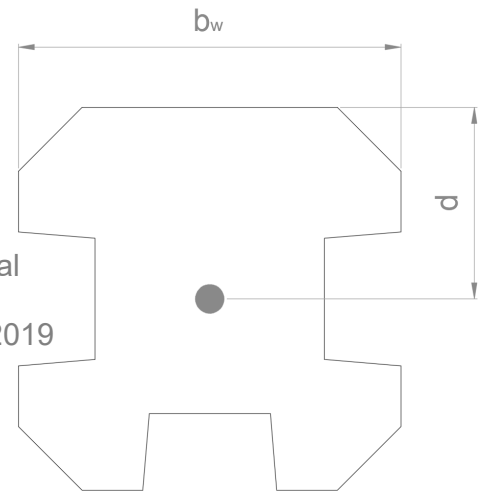
$$\lambda := 1$$

$$\lambda_s := \text{Min} \left( 1; \sqrt{\frac{2}{1 + 0,04 \cdot \frac{d}{m}}} \right) = 1$$

$$\rho_w := \frac{A_s}{b_w \cdot d} = 0,0099$$

Concreto de densidad normal

Ec. 22.5.5.1.3 del ACI 318-2019



El cortante nominal depende directamente de la carga axial aplicada. Como la comparación del  $V_n$  y del  $V_u$  depende de una interacción de cargas, es necesario realizarla para todas las columnas. A continuación se presenta para la más crítica. En esta, la carga axial fue de:

$$N_u := 22,45 \text{ kgf}$$

Se aplica la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318-2019

$$V_n := \left[ 2,1 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot \rho_w \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{cm}}} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} + \text{Min} \left( \frac{N_u}{6 \cdot A_g}; 0,05 \cdot f'_c \right) \right] \cdot b_w \cdot d = 577,98 \text{ kgf}$$

\* La ecuación ya contempla las unidades del  $f'_c$ , por lo que se quitan de la raíz y luego se vuelven a colocar

\*\* La ACI señala que  $N_u/6A_g$  no puede ser mayor a  $0,05f'_c$ , por eso se selecciona el menor de ambos

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n = 434,05 \text{ kgf}$$

El cortante obtenido en SAP2000 para la columna crítica es para la combinación 4 del CSCR 2010/14 en la dirección X positiva

$$V_u := 426,14$$

Se cumple que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

A continuación se muestran las columnas más críticas, ordenadas por relación  $V_u/\phi V_n$

$P_u$ (kgf)	$V_u$ (kgf)	$\phi V_n$ (kgf)	$\phi V_u/V_n$
22,45	426,14	434,05	0,9818
27,89	426,22	434,51	0,9809
29,02	426,14	434,60	0,9805
35,15	426,22	435,12	0,9795
10,70	422,59	433,06	0,9758
17,26	422,59	433,61	0,9746
19,44	422,68	433,80	0,9744
26,70	422,68	434,41	0,9730
1,05	407,16	432,25	0,9420
7,68	407,20	432,81	0,9408

## Diseño de vigas solera

### UTILIZANDO ACERO

Se utiliza el canal delgado de acero doblado en frío propuesto en el CSCR 2010/14 . En este caso, el más liviano corresponde al canal 50x100x2,4 mm, para el cual se tienen las siguientes propiedades.

$$E := 203000 \text{ MPa}$$

$$G := 78000 \text{ MPa}$$

$$J := 0,0924 \text{ cm}^4$$

$$C_w := 390,80 \text{ cm}^6$$

$$F_y := 230 \text{ MPa}$$

$$S_x := 15,30 \text{ cm}^3$$

$$r_x := 3,94 \text{ cm}$$

$$r_y := 1,81 \text{ cm}$$

$$x := 1,586 \text{ cm}$$

$$A := 4,93 \text{ cm}^2$$

$$h := 100 \text{ mm}$$

$$t := 2,37 \text{ mm}$$

$$\mu := 0,3$$

$$K := 1$$

$$L := 1,5 \text{ m}$$

$$\phi_m := 0,9$$

$$\phi_v := 0,95$$

AISI S100-16 (símbolos)

AISI S100-16 (símbolos)

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

Ficha Técnica Metalco

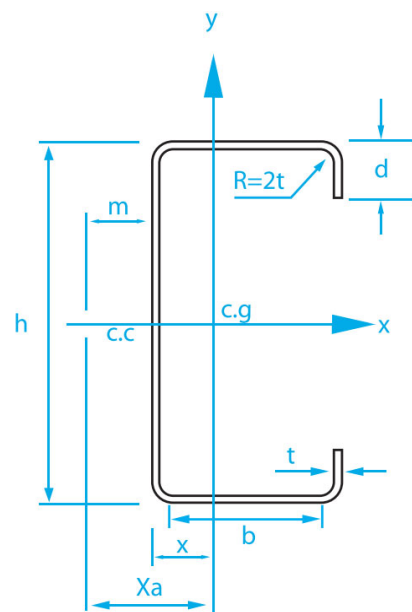
Ficha Técnica Metalco

AISI S100-16 (sección C1)

Distancia máx. entre columnas

AISI S100-16 (sección F2)

AISI S100-16 (sección F2)



Fuente: Metalco, 2022

## Flexión

Se debe encontrar el esfuerzo de flexión nominal, para el cual se obtiene el esfuerzo crítico de pandeo

El esfuerzo crítico de pandeo depende de los siguientes parámetros:

$$r_o := \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x^2} = 4,62 \text{ cm}$$

$$\sigma_y := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 2974,74 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t := \frac{1}{A \cdot r_o^2} \cdot \left( G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} \right) = 4076,24 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El AISI S100 16 permite usar un coeficiente de flexión igual a 1 de forma conservadora

$$C_b := 1$$

Se obtiene:

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot r_o \cdot A}{S_x} \cdot \sqrt{\sigma_y \cdot \sigma_t} = 5180,29 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$0,56 \cdot F_y = 1313,39 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$2,78 \cdot F_y = 6520,07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se presenta el caso  $2,78F_y > F_{cr} > 0,56F_y$  por lo tanto, el esfuerzo a flexión nominal corresponde a:

$$F_n := \frac{10}{9} \cdot F_y \cdot \left( 1 - \frac{10 \cdot F_y}{36 \cdot F_{cr}} \right) = 2278,21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente se calcula el momento nominal

$$M_n := S_x \cdot F_n = 348,57 \text{ kgf m}$$

Se aplica el factor de reducción

$$\phi M_n := \phi_m \cdot M_n = 313,71 \text{ kgf m}$$

Se tiene un momento último obtenido en SAP2000 de:

$$M_u := 117,57 \text{ kgf m}$$

Por lo tanto se cumple:

$$M_u \leq \phi M_n$$

## Cortante

Se requiere el esfuerzo cortante crítico, el cual usa un coeficiente de cortante.

$$k_v := 5,34 \quad \text{AISI S100-16 (sección G2)}$$

$$F_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k_v}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^2} = 5611,65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula el área del alma del perfil

$$A_w := h \cdot t = 2,37 \text{ cm}^2$$

Se obtiene el cortante crítico de pandeo y el cortante crítico de flexión

$$V_{cr} := A_w \cdot F_{cr} = 13299,61 \text{ kgf}$$

$$V_y := 0,6 \cdot A_w \cdot F_y = 3335,08 \text{ kgf}$$

Se calcula el factor de esbeltez

$$\lambda_v := \sqrt{\frac{V_y}{V_{cr}}} = 0,5008$$

Se presenta el caso de  $\lambda_v \leq 0,815$  por lo tanto:

$$V_n := V_y$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot V_n = 3168,33 \text{ kgf}$$

La carga de cortante máxima reportada en SAP2000 fue de:

$$V_u := 121,03 \text{ kgf}$$

Entonces, se cumple

$$V_u \leq \phi V_n$$

## Interacción flexión-cortante

Se debe cumplir con la ecuación H-2 del AISI S100-16:

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)^2} \leq 1$$

Se calcula para todas las vigas solera. Los siguientes casos son los más críticos

Mu	Vu	$((M_u/\phi M_n)^2 + (V_u/\phi V_n)^2)^{1/2}$
117,57	94,03	0,3061
117,57	93,59	0,3061
115,47	116,03	0,3017
115,37	120,73	0,3017
114,62	121,03	0,2998

Todas cumplen con lo requerido

## UTILIZANDO MADERA

Se tomará una especie semidura siguiendo lo indicado por el CSCR 2010/14. En este caso se usa vatairea lundelli (Cocobolo de San Carlos) de grado 1, el cual tiene las siguientes características.

$$b := 5 \text{ cm}$$

Ancho solicitado por el CSCR 2010/14

$$h := 10 \text{ cm}$$

Altura solicitada por el CSCR 2010/14

$$F_b := 212,3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo básico de flexión (Juan Tuk)

$$F_v := 5,5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo básico de cortante (Juan Tuk)

Se deben tomar en cuenta distintos factores de corrección. Los factores de humedad y temperatura se asumen como 1 al no tener datos específicos de un lugar. Todos los demás factores de corrección se consideran de acuerdo a lo establecido en el NDS.

$$C_L := 1$$

Corrección por estabilidad (Los tornillos y placas restringen el desplazamiento lateral)

$$C_F := 1$$

Corrección por tamaño (Pieza menor a 12 pulgadas)

$$C_{fu} := 1$$

Corrección por uso del lado ancho (Se flexiona en el lado fuerte)

$$C_i := 1$$

Corrección por incisiones (No tiene incisiones)

$$C_r := 1$$

Corrección por repetitividad (No es un sistema repetitivo)

$$K_{Fb} := 2,54$$

Conversión de formato (Factor para LRFD)

## Flexión

La resistencia última del elemento depende de la combinación de cargas del CSCR 2010/14 que se haya aplicado, entonces se calcula para la mayor flexión producida por cada combinación.

$$M_{u1} := 60,29 \text{ kgf m}$$

$$M_{u2} := 117,57 \text{ kgf m}$$

$$M_{u3} := 115,37 \text{ kgf m}$$

$$M_{u4} := 114,62$$

Cada combinación del CSCR 2010/14 tiene un factor de duración de carga establecido en la sección 11.2.2

$$\lambda_1 := 0,6$$

$$\lambda_2 := 0,8$$

$$\lambda_3 := 1$$

$$\lambda_4 := 1$$

Además, se debe tomar en consideración el factor de reducción para flexión establecido en la tabla 11.1 del CSCR 2010/14

$$\phi_b := 0,85$$

Se ajusta el esfuerzo de diseño

$$F'_{bn1} := F_b \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_b \cdot \lambda_1 = 108,27 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{bn2} := F_b \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_b \cdot \lambda_2 = 144,36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{bn3} := F_b \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_b \cdot \lambda_3 = 180,46 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{bn4} := F_b \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_b \cdot \lambda_4 = 180,46 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula el módulo de sección

$$S := \frac{b \cdot h^2}{6} = 83,33 \text{ cm}^3$$

Se obtiene la capacidad nominal

$$\phi M_{n1} := F'_{bn1} \cdot S = 90,23 \text{ kgf m}$$

$$\phi M_{n2} := F'_{bn2} \cdot S = 120,3 \text{ kgf m}$$

$$\phi M_{n3} := F'_{bn3} \cdot S = 150,38 \text{ kgf m}$$

$$\phi M_{n4} := F'_{bn4} \cdot S = 150,38 \text{ kgf m}$$

Se cumple que

$$M_{u1} \leq \phi M_{n1}$$

$$M_{u2} \leq \phi M_{n2}$$

$$M_{u3} \leq \phi M_{n3}$$

$$M_{u3} \leq \phi M_{n3}$$

## Cortante

En cortante el modelo presenta las siguientes cargas críticas.

$$V_{u1} := 60,59 \text{ kgf}$$

$$V_{u2} := 94,03 \text{ kgf}$$

$$V_{u3} := 120,73 \text{ kgf}$$

$$V_{u4} := 121,03 \text{ kgf}$$

Se toma en consideración el factor de reducción establecido en la tabla 11.1 del CSCR 2010/14

$$\phi_v := 0,75$$

Se ajusta el esfuerzo de diseño

$$F'_{vn1} := F_v \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_v \cdot \lambda_1 = 2,48 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$F'_{vn2} := F_v \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_v \cdot \lambda_2 = 3,3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$F'_{vn3} := F_v \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_v \cdot \lambda_3 = 4,12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$F'_{vn4} := F_v \cdot C_L \cdot C_F \cdot C_{fu} \cdot C_i \cdot C_r \cdot \phi_v \cdot \lambda_4 = 4,12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

El cortante nominal se obtiene como:

$$\phi V_{n1} := F'_{vn1} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} = 82,5 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{n2} := F'_{vn2} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} = 110 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{n3} := F'_{vn3} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} = 137,5 \text{ kgf}$$

$$\phi V_{n3} := F'_{vn3} \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} = 137,5 \text{ kgf}$$

Se cumple que

$$V_{u1} \leq \phi V_{n1}$$

$$V_{u2} \leq \phi V_{n2}$$

$$V_{u3} \leq \phi V_{n3}$$

$$V_{u3} \leq \phi V_{n3}$$

## Diseño de cimentaciones

En este caso se cuenta con cimentaciones de bloque rígido, por lo cual se calculan los esfuerzos de acuerdo con lo establecido en el capítulo 4.3.6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica segunda edición (C.C.)

### Cálculo de la excentricidad reducida

Se tienen las siguientes dimensiones para el bloque rígido

$$H := 0,75 \text{ m}$$

$$B := 0,3 \text{ m}$$

$$L := 0,3 \text{ m}$$

La columna crítica presenta las siguientes cargas

$$P_u := 410,53 \text{ kgf}$$

$$M_u := 177,3 \text{ kgf m}$$

$$V_u := 416,84 \text{ kgf}$$

Se calculan los coeficientes de balasto

Para ello primero se obtiene el módulo de deformación

Se considera un tipo de suelo de arcilla blanda en este caso

$$E_0 := 15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \cdot 0,25 = 3,75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Cuadro 4.1 del C.C.}$$

Con ello se tienen los siguientes coeficientes de balasto vertical y horizontal

$$K_{s1} := 0,65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \cdot 0,25 = 0,1625 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Cuadro 4.1 del C.C.}$$

$$K_h := 0,75 \cdot \frac{E_0}{B} = 0,0938 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \quad \text{Ecuación 4.38 del C.C.}$$



La razón entre los coeficientes se resume en la siguiente expresión

$$\eta := \frac{K_h}{K_{sl}} = 0,5769$$

Finalmente se calcula la excentricidad en la base del bloque considerando la presión lateral del suelo

$$e := \frac{M_u + V_u \cdot H}{P_u} \cdot \frac{1}{1 + 4 \cdot \eta \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^3} = 3,22 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 4.32 del C.C.}$$

### Cálculo de las presiones en el suelo

En este caso se tiene que:

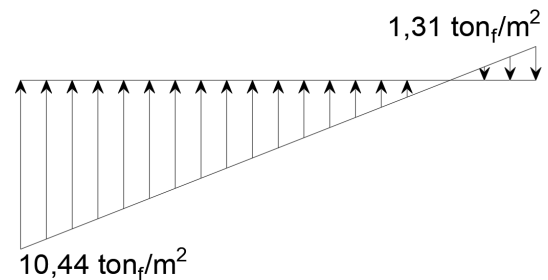
$$e \leq \frac{B}{6}$$

Por lo tanto, según lo establecido el capítulo 4.2.3 del C.C se consideran excentricidades dentro del núcleo central

Se calcula la presión mínima y máxima con la ecuación 4.6 del C.C.

$$q_{max} := \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 10,44 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} := \frac{P_u}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = -1,31 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$



Se tiene que en esta fundación la distribución de cargas es de la siguiente forma. Al tratarse de 2 triángulos semejantes, se sabe que más del 50% de la placa está en compresión, cumpliendo con lo indicado en el C.C.

### Cálculo de la presión lateral máxima

$$p_l := \frac{\eta \cdot (M_u + V_u \cdot H) \cdot H}{\frac{L \cdot B}{12} + 4 \cdot \eta \cdot \frac{L \cdot H}{12}} = 8,47 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Ecuación 4.34 del C.C.

## Resumen de resultados

Se realiza el procedimiento para todas las columnas, obteniendo que las 10 más críticas llevan las siguientes cargas.

$P_u$ (kgf)	$V_u$ (kgf)	$M_u$ (kgf-m)	$q_{max}$ (tonf/m <sup>2</sup> )	$q_{min}$ (tonf/m <sup>2</sup> )	$p_l$ (tonf/m <sup>2</sup> )
410,53	416,84	177,30	10,44	-1,31	8,47
396,90	416,91	177,36	10,29	-1,47	8,48
401,46	416,84	73,09	9,09	-0,17	6,67
388,69	416,91	73,13	8,95	-0,31	6,67
334,96	348,02	148,01	8,63	-1,18	7,08
324,68	347,98	148,02	8,51	-1,30	7,07
272,38	337,90	141,98	7,77	-1,72	6,84
261,64	337,97	142,04	7,65	-1,84	6,84
325,89	348,02	61,00	7,48	-0,24	5,57
316,47	347,98	61,02	7,38	-0,35	5,57

Estos resultados se comparan con la capacidad soportante nominal del suelo, la cual, según el CSCR 2010/14 debe ser de al menos:

$$q_n := 24 \frac{\text{tonnef}}{2 \text{ m}}$$

A este se le aplica un factor de reducción según la tabla 13.1 del CSCR 2010/14.

Combinaciones de ecuaciones 6-1 y 6-2	$\phi$
$\frac{q_{umin}}{q_{umax}} \geq 0,25$	0.45
$\frac{q_{umin}}{q_{umax}} < 0,25$	0.60
Combinaciones de ecuaciones 6-3 y 6-4	$\phi$
$\frac{q_{umin}}{q_{umax}} \geq 0,25$	0.65
$\frac{q_{umin}}{q_{umax}} < 0,25$	0.85

En este caso, se tiene que la situación crítica ocurre cuando actúa la combinación 3, además se tiene que:

$$\frac{q_{min}}{q_{max}} = -0,1259$$

Por lo anterior, se utiliza el siguiente factor

$$\phi_q := 0,85$$

Finalmente se tiene

$$\phi q_n := \phi_q \cdot q_n = 20,4 \frac{\text{tonnef}}{2 \text{ m}}$$

Se cumple que:

$$q_{max} \leq \phi q_n$$

El caso más crítico de factor de reducción no se presenta para este proyecto, pero de aplicarse, sería:

$$\phi_q := 0,45$$

$$\phi q_n := \phi_q \cdot q_n = 10,8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

En todo caso, se sigue cumpliendo

$$q_{max} \leq \phi q_n$$

## Control de desplazamientos

Se obtiene de SAP2000 el desplazamiento horizontal mayor.

$$d_e := 12,46 \text{ mm}$$

Se conocen los siguientes parámetros

$$h := 2,5 \text{ m}$$

$$SR := 1,2$$

$$\mu := 1,5$$

$$\alpha := 1$$

Con este se calcula la deriva elástica

$$\delta_e := \frac{d_e}{h} = 0,005$$

Finalmente se obtiene la deriva inelástica

$$\delta := \alpha \cdot \mu \cdot SR \cdot \delta_e = 0,009$$

Ecuación 7-7 del CSCR

Se compara con el límite superior establecido en la tabla 7.2 del CSCR.

$$\delta \leq 0,010$$

# Apéndices

# Apéndice 1.

# Guía para el diseño de viviendas prefabricadas en Costa Rica



**Andrés Otoya Fonseca**  
2023

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>MODULACIÓN .....</b>	<b>3</b>
<b>CONSIDERACIONES GENERALES .....</b>	<b>4</b>
<b>FUNDACIONES .....</b>	<b>7</b>
<b>PAREDES.....</b>	<b>8</b>
<b>ESTABILIDAD LATERAL .....</b>	<b>9</b>
<b>VIGA SOLERA .....</b>	<b>11</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>13</b>

La presente es una guía para diseñar viviendas unifamiliares utilizando el sistema prefabricado horizontal (baldosa-columna) mediante el diseño simplificado. La misma pretende instruir en los pasos necesarios para obtener un diseño de vivienda sismorresistente que cumpla con la normativa costarricense. Para esto se toman en cuenta las pautas establecidas por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) (2016) en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014) (CSCR).

**“Diseño simplificado: Se utilizan una serie de detalles estándar y guías para el diseño de casas, de manera que puedan ser utilizados por profesionales especialistas o no en ingeniería estructural sin necesidad de hacer los cálculos correspondientes.”**

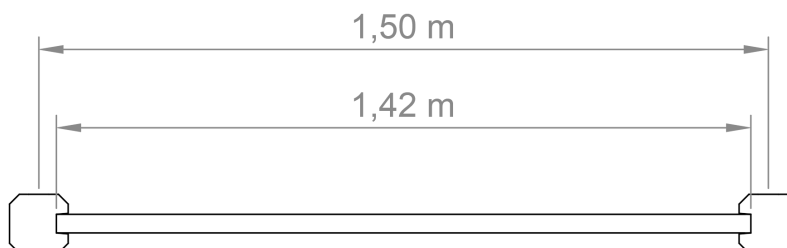
CFIA, 2016



Para un correcto diseño de vivienda prefabricada se deben tener en cuenta las medidas estándar de baldosas usualmente encontradas en el mercado, las cuales, de acuerdo con MT Sistemas (2022, p. 6) son los del siguiente cuadro.

Longitud nominal (m)	Longitud real (m)
0,50	0,42
0,75	0,67
1,00	0,92
1,25	1,17
1,5	1,42

La longitud nominal o longitud modular de la baldosa corresponde a la distancia que debe existir entre las columnas donde se colocará la baldosa, esta es una medida de centro a centro.



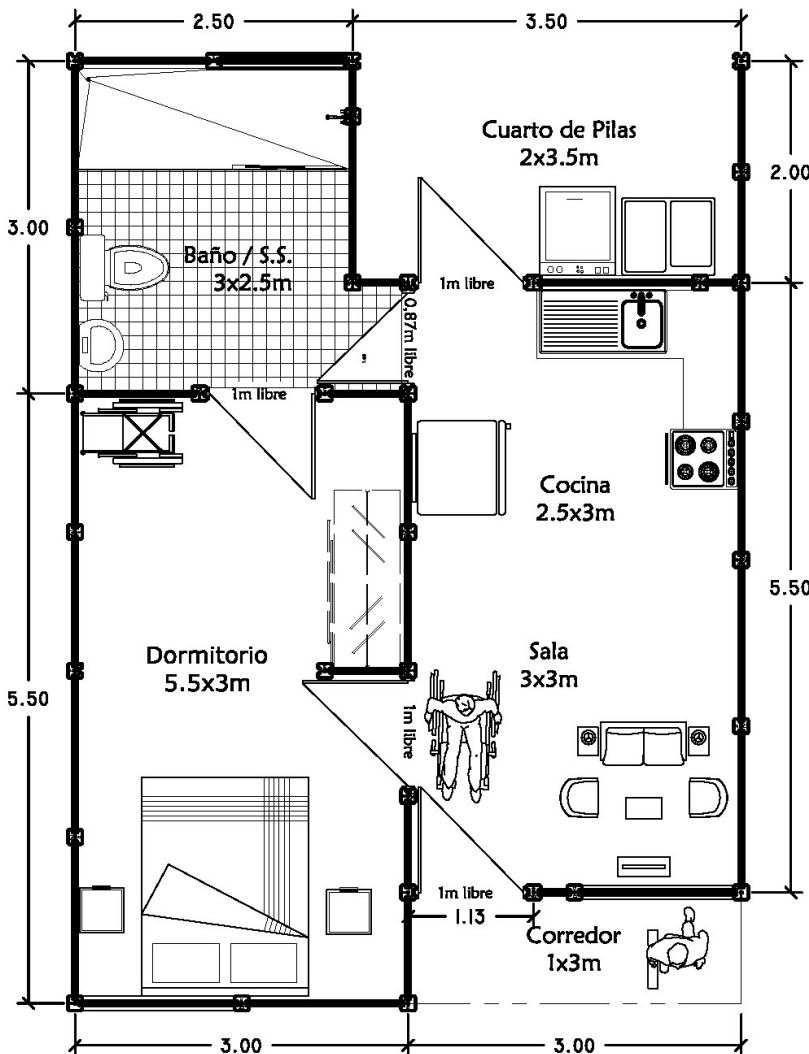
Es por esto que la longitud de cada pared debe poder dividirse como la suma de longitudes nominales. Es decir, para que el diseño coincida con la modulación del sistema prefabricado, **los muros deben ser de al menos 0,5 m y múltiplos de 0,25 m.**

Para poder aplicar el método de diseño simplificado en el sistema prefabricado es necesario cumplir ciertos requisitos, para ello se deberá obtener:

## Área

Esta se refiere al área de la construcción, es decir, el área de la huella que ocupará la casa que se diseña. Esto incluye corredores y cocheras que formen parte de la construcción. **Esta deberá ser menor a 200 m<sup>2</sup>**, según el CFIA (2016, p. 17/1).

Tomemos el siguiente ejemplo.

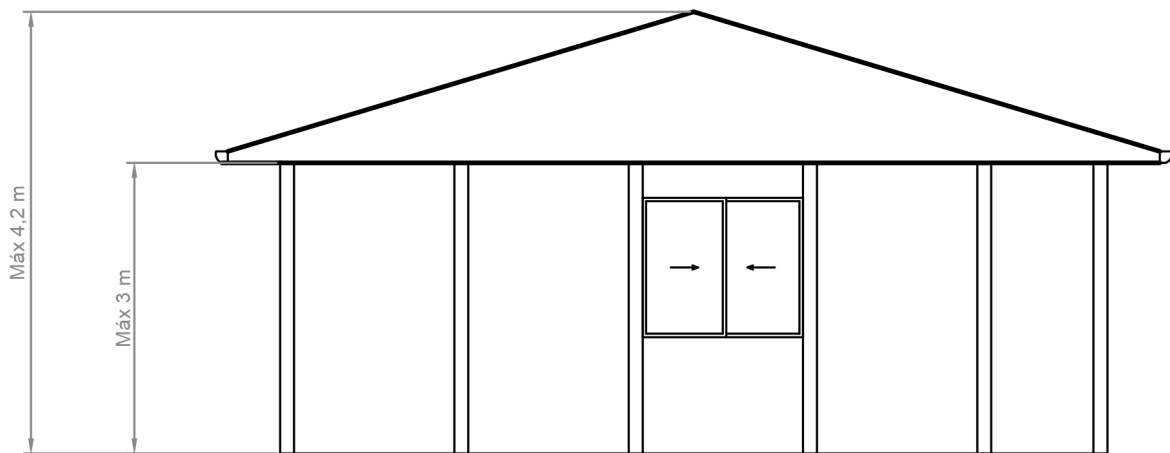


Se tiene un área de construcción igual a:  
 $A=(2,5m+3,5m)*(3m+5,5m)$   
 $A=51m^2$

Fuente: MT Sistemas, s.f.

## Altura de pared

Se deben contemplar dos mediciones, hasta el nivel superior de la viga corona y hasta el tapichel, ambas medidas desde el nivel de piso terminado. De acuerdo con el CFIA (2016, p. 17/2) **no deben superar los 3 m y 4,2 m respectivamente**. Cabe destacar que con este método solo se pueden diseñar viviendas de 1 nivel.



## Condiciones del suelo

El suelo en el que se cimenta debe ser firme y con una **capacidad soportante mínima a la falla de 24 t/m<sup>2</sup>** (CFIA, 2016, p. 17/2). Esta capacidad soportante hace referencia a la capacidad última del suelo, propuesta por la Asociación Costarricense de Geotécnica (2010) en el Código de Cimentaciones de Costa Rica (segunda edición) como  $q_{ult}$ , no debe confundirse con la carga admisible del mismo código  $q_{adm}$ .

Además, según el CFIA (2016, p. 17/2) no pueden existir estratos compresibles o rellenos mal compactados, en general, para aplicar este método **no se aceptan condiciones de suelo que requieran fundaciones profundas o especiales**.

## Longitud de pared

Se debe obtener la longitud total de paredes en cada dirección, de forma que se tenga la suma de la longitud de las paredes de Este a Oeste ( $L_{E-O}$ ) y de Norte a Sur ( $L_{N-S}$ ).

La suma de ambas debe ser mayor a 0,4 m por cada metro cuadrado de área constructiva (A). Es decir, teniendo las longitudes y área en unidades de metros y metros cuadrados, se debe cumplir que:

$$L_{E-O} + L_{N-S} \geq A \cdot 0,4$$

Además de esto, debe existir una longitud total de paredes completas en cada dirección de al menos 0,1333 m por cada metro cuadrado de área constructiva (CFIA, 2016, p. 17/2). Es decir, teniendo las longitudes y área en unidades de metros y metros cuadrados, se debe cumplir que:

$$L_{E-O} \geq A \cdot 0,1333$$

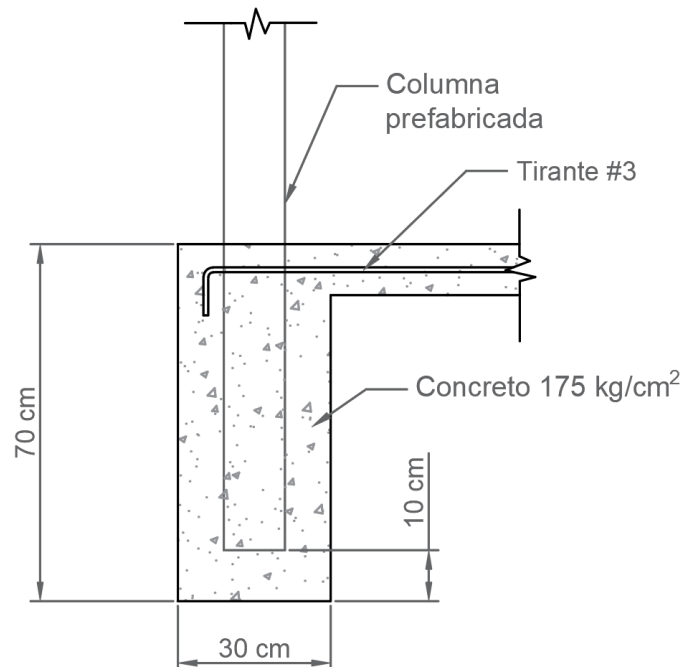
$$L_{N-S} \geq A \cdot 0,1333$$

Finalmente, el CFIA (2016, p. 17/2) indica que **todas las paredes deben tener elementos de estabilidad lateral separados a máximo 6 m.**

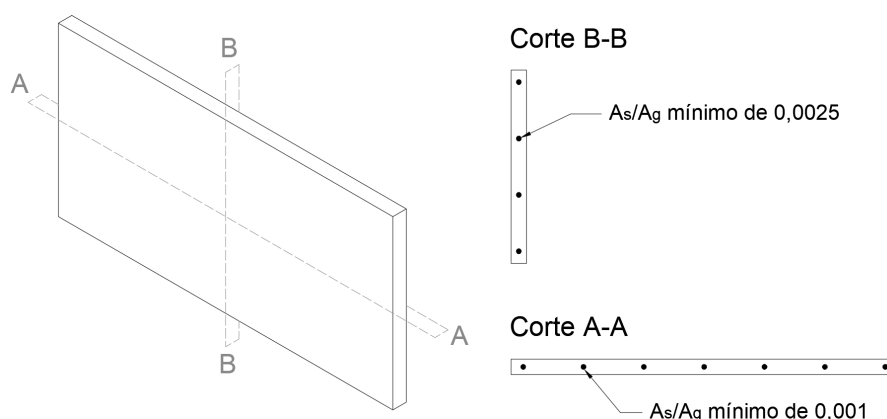
Las fundaciones serán bloques rígidos que se construyen para cada columna embebiéndolas en dados prismáticos de concreto con una resistencia a la compresión ( $f_c$ ) mínima de  $175 \text{ kg/cm}^2$ . Sus dimensiones mínimas serán de 0,7 m de profundidad y 0,3 m tanto para el largo como el ancho (CFIA, 2016, p. 17/5).

El CFIA (2016, p. 17/5). señala que para distancias entre columnas mayores a 1,5 m se utilizan otras dimensiones de placa, sin embargo, el sistema prefabricado permite separaciones de máximo 1,5 m (CFIA, 2016, p. 17/15), por lo cual siempre serán suficientes estas dimensiones.

De requerir diseñar las fundaciones por el método formal, deberá referirse al capítulo 4.3.6 del Código de Cimentaciones de Costa Rica.



Es importante asegurarse que el proveedor ofrezca columnas con dimensiones mínimas de 12 cm x 12 cm, además que las baldosas contengan al menos un refuerzo del 0,0025 de su área en la dirección larga y un 0,001 en la dirección corta (CFIA, 2016, p. 17/15).

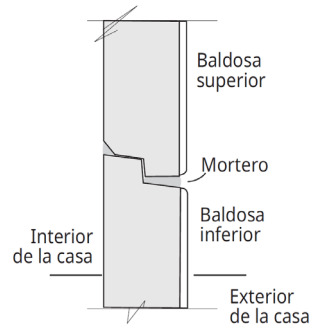


Para cada longitud modular de baldosa se tiene el acero mínimo requerido en el siguiente cuadro.

Largo nominal de baldosa (cm)	Área de refuerzo (cm <sup>2</sup> )	
	Dirección larga	Dirección corta
50	0,005	0,16
75	0,005	0,25
100	0,005	0,35
125	0,005	0,44
150	0,005	0,54

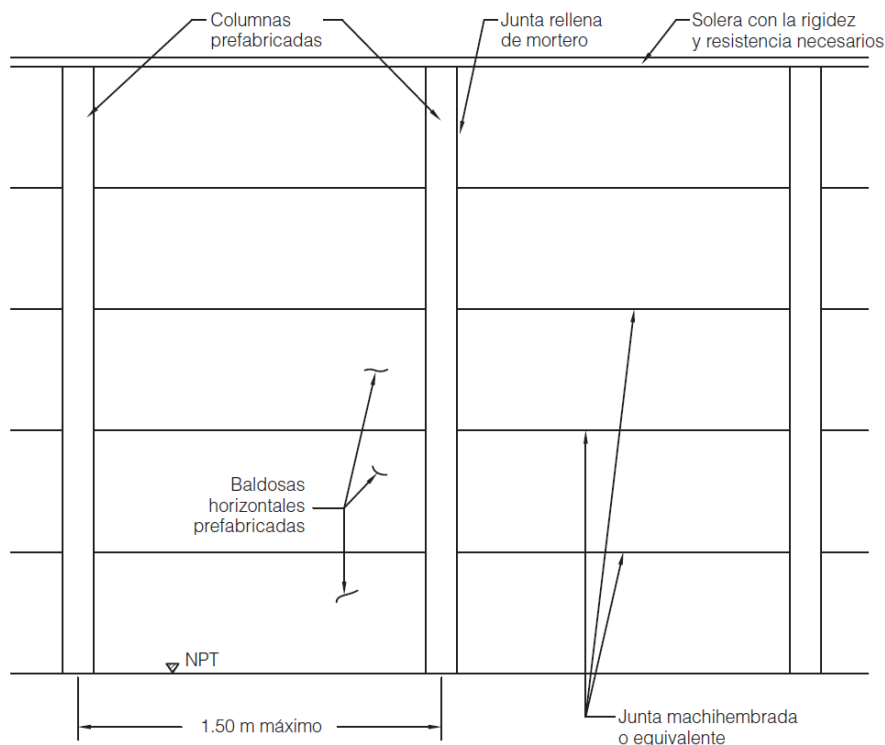
La junta horizontal entre baldosa y baldosa debe ser machihembrada corta (CFIA, 2016, p. 17/15), es decir que se acople una a otra mediante un mecanismo que produzca integridad vertical.

Según Holcim (2023, p. 96) es importante también que se rellene con mortero esta junta en la cara exterior del muro, la cual normalmente será la cara rugosa de la baldosa. Además, no es recomendable intercambiar caras en las baldosas de los muros, es decir, dejar secciones con cara rugosa hacia el interior y otras hacia el exterior (Holcim, 2023, p. 96).



**Fuente:** Holcim, 2023

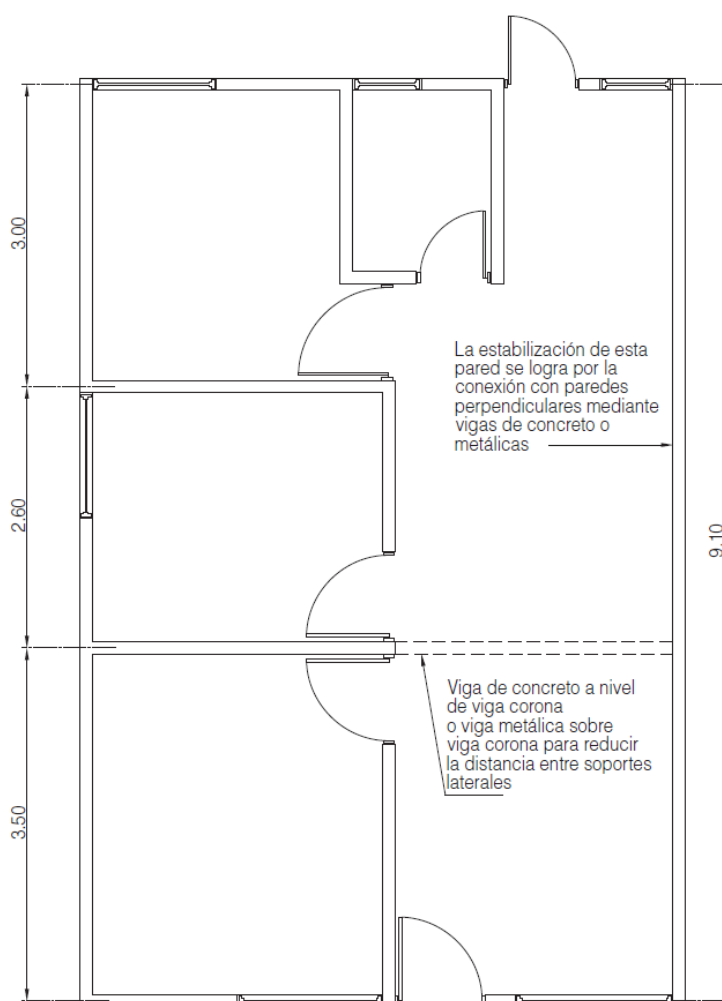
Entre baldosas y columnas también se pueden usar uniones machihembradas o en su defecto anclajes de varilla #3 a cada 30 cm para que transmita el cortante vertical corta (CFIA, 2016, p. 17/15). Estas juntas se deben rellenar con mortero. Holcim recomienda un mortero de con  $175 \text{ kgf/cm}^2$  de resistencia a los 28 días, además se prefiere el uso de morteros empacado ya que cuenta con aditivos que garantizan la adherencia y plasticidad, aunque también indica se puede lograr dosificando una parte de cemento por una de arena (2023, p. 106). También es importante para una buena penetración que sea lanzado y no untado, además debe ser posteriormente curado (Holcim, 2023, p. 106)



**Fuente:** CSCR, 2010 (Revisión 2014)

Los soportes laterales tendrán una separación máxima de 6 m para proveer estabilidad lateral a las paredes (CFIA, 2016, p. 17/20). Funcionan como soporte lateral las paredes o vigas perpendiculares a la pared que se desea estabilizar. La viga puede utilizar tubo de acero estructural de 100 mm x 100 mm x 2,4 mm como mínimo, esta iría soldada a una placa de acero anclándola a las dos paredes que se van a conectar (CFIA, 2016, p. 17/32).

Se debe garantizar la continuidad de la viga solera, mediante cubreplacas, como se explica en la siguiente sección. Esto aunado a que las columnas presentan ranuras para deslizar las baldosas de paredes perpendiculares, hace que toda la pared funcione como soporte y provean estabilidad lateral una a la otra.



**Fuente:** CSCR 2010 (Revisión 2014)



# VIGA SOLERA

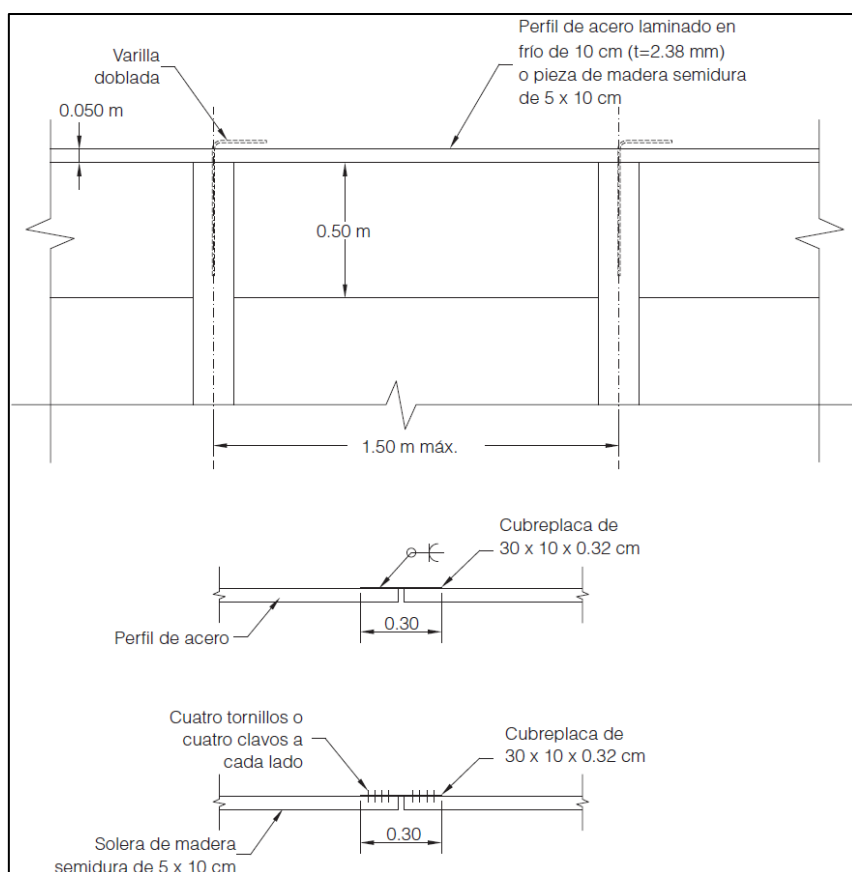
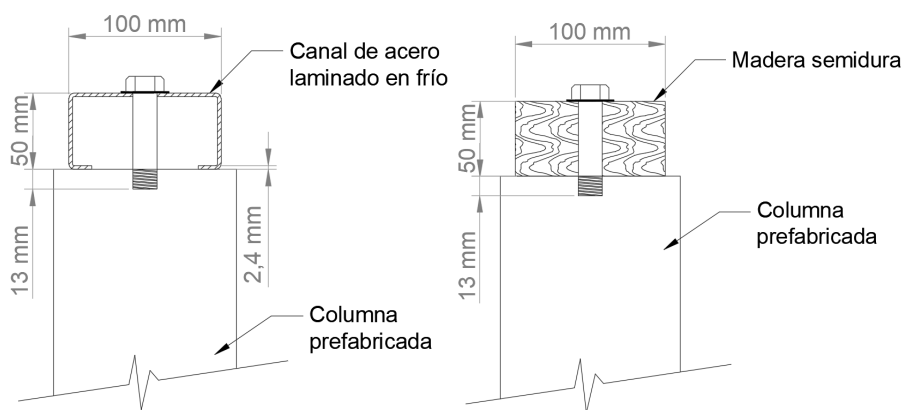
Se deben colocar, sobre los muros, vigas corona o solera, las cuales se pueden conectar mediante un cubreplaca de al menos 10 cm x 30 cm x 0,32 cm. Esta placa es unida mediante soldadura en el caso de usar canales de acero laminado en frío, y con cuatro tornillos o clavos de 5 cm de longitud a cada lado.

El tipo de viga solera que se pueda usar depende de la distancia entre los soportes laterales de las paredes (L) y de la zona sísmica, como se muestra en la siguiente tabla.

L (m)	Zona II y III	Zona IV
≤ 4	Madera semidura 5x10 cm	Madera semidura 5x10 cm
	Canal de acero 50x100x2,4 mm	Canal de acero 50x100x2,4 mm
≤ 5	Canal de acero 50x100x2,4 mm	Canal de acero 50x100x3,2 mm
≤ 6	Canal de acero 50x150x2,4 mm	Canal de acero 50x150x2,4 mm

La solera se une a la columna mediante un tornillo de 1,6 cm de diámetro o 5/8 de pulgada, SAE grado 1 a 4, el cual se enrosca en la prevista de cada columna, por lo que su separación máxima es de 1,5 m.

A continuación, se muestra el detalle de esta solera con las dimensiones requeridas para paredes de longitud menor a 4 m.



**Fuente:** CSCR 2010 (Revisión 2014)

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (2016) Código Sísmico de Costa Rica 2010. Revisión 2014. Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Asociación Costarricense de Geotécnica. (2010). Código de Cimentaciones de Costa Rica. Segunda edición.

Holcim. (2023). Manual Técnico HMS. [https://www.holcim.cr/sites/costarica/files/2023-02/manual\\_tecnico\\_hms.pdf](https://www.holcim.cr/sites/costarica/files/2023-02/manual_tecnico_hms.pdf)

MT Sistemas. (2022). Prefabricado: Manual de Construcción.

## Apéndice 2.

### LISTA DE VERIFICACIÓN PARA CASAS PREFABRICADAS EN COSTA RICA

Parámetro	Medición	Límite	Cumplimiento
Área (m <sup>2</sup> )		< 200	
Altura de pared hasta el nivel superior de la viga corona (m)		≤ 3	
Altura de pared hasta el tapichel (m)		≤ 4,2	
Capacidad soportante a la falla del suelo (t/m <sup>2</sup> )		≥ 24	
Longitud total de paredes (m)		≥ A x 0,4	
Longitud de paredes en dirección Norte-Sur (m)		≥ A x 0,1333	
Longitud de paredes en dirección Este-Oeste (m)		≥ A x 0,1333	
Distancia máxima entre elementos de estabilidad lateral en una pared (m)		≤ 6	
Separación máxima entre columnas (m)		≤ 1,5	