

# ***Análisis, Diseño y Evaluación Económica de la Conexión de Panel Prefabricado con el Cimiento de un Edificio Comercial Típico en Puerto Rico***

Carlos J. Sánchez González, PE  
Maestría en Ingeniería en Ingeniería Civil  
Alberto L. Guzmán, Ph.D.  
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental  
Universidad Politécnica de Puerto Rico

---

**Abstracto** — *Se analizó y se diseñó la conexión de una pared de hormigón prefabricado al cimiento en una estructura comercial de un nivel típico en construcciones realizadas en Puerto Rico. Las paredes prefabricadas fueron consideradas como paredes de carga, formando parte del sistema lateral para resistir cargas sísmicas en su plano rígido. Se determinó la fuerza de diseño de cedencia (yielding force) en el acero de refuerzo para diseñar la conexión estructural y asegurar una ductilidad adecuada del elemento de la conexión de la pared prefabricada seleccionada [1]. Asegurando así que los demás componentes de la conexión tengan suficiente capacidad para impedir la cedencia prematura (preclude premature yielding) de los componentes. Se realizó un análisis de costo para determinar qué configuración de ancho de pared provee el diseño más costo efectivo de la conexión a cimiento. El diseño se realizó aplicando las provisiones del código de edificación IBC-12, haciendo referencia a los códigos adoptados como el ASCE 7-2010 y ACI 318-2011. El estudio determinó que una pared con ancho de 16 pies resultaría en la alternativa más costo efectiva de las opciones evaluadas en este estudio. Se pudo observar que la carga de diseño en la conexión se redujo en un 24%, mientras el ancho de la pared fue incrementado en un 150%. El costo de instalación se redujo en un 48% utilizando una pared de 16 pies de ancho. El costo total de construcción de la estructura se redujo en un 10.90% al aumentar el tamaño de la pared.*

**Términos Claves** — *Cargas Laterales Sísmicas, Conexiones Paneles Prefabricados, Costo Conexión, Ductilidad Conexión.*

## **INTRODUCCIÓN**

Las paredes de hormigón prefabricadas han sido utilizadas exitosamente por muchos años en construcciones de baja y mediana altura en estructuras de todo tipo. Estas paredes tienen la gran ventaja de que son de bajo mantenimiento, resistentes al fuego, ofrecen una alta aislación térmica y tienen ilimitado tratamiento arquitectónico [2]. El sistema de paredes de hormigón prefabricado es uno de los métodos más eficientes de construcción disponible para todo tipo de estructura.

La evaluación y diseño se realizará aplicando las provisiones del International Building Code (IBC-12), haciendo referencia a los códigos adoptados como el ASCE 7-2010 y ACI 318-2011. Esto a pesar de que Puerto Rico tiene su propio código de edificación vigente que adoptó como referencia el IBC-10. La decisión de utilizar el código IBC-12 permite que este artículo pueda ser utilizado como referencia futura. Es importante mencionar que cuando se evalúa los parámetros sísmicos y se compara el cortante basal determinado bajo el código IBC-12 y el IBC-10, se pudo determinar un aumento de 6.7% a la fuerza prescrita en el código vigente. Este incremento resulta significativo en estructuras más robustas y de mayor peso muerto.

Las cargas sísmicas actuando en la estructura serán distribuidas utilizando el método equivalente simplificado, según permitido en el código IBC-12. La distribución de cargas sísmicas será realizada asumiendo un diafragma semi-rígido.

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de una pared prefabricada en hormigón son las conexiones estructurales. El comportamiento de las conexiones en una pared prefabricada es

importante para controlar el modo de falla de las paredes de carga o pared de cortante (shear walls).

La intención del código para el diseño de paredes intermedias en hormigón prefabricados, es desarrollar un mecanismo dúctil (deformación inelástica) para la disipación de energía en la conexión y que los demás elementos en la trayectoria de carga (load path) de la conexión permanezcan en su rango elásticos, que permitan deformaciones de la estructura [3].

Por lo cual, cada pared prefabricada y su conexión, se diseñaran para resistir el momento de vuelco inducido por la carga sísmica, por medio de un elemento dúctil de la conexión en tensión en la base de la pared. El elemento dúctil se diseñara para deformarse inelásticamente cuando esté sujeto a la carga de tensión causada por el momento de vuelco resultante al aplicar la carga lateral de diseño a nivel del diafragma en la pared [1].

El ACI-318, en la sección 21.4, requiere que los demás componentes de la conexión deberán resistir  $1.5S_y$ , siendo el  $S_y$  el esfuerzo de cedencia del material [3]. El elemento de la conexión dúctil en tensión seleccionado en la evaluación fue el acero o varilla de refuerzo soldada en el plato de acero identificado como "A" en la figura 1.

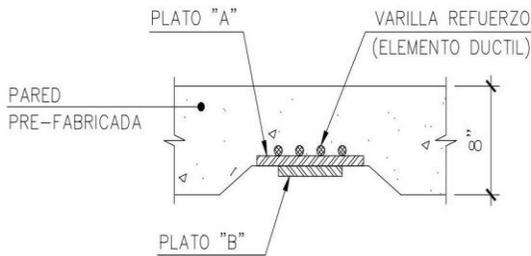


Figura 1

Ilustración Elemento Dúctil – Varilla Refuerzo Plato A

## OBJETIVOS

Este estudio tiene el propósito de evaluar una estructura en hormigón prefabricado, con una configuración geométrica utilizada en construcciones para uso comercial en Puerto Rico y su comportamiento bajo cargas sísmicas actuando en la pared y su conexión a cimientos. Además, se

hará una comparación del ancho de pared versus costo estimado de instalación.

## MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERADO

La estructura a evaluarse es una de forma regular con dimensiones en planta de 160 pies x 95 pies, con un área total de construcción de 15,200 pies cuadrados y una altura de 25 pies, ver figura 2.

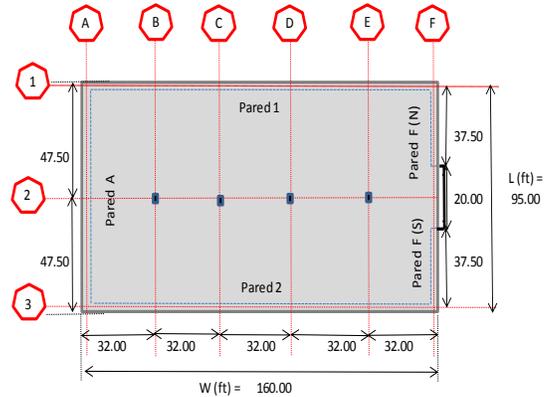


Figura 2  
Planta de Edificio

La misma está compuesta en el perímetro de paredes prefabricadas de hormigón reforzado con espesor de 8 pulgadas. Las paredes en hormigón prefabricadas constituyen a su vez el sistema estructural para resistir cargas gravitatorias y laterales, formando paredes de carga estructurales.

La estructura evaluada ubica en el área metropolitana de San Juan PR, donde los suelos tienen clasificación tipo "D".

Este tipo de estructura con paredes prefabricadas se clasifica bajo el IBC-12 como un sistema de pared intermedia limitado a una altura de 40 pies para zonas con categoría sísmicas tipo "D".

Las cargas de diseño se establecerán según las provisiones del capítulo 12 del ASCE 7-10 [4] y serán distribuidas en la estructura de acuerdo a la rigidez de los elementos estructurales, en este caso a las paredes estructurales de carga en hormigón prefabricado. Los parámetros de diseño sísmico [5] utilizados para el cálculo del cortante basal se ilustran en la tabla 1.

**Tabla 1**  
**Parámetros para Diseño Sísmico**

Descripción	Parámetro	IBC-12 / ASCE 7-10
Periodo Natural (segundos)	<b>T<sub>a</sub></b>	0.22
Coefficiente Periodo	<b>C<sub>t</sub></b>	0.02
Coefficiente Periodo	<b>x</b>	0.75
Tipo de Sistema Estructural	<b>Paredes</b>	--
Limitación en Altura (pies)	<b>Altura</b>	40
Coefficiente Modificación Respuesta	<b>R</b>	4
Factor Amplificación Deflexión	<b>C<sub>d</sub></b>	4
Sistema Factor de Sobre-Resistencia	<b>Ω</b>	2.5
Categoría Sísmica Diseño	<b>Site Class</b>	D
Importancia/Ocupación	<b>Imp.</b>	1
Respuesta Espectral 0.2S	<b>S<sub>s</sub></b>	1.00
Respuesta Espectral 1.0S	<b>S<sub>1</sub></b>	0.40
Coefficiente de Sitio	<b>F<sub>a</sub></b>	1.10
Coefficiente de Sitio	<b>F<sub>v</sub></b>	1.60
Max. Terremoto Período Corto Respuesta Aceleración Espectral	<b>S<sub>ms</sub></b>	1.10
Max. Terremoto Período 1.0 Seg. Respuesta Aceleración Espectral	<b>S<sub>m1</sub></b>	0.64
Aceleración Espectral de Diseño Período Corto	<b>S<sub>Ds</sub></b>	0.73
Aceleración Espectral de Diseño Período 1 Segundo	<b>S<sub>D1</sub></b>	0.42
Coefficiente Respuesta Sísmica (g)	<b>C<sub>s</sub></b>	0.18
Coefficiente Respuesta Sísmica	<b>C<sub>s Max.</sub></b>	0.47
Coefficiente Respuesta Sísmica	<b>C<sub>s Min.</sub></b>	0.02

El peso muerto (W) de la estructura para fines del cómputo de cortante basal fue determinado en 1,800kips. Una vez analizados los parámetros sísmicos para determinar la carga de diseño, según establecido en el ASCE 7-10, se determinó que la estructura tendrá una respuesta a la gravedad (C<sub>s</sub> – Coeficiente de Respuesta Sísmica) de 0.183g o un 18.3% de su peso muerto durante un evento sísmico.

$$V = C_s \times W \quad (1)$$

$$V = 0.183g \times 1,800 \text{ kips}$$

$$V = 330 \text{ kips}$$

Luego de determinar el cortante basal (V) al que la estructura estará sometida durante un evento sísmico, se procedió a hacer una distribución del cortante basal a los ejes principales o planos rígidos que se utilizarán como paredes de cortante para arriostrar la estructura, por lo que las paredes

prefabricadas de 8 pulgadas de espesor serán utilizadas como paredes de carga o cortante. Este espesor de 8 pulgadas es comúnmente utilizado en construcciones realizadas en Puerto Rico.

El diseño estructural de estas paredes prefabricadas y sus conexiones están controlados por las provisiones del ACI 318-11, sección 21.4 para sistemas estructurales diseñados para resistir cargas laterales sísmicas mediante la utilización de paredes estructurales intermedias [3].

La sección 21.4 del ACI 318-11 requiere que la conexión y los elementos que componen la misma, que no sean diseñados para ceder (yielding) tenga una capacidad de 1.5S<sub>y</sub> o un 150% adicional. El propósito de la sección 21.4 es evitar fallas frágiles en los elementos de la conexión no diseñados y detallado para deformaciones inelásticas. En este tipo de estructura con paredes en hormigón prefabricado la estabilidad durante un sismo, depende de la capacidad de la conexión a deformarse en su rango inelástico, lo que permite controlar el modo de falla no deseado durante el diseño [1].

Por lo cual, al aplicar este requerimiento de sección 21.4 del ACI, se obliga a que la conexión tenga un 50% más de capacidad que el resto de la estructura. Este aumento requerido en la sección 21.4 no toma en consideración que si se amplifica la carga de diseño utilizando el factor de sobre resistencia de Ω=2.5 [5], la carga de diseño en la conexión estudiada sería de un 375% más que al combinar las provisiones del ACI 318-11 y ASCE 7-10.

Una vez determinado el cortante basal y distribuido a los ejes principales que forman el sistema resistente para cargas laterales, se procedió a combinar las cargas de diseño utilizando las ecuaciones 2 y 3.

$$1.4D + \rho Q_e \quad (2)$$

$$0.7D - \rho Q_e \quad (3)$$

Donde ρ = 1.0 para estructuras regulares con más de dos paredes estructurales en cada eje principal [4]. Estas combinaciones de carga

utilizadas sólo considerarán el componente de carga muerta y sísmica.

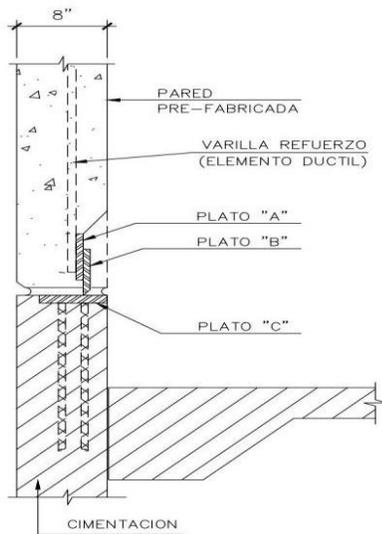
La carga de diseño factorada fue utilizada para determinar el cortante, momento de vuelco y carga de tensión ( $\phi T_n$ ) en las conexiones de la pared prefabricada.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (4)$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad (5)$$

$$T_u \leq \phi T_n \quad (6)$$

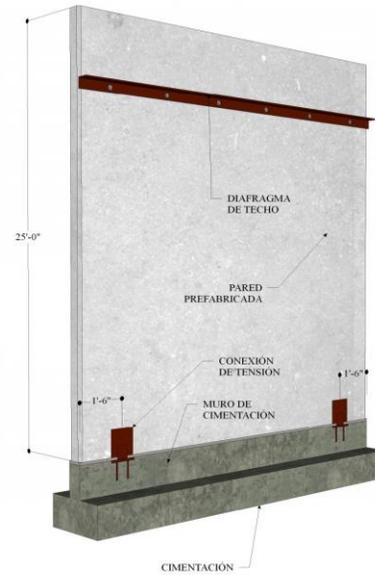
$$T_u = M_u / \text{Arm} \quad (7)$$



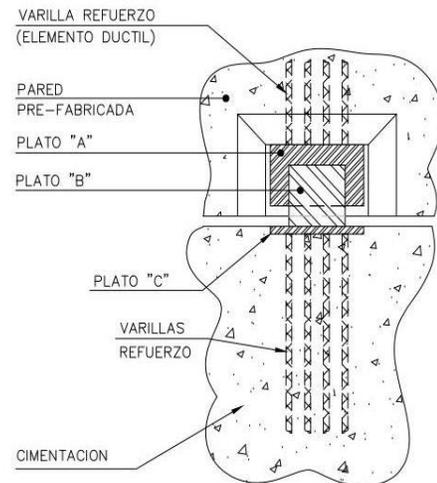
**Figura 3**  
**Detalle Típico Conexión Diseñada**

La pared prefabricada y su conexión fue analizada y diseñada tomando en consideración los tamaños más comunes en Puerto Rico. En PR se usan paredes de 8, 10, 12, 14 y 16 pies de ancho. La altura de las mismas será fija a 25 pies. Para cada uno de los anchos de pared evaluado, se mantuvo el centroide de la conexión a una distancia de 1.5 pies del borde de la pared prefabricada, ver figura 4.

Al analizar los diferentes anchos de pared, se determinó la capacidad de diseño de la conexión para cumplir con la sección 21.4 del ACI-318 y la configuración del detalle estructural aplicable a la conexión.



**Figura 4**  
**Elevación de Pared Prefabricada**



**Figura 5**  
**Detalle Conexión Pared a Cimiento**

Esto a su vez permitió determinar cómo se comportan y/o varían las cargas de diseño en las conexiones debido a la fuerza par (force couple) de tensión que produce la carga lateral de diseño a nivel del diafragma en la conexión evaluada.

Luego de haber completado la evaluación de la fuerza actuando en la conexión para los diferentes

anchos de pared, se procedió a diseñar y detallar cada una de las conexiones, ver tabla 3.

## METODOLOGÍA

El análisis y diseño se realizó utilizando un modelo elástico de la estructura. El diseño de los componentes de la estructura se llevó a cabo utilizando el método de resistencia última (Load and Resistance Factors Design), el cual es utilizado para el diseño de estructuras en hormigón reforzado y acero estructural [6]. Las cargas de diseño se aplicarán al modelo de forma factorada para calcular la carga última de diseño (ultimate load), donde los valores de estos factores se determinan de análisis estadísticos de las posibles variaciones en carga a la que la estructura estará sujeta.

La carga última de diseño es aplicada al modelo lineal elástico de la estructura para calcular los esfuerzos en los componentes (component actions) individuales de la estructura. Las capacidades (axial, cortante y el momento flector) de los componentes de la estructura son calculados suponiendo algún tipo de comportamiento inelástico de la sección (cross section). Las consecuencias o modos de fallas pueden ser considerados de forma más directa a través del uso de factores de reducción ( $\phi$ ). Los valores más bajos se asignan a los modos de falla indeseable tales como 0.75 para el cortante y 0.90 para flexión. Sin embargo, el análisis supone una respuesta lineal elástica pero la capacidad de los componentes está calculada a nivel de resistencia última (Load and Resistance Factors Design), lo que implica una cierta medida de respuesta inelástica en la sección (cross section) [6].

En este estudio la conexión será diseñada para que la respuesta inelástica ocurra en el acero de refuerzo y no por aplastamiento (crushing) del hormigón.

El peso muerto ( $W$ ) de la estructura para fines del cómputo de cortante basal fue de 1,800kips. El mismo fue determinado considerando el peso de las paredes prefabricadas, acero de la superestructura y demás componentes permanentes de la estructura.

El análisis sísmico se basó en un modelo lineal elástico de la estructura, usando las fuerzas derivadas de un espectro de respuesta de aceleración (acceleration response spectrum) del cual se determinó los valores de aceleración para períodos cortos ( $S_{m_s}$ ) y de un (1) segundo ( $S_{m_1}$ ) [5]. Para determinar la máxima fuerza de cortante basal en la base de la estructura, considerando la ubicación geográfica de la estructura, ver tabla 1.

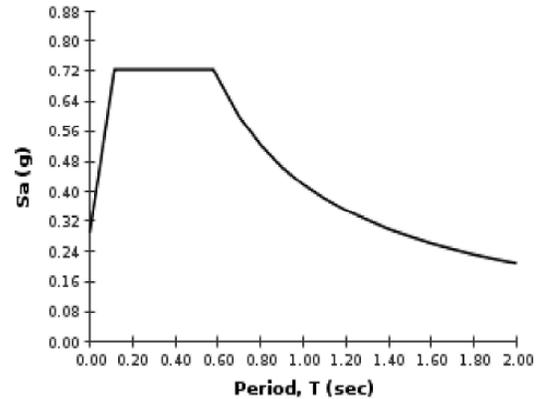


Figura 6  
Gráfica Espectro Aceleración ( $S_a$ ) Respuesta de Diseño

El cortante basal fue determinado en 330 kips, según Eq.1, utilizando los parámetros sísmicos establecidos en la tabla 1.

El factor de modificación de la respuesta sísmica utilizado es de  $R = 4$ , califica la estructura bajo consideración como una con ductilidad intermedia, siendo el factor 1 representativo del diseño en el rango elástico resultando en fuerzas de diseño de mayor magnitud aplicada en la estructura [5].

La distribución del cortante basal se realizó tomando en consideración la ubicación geométrica, dimensiones de la sección y rigidez de las paredes estructurales a lo largo de los ejes principales que forman el sistema de resistencia lateral (shear wall) [2], ver figura 2. El análisis consideró dos paredes estructurales en cada eje principal, según sección 12.5.4 del ASCE 7-10 para el método simplificado. El cómputo para la distribución se llevó a cabo utilizando una planilla de cálculo para determinar la ubicación del centro de masa y centro de rotación de la estructura.

Las ecuaciones utilizadas en la planilla de cálculo se describen a continuación.

$$\{F\} = \{\Delta\} \times [K] \quad (8)$$

$$\text{Desplazamiento}(\Delta) = [(H/D)^3 + 3(H/D)] / (Et) \quad (9)$$

$$\text{Rigidez} (K) = 1 / \Delta \quad (10)$$

El centro de rotación de la estructura.

$$X_{cr} = \Sigma K_y (x) / \Sigma K_y \quad (11)$$

$$Y_{cr} = \Sigma K_x (y) / \Sigma K_x \quad (12)$$

La excentricidad del centro de masa y el centro de rotación de la estructura.

$$e_x = X - X_{cr} \quad (13)$$

$$e_y = Y - Y_{cr} \quad (14)$$

La rigidez rotacional de la estructura.

$$K_{\theta\theta} = [(e_x)^2 + \Sigma K_{\theta\theta} (e_y)^2] / E_c \quad (15)$$

$$\theta_x = (F_y * e_y) / (K_{\theta\theta} * E_c * t) \quad (16)$$

$$\theta_y = (F_x * e_x) / (K_{\theta\theta} * E_c * t) \quad (17)$$

Factor distribución de la carga lateral de diseño basado en la rigidez de las paredes del sistema lateral.

$$Df_x = (K_y / E_c) / (\Sigma K_y / E_c) \quad (18)$$

$$Df_y = (K_x / E_c) / (\Sigma K_x / E_c) \quad (19)$$

Carga diseño requerida por código para cada pared del sistema lateral de la estructura.

$$F_{x_t} = Df_x * F_x + (K_{xx} * \phi_x * y') \quad (20)$$

$$F_{y_t} = Df_y * F_y + (K_{yy} * \phi_y * x') \quad (21)$$

Dónde:

$F_{x_t}$  = cortante basal en dirección X.

$F_{y_t}$  = cortante basal en dirección Y.

Luego de distribuir el cortante basal de forma proporcional a la rigidez de las paredes de carga o cortante (shear walls) en cada dirección principal de la estructura, se procedió a evaluar el incremento en carga que producirá en la estructura debido a excentricidades geométricas e incidentales.

En este caso, el incremento en carga a las paredes tuvo un efecto mínimo, el cual fue determinado en un 0.03 % debido a la geometría de forma regular que tiene la estructura. Una vez distribuido el cortante basal a cada uno de los elementos rígidos o pared de cortante, se pudo determinar que la carga de diseño más crítica es de 2.04 kips / pies lineal de pared a lo largo del eje-A que tiene una longitud de 95 pies lineales. Esta carga de 2.04 kips / pie lineal fue utilizada para analizar cada ancho de pared, según se ilustra en la tabla-2.

**Tabla 2**

**Tabla Comparativa Ancho de Pared vs. Capacidad de Carga en Tensión Conexión**

Ancho (pies)	Altura (pies)	Espesor (pulgadas)	Peso (kips)	Peso (ton)	Tu (kips)	$\phi T_n$ (kips)
8	25	8	20	10	68.0	71
10	25	8	25	12.5	60.5	67
12	25	8	30	15	56.5	65
14	25	8	35	17.5	53.9	54
16	25	8	40	20	52.1	53

Luego de analizar los resultados tabulados, se pudo determinar que la fuerza en tensión ( $\phi T_n$ ) de diseño se redujo en un 24% al incrementar el ancho de la pared de 8 pies a 16 pies de ancho, o un incremento en ancho de pared de 150%.

**Tabla 3**

**Tabla Detalle Estructural Conexión**

Pared	Plato-A	Plato-B	Plato-C
8 pies	5/8"t x 8" x 6" 3#6 x 33" varilla lw = 12"-7/16"Fw	5/8"t x 7" x 6" lw <sub>t</sub> =8"x9/16"Fw lw <sub>b</sub> =7"-9/16"Fw	1"t x 4.5" x 15" 5#6 x 37" varilla lw=15"-7/16"Fw
10 pies	1/2"t x 7.5" x 6" 4#5 x 28" varilla lw=13.5"-7/16"Fw	5/8"t x 6.5" x 6" lw <sub>t</sub> =8.5"-7/16"Fw lw <sub>b</sub> =6.5"-9/16"Fw	1"t x 4.5" x 15" 6#5 x 31" varilla lw=16"-7/16"Fw
12 pies	1/2"t x 7.5" x 6" 6#4 x 28" varilla lw=10.5"x7/16"Fw	5/8"t x 6.5" x 6" lw <sub>t</sub> =8.5"-7/16"Fw lw <sub>b</sub> =6.5"-9/16"Fw	1"t x 4.5" x 15" 6#5 x 31" varilla lw=16"-7/16"Fw
14 pies	1/2"t x 8" x 6" 5#4 x 22" varilla lw = 10"-7/16"Fw	1/2"t x 7" x 6" lw <sub>t</sub> = 8"-3/8"FW lw <sub>b</sub> = 7"-7/16"Fw	7/8"t x 4.5" x 15" 5#5 x 31" varilla lw = 13"-3/8"FW
16 pies	1/2"t x 8" x 6" 5#4 x 22" varilla lw = 10"-7/16"Fw	1/2"t x 7" x 6" lw <sub>t</sub> = 7"-7/16" Fw lw <sub>b</sub> = 7"-7/16" Fw	7/8"t x 4.5" x 15" 5#5 x 31" varilla lw = 13"-3/8"FW

Dónde:

$F_w$  = tipo de soldadura (fillet weld)

$lw$  = largo soldadura en pulgadas

$lw_t$  = largo soldadura en el tope

$lw_b$  = largo soldadura en la base

$t$  = espesor de la placa de acero

La tabla 3 provee el detalle de varilla, refuerzo, soldadura y dimensiones de los platos para las conexiones según diseñadas.

### COMPARACIÓN DE DISEÑO VS. ANÁLISIS DE COSTO

Una vez diseñadas y detalladas las conexiones del panel prefabricado para los diferentes anchos de pared considerados, se procedió a realizar un análisis de costo de instalación.

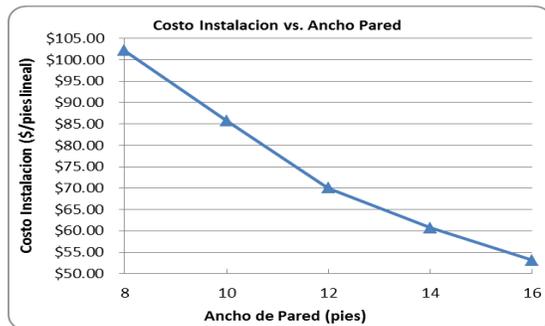
Este análisis de costo tomó en consideración los parámetros de labor para instalación, cantidad acero de refuerzo, cantidad acero placas conexión, largo soldadura y la grúa para la instalación de una pared prefabricada. El análisis no considero el costo del hormigón por ser un valor constante. Una vez determinado el costo de instalación por cada ancho de pared prefabricada, se determinó un costo unitario por pie lineal de pared instalado.

**Tabla 4**  
**Comparación de Ancho Pared vs. Costo Unitario Conexión**

Costo Unitario vs. Ancho Pared		
Ancho Pared (pies)	\$/pies	Reducción (%)
8	\$ 102.12	0%
10	\$ 85.70	16%
12	\$ 69.99	31%
14	\$ 60.67	41%
16	\$ 53.08	48%

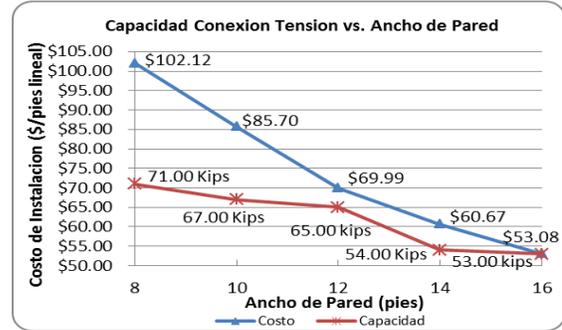
Una vez determinado el costo unitario por pies lineal de pared, se gráfico el ancho de pared versus costo unitario por pie lineal de instalación.

La figura 7 ilustra la relación del costo de instalación en comparación al ancho de pared.



**Figura 7**  
**Costo de Instalación vs. Ancho de Pared**

Se pudo observar de la figura 7, que mientras se incrementa el ancho de la pared, el costo de instalación unitario por pie lineal se reduce hasta en un 48%. Por lo cual, se pudo determinar que la pared de mayor ancho es la opción de instalación más costo efectiva.



**Figura 8**  
**Capacidad Conexión vs. Ancho de Pared**

Se puede observar de la figura 8, que según se incrementa el ancho de pared, la capacidad de diseño en tensión ( $\phi T_n$ ) requerida en la conexión disminuyó en un 24%, para un ancho de pared de 16 pies.

Si se toma en consideración que el costo de material e instalación de una pared prefabricada con un ancho de 8 pies para una estructura de 12,750 pies cuadrado de superficie de pared es de \$18.00/pie cuadrado, se puede determinar que al utilizar un ancho de pared de 16 pies, resultaría en un ahorro de \$1.96/pie cuadrado o un 10.90% de reducción en el costo total de la estructura.

### CONCLUSIONES

Después de analizar los resultados se puede concluir:

Las estructuras construidas con paredes de hormigón prefabricado como parte de su sistema estructural para resistir cargas gravitatorias y cargas laterales sísmicas, son relativamente fácil de construir y más simple de diseñar cuando se compara con otros sistemas estructurales permitidos por el código.

El diseño según discutido en este estudio cumple con las provisiones del IBC-12 y además con los parámetros de ductilidad requerida en la

sección 21.4 del ACI 318-11 para paredes estructurales intermedias.

En la etapa de diseño, la capacidad a tensión fue el criterio dominante para el diseño de las conexiones. Por lo cual, el diseñador deberá estar consciente de la ductilidad esperada en las conexiones durante el diseño y detalle de la misma. Las conexiones soldadas pueden ser diseñadas y utilizadas cuando se requiera niveles normales y altos de ductilidad. Por lo tanto, las conexiones soldadas de los platos de conexión y refuerzos de acero deben tener suficiente capacidad a tensión y cortante para asegurar una construcción de alta calidad.

La pared diseñada con un ancho mayor, es decir, la pared de 16 pies de ancho permite hacer una instalación mucho más rápida, reduce el número de conexiones en la estructura y simplifica el detalle estructural de la conexión. Esto a su vez minimiza errores durante la etapa de fabricación de la conexión, al utilizar dimensiones típicas en el detalle estructural. Resultando un diseño más económico en comparación con los diseños de las paredes más estrechas.

Por tanto, basado en los resultados obtenidos en este estudio, se pudo determinar que una pared de 16 pies de ancho, resultaría en la alternativa más costo efectiva de las opciones evaluadas. Se pudo determinar que la carga de diseño en la conexión se redujo en un 24%, mientras el ancho de la pared fue incrementado en un 150%. El costo de instalación se redujo en un 48%, utilizando una pared de 16 pies de ancho. Además, el costo total de construcción de la estructura se redujo en un 10.90% al aumentar el tamaño de la pared.

## REFERENCIAS

- [1] S. D. Nakaki "Precast Concrete Design", in 2009 NEHRP *Recommended Seismic Provisions: Design Examples*, FEMA P- 752, Washington, DC, Building Seismic Safety Council, 2013, ch. 8, pp. 1-74.
- [2] *PCI Design Handbook*, 7th ed., Precast / Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 2010, ch. 4.
- [3] American Concrete Institute Committee, "Earthquake-Resistance Structures" in *Building Code requirements*

*for Structural Concrete and Commentary 318-11*, Farmington Hills, ACI, 2011, ch. 21, pp. 329-376.

- [4] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE / SEI 7-10, 2011.
- [5] International Code Council, "Structural Design" in *International Building Code 2012*, Country Club Hills, IL, ICC, Inc., 2011, ch. 16, pp. 333-378.
- [6] A. Whittaker, "CIE 525 Reinforced Concrete Structures", Lecture 1, unpublished.