



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL EN
QUITO, EMPLEANDO EL SISTEMA CONSTRUCTIVO ISOTEX UTILIZANDO LOS
CRITERIOS DE LA NEC**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Milton Edinson Jadán Jiménez
Michael Alexander Reyes Humanante

TUTORA: Jazmín Carolina Almache Hernández

Quito - Ecuador
2026

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Milton Edinson Jadán Jiménez con documento de identificación N° 1104119597 y Michael Alexander Reyes Humanante con documento de identificación N° 0604423038; manifestamos que:


Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Milton Edinson Jadán Jiménez
1104119597



Michael Alexander Reyes Humanante
0604423038

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Milton Edinson Jadán Jiménez con documento de identificación N° 1104119597 y Michael Alexander Reyes Humanante con documento de identificación N° 0604423038 expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto de Investigación: “Análisis y diseño estructural de una edificación residencial en Quito, empleando el sistema constructivo Isotex utilizando los criterios de la NEC” el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Milton Edinson Jadán Jiménez
1104119597



Michael Alexander Reyes Humanante
0604423038

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jazmín Carolina Almache Hernández con documento de identificación N° 0604090290, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL EN QUITO, EMPLEANDO EL SISTEMA CONSTRUCTIVO ISOTEX UTILIZANDO LOS CRITERIOS DE LA NEC, realizado por Milton Edinson Jadán Jiménez con documento de identificación N° 1104119597 y Michael Alexander Reyes Humanante con documento de identificación N° 0604423038, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto de Investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 20 de febrero del 2026

Atentamente,



Ing. Jazmín Carolina Almache Hernández, MSc.
0604090290

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN RESIDENCIAL EN QUITO, EMPLEANDO EL SISTEMA CONSTRUCTIVO ISOTEX UTILIZANDO LOS CRITERIOS DE LA NEC

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN OF A RESIDENTIAL BUILDING IN QUITO, USING THE ISOTEX CONSTRUCTION SYSTEM AND THE NEC CRITERIA

Milton Jadán-Jiménez¹, Michael Reyes-Humanante², Jazmín Almache-Hernández³

Resumen

La construcción ecuatoriana se ha estancado en sistemas aporricados, dependientes de mampostería no estructural, a pesar de la alta amenaza sísmica.

Esta investigación tiene como objetivo evaluar y comparar el desempeño estructural del sistema Isotex, frente al sistema Tradicional, con el fin, de tener nuevas propuestas constructivas. Este estudio se realizó mediante la modelación computacional.

El sistema tradicional a base de pórticos y sistema Isotex bloque madera cemento con un núcleo de hormigón, en base a los resultados se determinó que ambos sistemas cumplen los criterios establecidos por la NEC, donde se pudo verificar el control de límite de derivas, cortante basal estático y dinámico, participación modal, parámetros de rigidez - periodos de vibración y torsión, de igual manera, se evaluó la cuantificación del material y la reducción del peso estructural de los sistemas. Concluyendo que el sistema Isotex es una alternativa viable para la construcción ecuatoriana, por las altas prestaciones que ofrece.

Palabras Clave: Análisis estructural, Límites de derivas, muros portantes, sistema tradicional.

Abstract

Ecuadorian construction has stagnated in portico systems, dependent on non-structural masonry, despite the high seismic threat.

This research aims to evaluate and compare the structural performance of the Isotex system with the traditional system, to develop new construction proposals. This study was carried out using computer modeling.

The traditional system based on porticos and the Isotex system based on wood-cement blocks with a concrete core. Based on the results, it was determined that both systems meet the criteria established by the NEC, where it was possible to verify the control of drift limits, static and dynamic basal shear, modal participation, stiffness parameters, vibration, and torsion periods. Similarly, the quantification of the material and the reduction in the structural weight of the systems were evaluated. It was concluded that the Isotex system is a viable alternative for Ecuadorian construction due to the high performance it offers.

Keywords: Structural analysis, drift limits, load-bearing walls, traditional system.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica Salesiana. Quito-Ecuador.

² Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica Salesiana. Quito-Ecuador.

³ Docente de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica Salesiana. Quito-Ecuador.

Autores para correspondencia: edsonjmnz@outlook.com, alekhr97@gmail.com.

1. Introducción

Este artículo presenta un análisis comparativo estructural entre el sistema de pórticos de hormigón armado y el sistema constructivo Isotex (Bloques huecos de madera – cemento con un núcleo de hormigón), en una edificación residencial de uso multifamiliar ubicada en la ciudad de Quito, considerando los criterios establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [1].

La ciudad de Quito se ubica en una zona de alta peligrosidad sísmica, “generada por la acción de subducción de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana” [2], donde predominan las edificaciones conformadas por pórticos de hormigón armado, según el levantamiento GEM-SARA, cuyo muestreo de 11 556 edificaciones se indica que representan el 88% del total analizado [3], debido a su afinidad con la normativa vigente NEC-15 [1].

El objetivo de esta investigación es evaluar el comportamiento de ambos sistemas estructurales, considerando las exigencias de los criterios de la NEC establecidos en los capítulos NEC-SE-DS y NEC-SE-HM, y que sirva de guía para el análisis de soluciones estructurales innovadoras y que contribuyan a una edificación más segura y resiliente [1].

2. Materiales y Métodos

2.1. Planteamiento del estudio y modelos comparativos.

La presente investigación se realizó mediante un modelo idealizado de una edificación residencial de cuatro plantas y una terraza accesible. La estructura presenta un área constructiva de 158 m² e incluye una cubierta de 16 m², en ambos modelos.

En las figuras 1 - 4 se presenta la vista en planta y la vista tridimensional de los sistemas analizados, donde se observa la configuración geométrica y la disposición de los elementos constructivos.

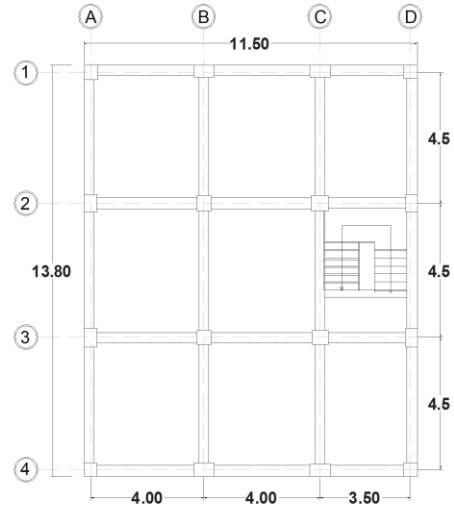


Figura 1. Vista en planta - Modelo tradicional.

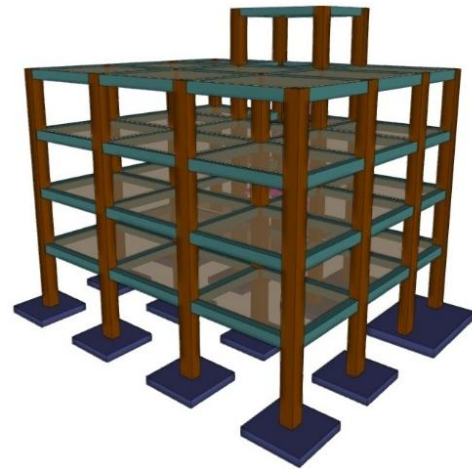


Figura 2. Vista tridimensional - Modelo tradicional.

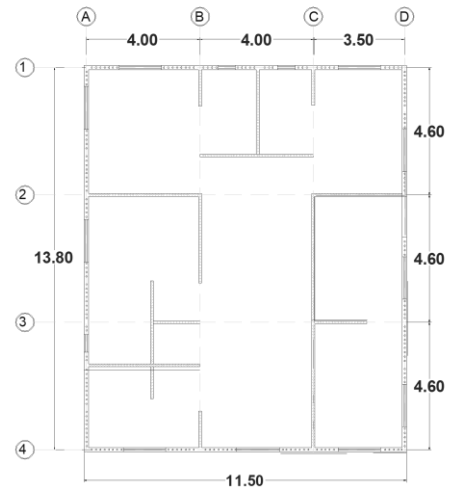


Figura 3. Vista en planta - Modelo Isotex.

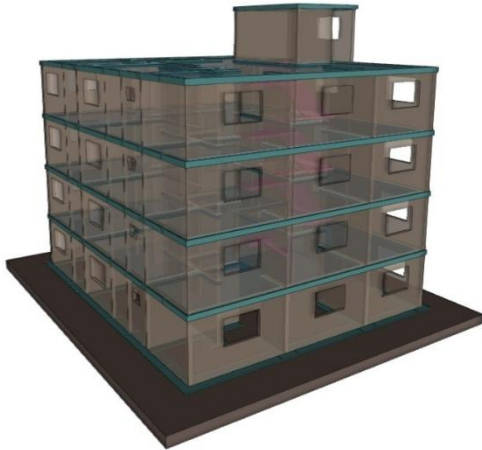


Figura 4. Vista tridimensional - Modelo Isotex.

Se realizaron dos modelos estructurales equivalentes a través del sistema de pórticos y muros portantes. Verificando límite de derivas, reacciones en la base, participación modal, parámetros de rigidez y torsión [1]. La clasificación de los sistemas estructurales de hormigón armado y sus mecanismos de falla se presenta en la tabla 1.

Tabla 1: Clasificación de edificios de hormigón armado [1].

Sistemas estructurales	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rotulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil en flexión
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte

El sistema de pórticos está constituido por columnas y vigas, de manera que las losas transmiten las cargas hacia las vigas y estas a las columnas, las cuales la distribuyen a la cimentación. La interacción entre viga y columna conforman marcos espaciales, que generan nudos de hormigón armado resistentes a corte y flexión que garantiza la correcta trasmisibilidad de esfuerzos, capaces de soportar cargas verticales y acciones laterales, las mismas que se generan por la acción de las cargas reactivas, viento y sismo.

El sistema constructivo Isotex incorpora muros estructurales de hormigón dentro del bloque tipo Isotex, que funciona como un encofrado permanente [4]. A diferencia del sistema de pórticos, este sistema transmite las cargas de forma directa a los muros portantes y estos a la cimentación.

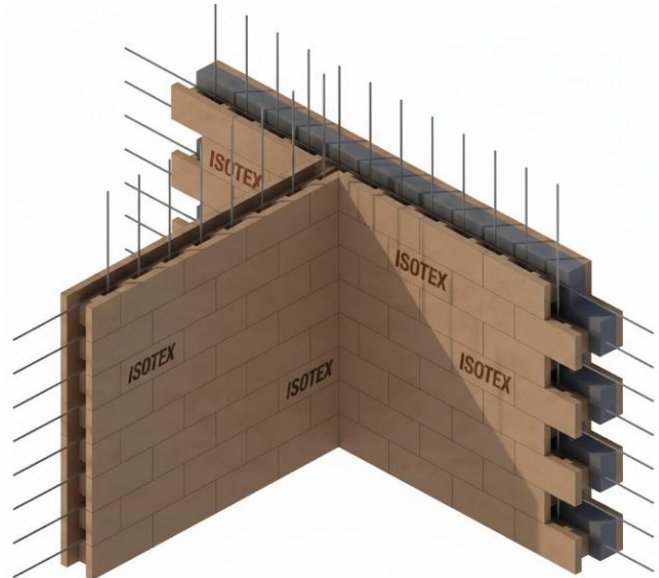


Figura 5. Sistema constructivo Isotex [5].

En el catálogo técnico del fabricante se puede indicar que la combinación bloque Isotex y el núcleo de hormigón armado ha sido ensayado y observado en edificaciones reales, donde se determinó un desempeño sísmico adecuado [5]. Este sistema es una solución técnica permitiendo colocar muros de menor espesor mediante la distribución de la armadura o malla en una sola cara del muro. En la tabla 2, se detallan las propiedades de los materiales.

Tabla 2: Materiales utilizados para el diseño estructural

Tipo de elemento	f_c (Kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	Módulo de elasticidad del concreto (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)
Columnas	240	42000	233928.19	42000
Vigas	240	42000	233928.19	42000
Muros portantes	240	42000	233928.19	42000
Zapata y plintos	240	42000	233928.19	42000
Vigas de cimentación	240	42000	233928.19	42000

2.2. Parámetros y características del suelo

El análisis se desarrolló conforme a los criterios establecidos en el capítulo NEC-SE-DS [1], considerando la ubicación de la edificación en la ciudad de Quito, clasificada como una zona de alta amenaza sísmica. En la tabla 3 se presentan los parámetros del suelo.

Tabla 4: parámetros del suelo

Perfil de suelos en función de la NEC	
Tipo de suelo	D- Suelos rígidos
Fa	1.2
Fd	1.19
Fs	1.28
n	2.48
Velocidades de ondas de corte perfiles de suelos rígidos (m/seg)	(360 m/s > V_s > 160 m/s)

Para el análisis se adoptó un factor de zona sísmica $Z=0.40$ correspondiente a la región Sierra, así como un perfil de suelo tipo D. En la tabla 4 se presentan los parámetros del suelo en base al estudio geotécnico.

Tabla 4. Parámetros Geotécnicos

Parámetro del Suelo	Tipo D
Capacidad Admisible (Q_{adm})	14.70 T/m ²
Módulo de Balasto (K_s)	1.31 kg/cm ² /cm
Coefficiente de Poisson (ν)	0.35
Módulo de Elasticidad (E)	8.98 MPa
Ángulo de Fricción (ϕ)	25°–37°
Peso Específico (γ)	1.50 Ton/m ³

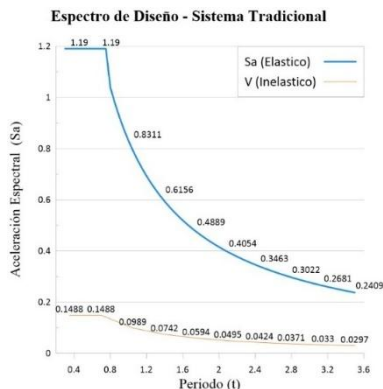


Figura 6. Espectro de diseño sísmico del Sistema Tradicional.

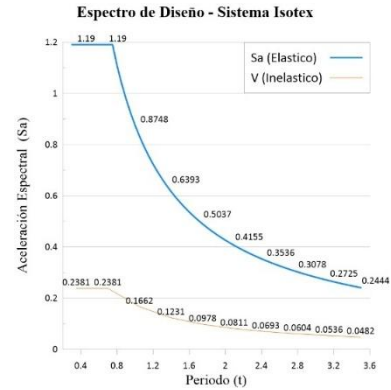


Figura 7. Espectro de diseño sísmico del Sistema Isotex.

2.3. Interacción suelo-estructura.

En el diseño de los modelos se consideró la interacción suelo estructura para evaluar el comportamiento real de las edificaciones. La ISE transforma el sistema de uno de “base fija” a una flexible, alterando fundamentalmente la rigidez, el amortiguamiento y la distribución de fuerzas internas. Su consideración es vital para optimizar el diseño (evitando el sobredimensionamiento) y garantizar la seguridad ante el colapso por desplazamientos excesivos. La importancia de los efectos inerciales está estrechamente relacionada con la flexibilidad relativa del suelo de soporte en comparación con la estructura [6].

2.4. Análisis estático por cargas gravitacionales

El modelo estructural se desarrolló mediante herramientas computacionales de análisis estructural, las cuales permiten la simulación bidimensional de edificaciones de hormigón armado bajo solicitaciones gravitacionales, sísmicas y de viento.

Considerando las cargas gravitacionales y las cargas de servicio se realizó el análisis lineal. Las cargas variables, QV, se determinaron en función del uso específico para cada área en base a los criterios de la normativa NEC-SE-CG [8]. Las cargas permanentes, QM, se componen del peso propio de los elementos estructurales (calculado por el software) y el peso de los elementos no

estructurales (determinado mediante análisis de cargas).

Tabla 5. Distribución de cargas

Cotas	Método tradicional		Método Isotex	
	QV (t/m ²)	QM (t/m ²)	QV (t/m ²)	QM (t/m ²)
N+2.50	0.2	0.85	0.2	0.5
N+5.00	0.2	0.85	0.2	0.5
N+7.50	0.2	0.85	0.2	0.5
N+10.00	0.48	0.85	0.48	0.5
Cubierta	0.1	0.2	0.1	0.2

2.5. Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal determina los modos naturales de vibración. De acuerdo con el ASCE 7, el número de modos considerados debe alcanzar una participación modal acumulada del 100% de la masa, sin embargo, el número de modos asumidos es igual al número de grados de libertad asociados a la masa del modelo estructural por planta, por ende, se debe alcanzar al menos el 90% de participación en los primeros modos de vibración [9].

El análisis se lo realizó mediante la metodología modal espectral metodología el espectro de diseño indicados anteriormente en las figuras 5 y 6 para cada modelo analizado. Este análisis permitió determinar los desplazamientos y los efectos de torsión que se generan por cada modo de vibración.

2.6. Cortante basal

El cortante basal de diseño se determinó mediante el método del análisis estático equivalente, conforme a la normativa NEC-SE-DS [1]. Este parámetro representa la fuerza sísmica que actúa en la base de la estructura por consecuencia de la aceleración sísmica de la estructura.

$$v = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad (1)$$

Donde:

- v : Cortante basal de diseño.
- I : Coeficiente de importancia.

- $Sa(Ta)$: Espectro de diseño en aceleración para el periodo de vibración.
- R : Factor de reducción de resistencia sísmica.
- ϕ_p y ϕ_e : Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- W : Peso sísmico de la estructura.

2.7. Criterios de diseño

2.7.1. Criterios de diseño en columnas

Las columnas son elementos estructurales que se encuentran sometidos a esfuerzos de flexo-compresión, por ende, el criterio de diseño es asegurar que las columnas sean más fuertes que las vigas (Columna fuerte - Viga Débil).

Requisitos para elementos en flexo-compresión (NEC-SE-HM sección 4.3.1). Dimensiones mínimas. - “La dimensión menor de la sección transversal, no debe ser menor a 300 mm” [10]. Relación de esbeltez. - “La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que $\frac{b}{h} \geq 0.4$ ” [10].

Diseño del refuerzo principal en columnas (NEC-SE-HM sección 4.3.2). Momentos últimos. - “Las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos y carga axial” [10]. Los valores encontrados no deberán ser menores para los calculados.

$$S_{cp} = \phi^0 \cdot \omega_f \cdot S_E \quad (2)$$

Donde:

- S_{cp} : Momentos últimos para el diseño.
- S_E : Fuerza sísmica
- ϕ^0 : Factor de sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña.
- ω_f : Factor de amplificación dinámica.

Factor de sobre-resistencia. - “El valor de factor de sobre-resistencia ϕ^0 es el cociente entre la capacidad de las rótulas plásticas M_o y la capacidad requerida M_{req} por el análisis” [10].

$$\phi^0 = \frac{M_o^- + M_o^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad (3)$$

Donde:

- M_o : Momento de sobre resistencia (\pm) de las rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña.
- M_{req} : Momento requerida.

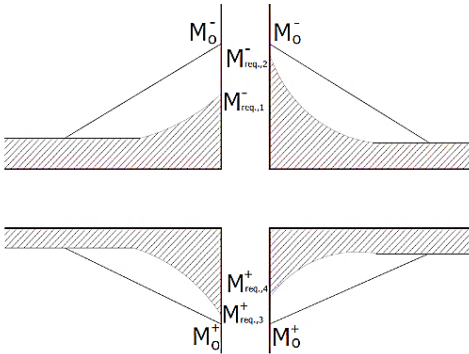


Figura 8. Factor de sobre-resistencia [9].

Capacidad de sobre-resistencia. – “Se la obtiene mediante el análisis a flexión de las secciones, considerando la cuantía real del refuerzo” [10], también, considera las propiedades máximas de los materiales.

$$M_o = 1.25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (4)$$

Donde:

- A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.
- f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo.
- d y d' : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción y compresión.

Factor de amplificación dinámica para flexión. – “Depende de la demanda de ductilidad μ , y debe aplicarse desde el nivel 1 a un nivel $\frac{3}{4}$ de la altura de la edificación” [10].

$$\omega_f = 1.15 + 0.13 \left(\frac{\mu}{1.8} - 1 \right) > 1.15 \quad (5)$$

Donde:

- ω_f : Factor de amplificación dinámica.
- μ : Coeficiente de ductilidad.

Cuantía máxima de refuerzo longitudinal. - Es el límite normativo que establece la cuantía máxima de acero que se puede colocar en un elemento estructural [10].

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03 \quad (6)$$

Donde:

- ρ_g : Área de refuerzo longitudinal.
- A_g : Área bruta de la sección.

Refuerzo transversal de confinamiento (NEC-SE-HM sección 4.3.4). Separación. – La normativa establece que el refuerzo transversal de los elementos debe ejecutarse considerando zonas de confinamiento y no confinados, marcando así los valores mínimos de separación [10].

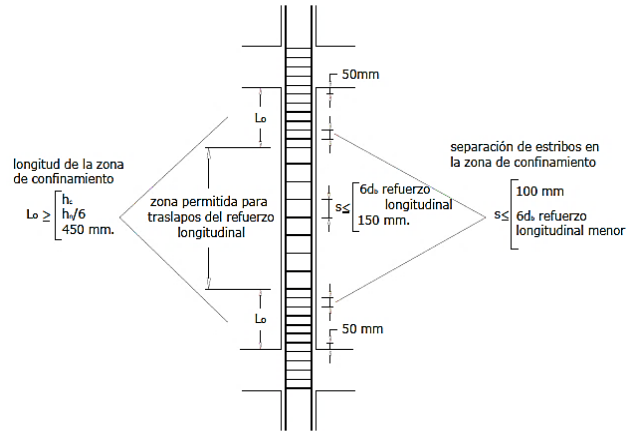


Figura 9. Separación de estribos [10].

Cuantía de refuerzo. – La normativa establece límites mínimos; estos límites aseguran que el núcleo de hormigón se comporte de manera dúctil ante esfuerzos sísmicos. A su vez, "el área del refuerzo en forma de estribos no deberá ser inferior al mayor de los valores obtenidos de las siguientes expresiones:" [10].

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right] \quad (7)$$

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (8)$$

Donde:

- A_{sh} : Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios.
- s : Separación, centro a centro, entre estribos.

- b_c : Distancia máxima, centro a centro. Entre esquinas del estribo.
- A_g : Área bruta.
- A_{ch} : Área de la conexión interior confinada.
- f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Cortante de diseño (ACI 318-19). La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que pueden desarrollarse en las caras del nudo, estas fuerzas se obtienen a partir de las resistencias a flexión de los elementos adyacentes [7]. Para satisfacer la consideración de cortante de diseño se debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e \quad (9)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (10)$$

$$V_c = \left(0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{P_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (12)$$

Donde:

- V_n : Resistencia nominal al cortante.
- V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.
- V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia
- V_e : Resistencia cortante de diseño.

La fuerza cortante de diseño V_e , es obtenida como el máximo entre V_{e1} , V_{e2} .

$$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^- + M_{pr4}^+}{l_u} \quad (13)$$

$$V_{e1} = \frac{M_{pr3}^+ + M_{pr4}^-}{l_u} \quad (14)$$

Donde:

- M_{pr3} : Momento probable la flexión.
- l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

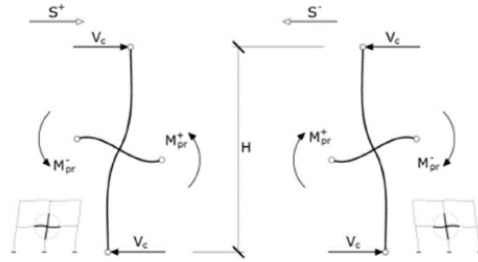


Figura 10. Cortante en columnas a partir de los momentos resistentes probables [10].

2.7.2. Criterios de diseño en vigas

El diseño de vigas y elementos sometidos a flexión debe garantizar una adecuada capacidad de deformación y resistencia, con el fin de asegurar un mecanismo de falla controlado; el diseño de la sección transversal deberá cumplir las siguientes especificaciones.

Requisitos para elementos en flexión (NEC-SE-HM sección 4.2.1). - Resistir las acciones sísmicas mediante mecanismos de flexión, asegurando un comportamiento dúctil y controlado del elemento estructural [10].

A continuación, la figura 11 ilustra los requisitos geométricos fundamentales que deben satisfacer los elementos diseñados a flexión, según la sección 4.2.1 de la NEC-SE-HM [10].

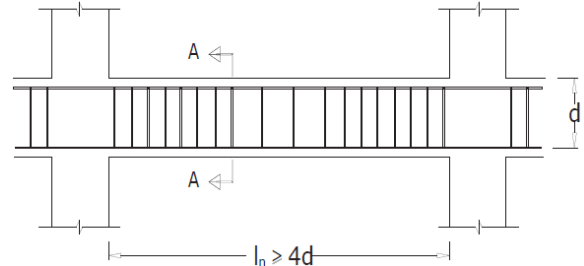
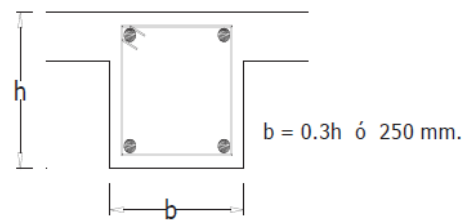


Figura 11. Características de los elementos a flexión [10].



Sección A-A

Figura 12. Características de los elementos a flexión [10].

Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión (4.2.5). – Se requiere acero a tracción, el valor de A_{smin} , no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores [10], presentados en la figura 13.

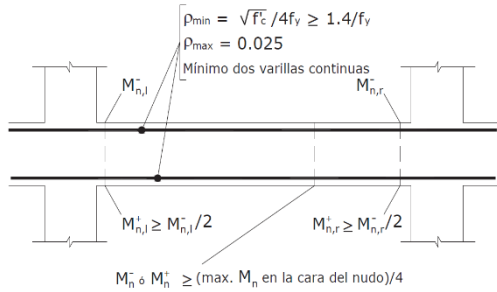


Figura 13. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión [10].

Estribos de confinamiento (4.2.8). -En las zonas de traslape del refuerzo longitudinal, se debe disponer refuerzo transversal de confinamiento estribos de diámetro mínimo 10 mm, desarrollados a lo largo de toda la longitud del traslape. En la siguiente figura 14, se ilustran las zonas de confinamiento y la distribución de estribos [10].

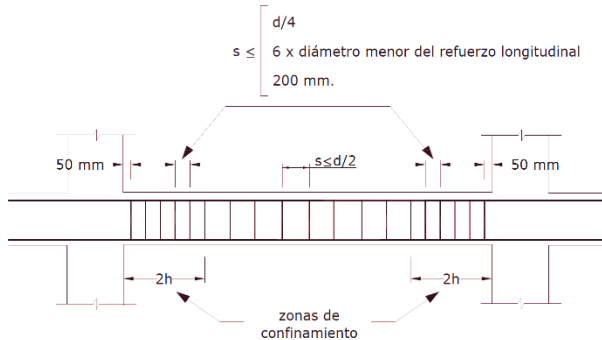


Figura 14. Separación de estribos [10].

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-19). - La fuerza cortante de diseño, V_e , debe evaluarse considerando las fuerzas internas que actúan en el tramo de la viga comprendido entre las caras de los nudos, establecidos en Artículo 18.6.5.1 del ACI 318-19 [7].

$$M_{pr} = A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (15)$$

$$a = \frac{A_s \cdot 1.25 \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (16)$$

Donde:

- M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento.
- a : Profundidad del bloque de compresión de Whitney.

2.7.3. Criterios de diseño en nudos

Condición de confinamiento del nudo (ACI 318-19 Sección 15.2.8). - Un nudo viga–columna puede considerarse confinado cuando:

El ancho de cada viga transversal debe ser al menos tres cuartas partes del ancho de la cara de la columna. Las vigas transversales deben extenderse más allá de la cara del nudo una distancia no menor que la altura total de la viga [7].

Las vigas deben disponer de refuerzo longitudinal continuo superior e inferior.

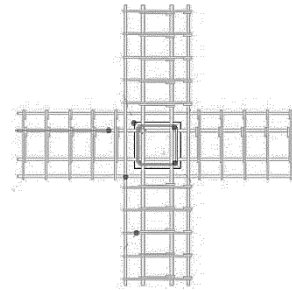


Figura 15. Conexión viga-columna [10].

2.7.4. Criterios de diseño en muros portantes

Geometría y espesores mínimos Espesor mínimo de muros de carga. – El ACI 318-19 establece el espesor mínimo de muros de carga en la Tabla 11.3.1.1; el espesor debe ser el mayor entre 100 mm y $\frac{1}{25}$ de la distancia menor entre la altura del entrepiso y la longitud del muro. Número de capas (ACI 318-19, 11.7.2.3). – En la sección 18.10.2.2, se establece que se debería colocar doble armado si no cumple con las solicitaciones [7].

$$V_u > 0.17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (17)$$

$$h_w/l_w \geq 2.0 \quad (18)$$

Donde:

- A_{cv} : Área bruta de la sección de concreto.
- h_w : Altura del muro.
- l_w : Longitud del muro.

Relación de Esbeltez. – Para muros de carga, se debe verificar la relación $\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$. Si esta relación supera los límites indicados en la sección 6.6.4.1, se consideran los efectos de segundo orden [7].

Resistencia a cortante (ACI 318-19, 18.10.4.1). – El criterio de diseño establece que $\phi V_n \geq V_u$, donde V_u , corresponde a la fuerza cortante mayorada y V_n , a la resistencia nominal a cortante del elemento estructural [7]. La resistencia nominal se expresa como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (19)$$

La resistencia nominal a cortante por el concreto se expresa como:

$$V_c = 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{l_w \cdot h} \quad (20)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (21)$$

Donde:

- h : Espesor del muro.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- N_u : Carga axial mayorada aplicada al muro.
- l_w : Longitud horizontal total del muro.
- A_v : Área total de refuerzo transversal.
- s : Espaciamiento vertical entre las varillas horizontales de refuerzo.

Elementos de borde (ACI 318-19, 18.10.6.5). – La presencia de estos elementos en los bordes del muro y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo a compresión máximo en la fibra σ , excede el $0.2 \cdot f'_c$ [7]. El esfuerzo a compresión se expresa como:

$$\sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot C}{I_g} \quad (22)$$

Donde:

- σ : Esfuerzo en la fibra extrema.
- P_u : Carga axial mayorada.
- A_g : Área bruta.
- M_u : Momento mayorado.
- C : Distancia a la fibra extrema.
- I_g : Momento de inercia bruto.

2.7.5. Diseño de zapatas

El ACI 318-19 establece criterios para asegurar la trasmisibilidad de las cargas sísmicas desde las columnas y muros hacia los cimientos [7]. Refuerzo longitudinal por flexión. – Para columnas o elementos de borde de muro estructurales espaciales, se debe colocar refuerzo transversal, por debajo del nivel superior de la zapata [7].

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_b}{0.85 \cdot \phi \cdot B \cdot d^2 \cdot f'_c}} \right) \cdot B \cdot d \quad (23)$$

Donde:

- M_b : Momento último flector.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia.
- d : Peralte efectivo.

Corte por flexión. – La verificación del corte frente a la flexión, de los elementos estructurales sean mecanismos dúctiles [7].

$$\phi \cdot V_c \geq V_u \quad (24)$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d \quad (25)$$

Donde:

- σ_u : Esfuerzo último del suelo.
- B : Ancho de la zapata.
- d : Peralte efectivo.

Corte por punzonamiento. – El ACI 318-19, la verificación se realiza comprobando que la resistencia de corte del hormigón sea mayor o igual al esfuerzo cortante último actuante [7].

$$V_u = \sigma_u [(A \cdot B) - (a + d)(b + d)] \quad (26)$$

$$\phi \cdot V_{c1} = \phi \cdot 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (27)$$

$$\phi \cdot V_{c2} = \phi \cdot 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_o \cdot d}{b_o} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (28)$$

$$\phi \cdot V_{c3} = \phi \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (29)$$

Donde:

- σ_u : Esfuerzo último del suelo.
- $(A$ y $B)$: Longitudes de la zapata.
- $(a$ y $d)$: Longitudes de la columna.
- b_o : Longitud del área punzonada.

2.7.6. Diseño de vigas de cimentación.

Para este apartado se utilizó el diseño de vigas rígidas de cimentación con conjunto cimientosuperestructura rígido, como se indica [11]. El cálculo de esfuerzos en el cemento se realizará obteniendo las presiones $\sigma_{max} \leq qa$ [11].

$$\sigma_{max} = \frac{R}{A} \left[1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} + \frac{6 \cdot e_y}{L} \right] \quad (30)$$

Donde:

- σ_{max} : Presión sobre el suelo.
- R : Cargas aplicadas a la losa de cimentación.
- $e_{x,y}$: Excentricidad en x y y.
- B : Ancho de la cimentación.
- L : Largo de la cimentación.

Excentricidades. – Se determinan utilizando las coordenadas (x, y).

$$e_x = dx - \frac{B}{2} \quad (31)$$

$$e_y = dy - \frac{L}{2} \quad (32)$$

Donde:

- dx : Coordenada de la resultante en x.
- B : Ancho de la cimentación.
- L : Largo de la cimentación.

El método se basa en la hipótesis de que si la presión transmitida en un punto por el cimientosobre el suelo es σ_{max} , y este ligado por la relación.

$$y = \frac{\sigma_{max}}{K_c} \quad (33)$$

Donde:

- y : Asentamiento.
- K_c : Módulo de balasto.

Momento factorizado. – Se determinan las áreas de acero por ancho unitario para el refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y y [11].

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (34)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (35)$$

Donde:

- A_s : Área de acero por ancho unitario.
- f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión.
- M_u : Momento factorizado.

2.8. Parámetros para el modelado del bloque madera - cemento.

De acuerdo con el proyecto de investigación se concluyó que el factor de resistencia a la compresión de bloques conglomerados madera – cemento es de 2.7 Mpa y un peso específico de 1.2 kg/dm³, citados en la tabla 4.64 [13]. De igual manera, el bloque se clasificó como un bloque liviano. Se realizó un modelo computacional en base a los parámetros sísmicos antes mencionados, comparando el comportamiento individual del bloque.

Adicional a ello el bloque utilizado tiene otras ventajas frente al comportamiento estructural, la absorción de ruido según los ensayos se determinó que es de 89.4 dB, un resultado que indica que tiene una mejor absorción al ruido en comparación de los sistemas tradicionales.

2.9. Enfoque cuantitativo entre el sistema Tradicional y el sistema Isotex.

Mediante la cubicación de los materiales (acero y hormigón), se estableció una correlación entre las cantidades obtenidas, determinado los pesos y volúmenes de los materiales de cada sistema y comparando la sostenibilidad en la construcción.

3. Resultados y Discusión

3.1. Diseño de columnas.

Las columnas fueron diseñadas conforme a los criterios establecidos en la literatura, en la tabla 6, se presentan las dimensiones y el armado de cada sección.

Tabla 6. Dimensión y Armado de Columnas

Elemento	Dimensión (cm)	Armado Long	Armado Trans.
Col. Esquina	50x50	12 Φ 20mm	3e Φ 10mm @ 10 cm
Col. Borde	60x40	14 Φ 20mm	3e Φ 10mm @ 10 cm
Col. Central	50x50	16 Φ 20mm	3e Φ 10mm @ 10 cm

3.1.1. Análisis de capacidad mediante el diagrama de interacción.

El diseño de columnas de hormigón armado se determinó mediante el diagrama de interacción carga axial y momento flector. El cual permite evaluar la capacidad resistente del elemento producido por cargas gravitacionales [8]. En la siguiente figura 16, se presenta la gráfica de la columna más crítica del sistema, donde se verifica que las solicitaciones de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción.

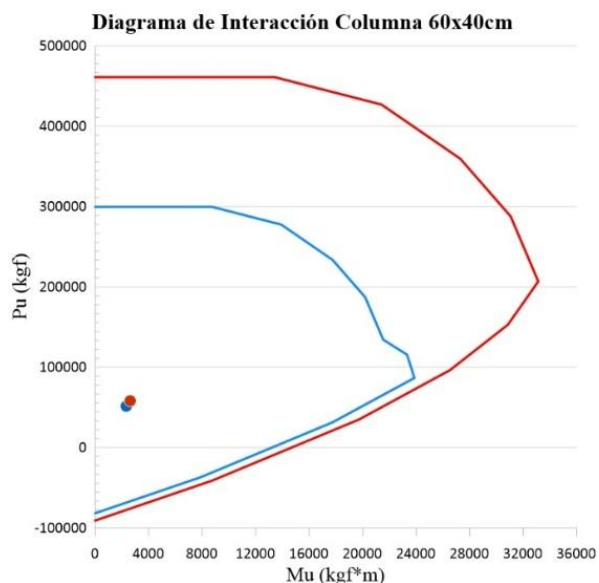


Figura 16. Diagrama de interacción columna 60x40 cm.

En la figura 17, se presenta el armado de la columna evaluada anteriormente.

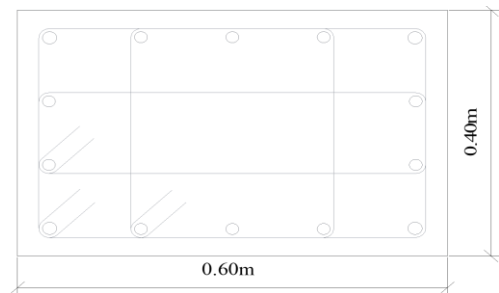


Figura 17. Armado columna 60x40 cm.

3.2. Diseño de vigas.

Las vigas están diseñadas conforme a los criterios establecidos en la literatura. En la tabla 7 y en la figura 18, se presentan las dimensiones y el armado estructural.

Tabla 7. Dimensión y Armado de Vigas

Elemento	Dimensión (cm)	Armado Long	Armado Trans.
Vigas de borde	30x40	8 Φ 16mm	1e Φ 10mm
Vigas Centrales	35x40	11 Φ 16mm	1e Φ 10mm

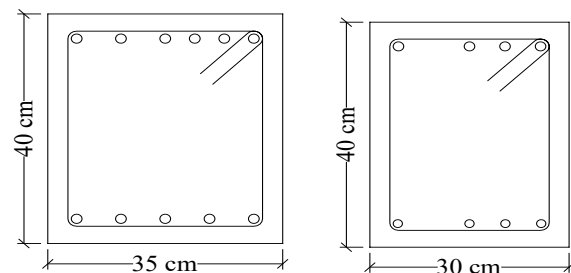


Figura 18. Armado de vigas.

3.3. Diseño de muros portantes.

Para el diseño y modelado del sistema Isotex, se utilizó un muro estructural de 15cm de espesor, conforme a lo establecido en la Tabla 11.3.1.1 del ACI 318-19 [7], el refuerzo adoptado corresponde a un armado Φ 12mm@20cm en ambas direcciones, adicional a ello se utilizó el bloque tipo Isotex HB 20, para el modelado se añadió el peso específico del bloque Isotex a fin de simular adecuadamente su presencia y su contribución al comportamiento global del sistema.

En las figuras 19 y 20, se presenta una vista tridimensional del armado y la discretización del muro portante.

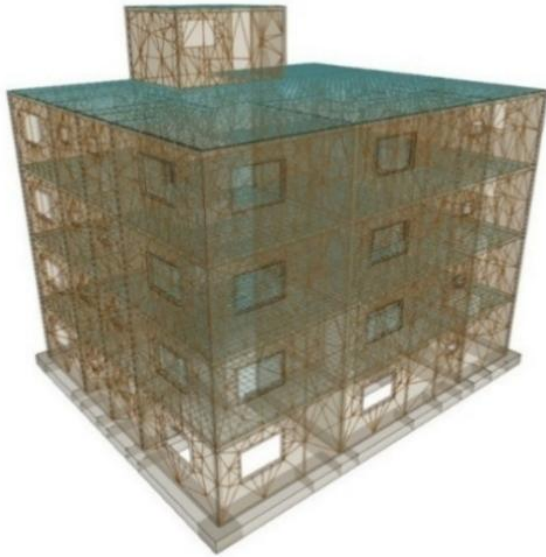


Figura 19. Vista tridimensional del sistema Isotex.

La incorporación de muros estructurales reduce significativamente las derivas entre pisos y el periodo natural en comparación con los sistemas de pórticos [14]. Asimismo, se ha documentado que los sistemas de muros mitigan la amplificación de desplazamientos laterales causada por la interacción suelo-estructura en suelos blandos, reduciendo así la vulnerabilidad sísmica y las pérdidas asociadas a demandas inelásticas excesivas [14].

La discretización de los muros portantes se realizó mediante el análisis de elementos finitos, que considera el comportamiento de los esfuerzo axial, cortante y flexión, el discretizado consiste en dividir en muro en pequeños elementos finitos [14]. Donde se considero cambios de geometría, borde y secciones huecas, asegurando así la compatibilidad modal entre los muros

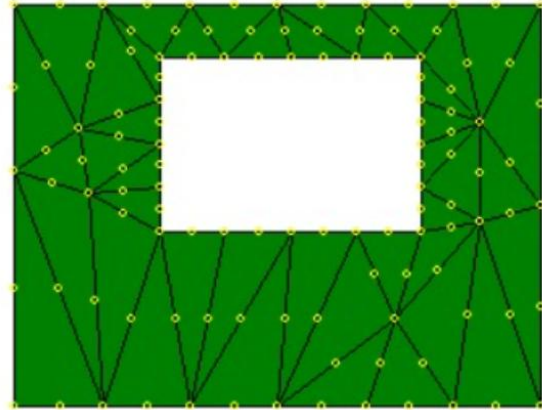


Figura 20. Discretización del muro portante.

3.3.1. Modelación de la capacidad estructural de bloques conglomerados.

Se realizó un modelo computacional de la estructura planteada, utilizando únicamente el bloque madera cemento, evaluando su comportamiento estructural ante un evento sísmico, así pudimos determinar los desplazamientos máximos, cortante basal y cortante dinámico. En la gráfica 21, se presentan las derivas máximas inelásticas del bloque conglomerado sin núcleo de hormigón y en la tabla 8 el resumen del cortante basal estático y dinámico.

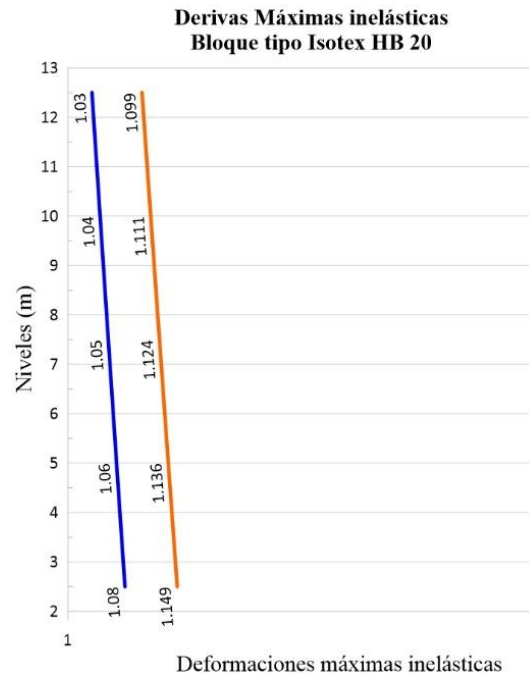


Figura 21. Derivas máximas inelásticas

Tabla 8. Comparación cortante estático y dinámico del Bloque conglomerado

Cortante Basal	Sentido X	Sentido Y
Estático Vs	124.43	124.43
Dinámico Vd	109.82	113.05
Factor de corrección	NP	NP
Dinámico Corregido Vd	109.82	113.05

3.4. Diseño de cimentaciones

La cimentación se diseñó incluyendo parámetros dinámicos del suelo, lo que permitió representar adecuadamente las características del suelo.

La interacción suelo estructura confirma que incorporar la rigidez dinámica del suelo ofrece una predicción más realista de la respuesta sísmica, evitando la subestimación de los desplazamientos laterales y las derivas entre pisos que ocurren en modelos de base fija, particularmente en suelos blandos [6]. La integración de este enfoque permitió validar la rigidez lateral efectiva de los sistemas analizados.

En las tablas 9 y 10, se presentan las dimensiones y el armado estructural y en las gráficas 22 y 23 la vista tridimensional de ambos sistemas.

Tabla 9. Dimensión y Armado de Zapatas Aisladas

Elemento	Dimensión (cm)	Dirección	Armado Long X	Armado Long Y
Zapata Aislada	225x225x30	Superior	11 Φ	11 Φ
			12mm	12mm
		Inferior	11 Φ	11 Φ
			16mm	12mm
Zapata Aislada Esquinera	300x300x50	Superior	15 Φ	15 Φ
			16mm	16mm
		Inferior	14 Φ	14 Φ
			20mm	20mm

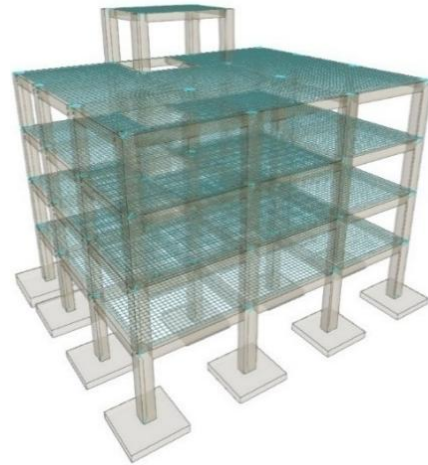


Figura 22. Vista tridimensional de las zapatas Sistema Tradicional

Tabla 10. Dimensión y Armado de Vigas de Cimentación

Elemento	Dimensión (cm)	Armado Long	Armado Trans.
Viga de Cimentación	85x40x14.40	5 Φ 20mm @ 20cm	2e Φ 10mm @15cm

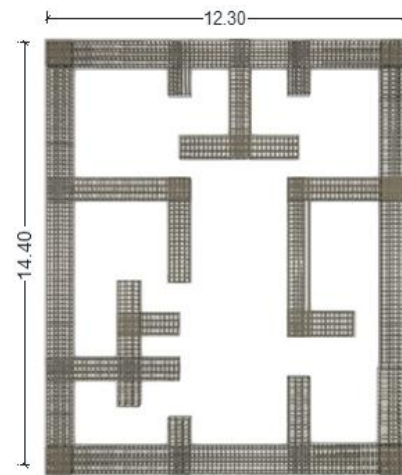


Figura 23. Diseño vigas de cimentación Sistema Isotex

La interacción suelo estructura confirma que incorporar la rigidez dinámica del suelo ofrece una predicción más realista de la respuesta sísmica, evitando la subestimación de los desplazamientos laterales y las derivas entre pisos que ocurren en modelos de base fija, particularmente en suelos blandos [6]. La integración de este enfoque permitió validar la rigidez lateral efectiva de los sistemas analizados.

3.5. Comparación entre el peso y el cortante basal.

Se aplicó el método estático equivalente siguiendo los criterios establecidos por la NEC-SE-DS [15], para estimar la respuesta sísmica de los modelos comparados, por fuerzas estáticas horizontales aplicados -en los centros de masa de cada piso. Este procedimiento se describe en el ASCE/SEI 7-12, según el enfoque internacional del Equivalent Lateral Force (ELF), el cual establece que la cortante basal depende directamente del peso sísmico de la estructura y del coeficiente sísmico que se obtiene a partir del espectro de diseño [8].

En la tabla 11, presentamos el resumen de los parámetros del método estático equivalente.

Tabla 11. Resumen del MEE y Cortante Basal.

MODELO	Peso W (T)	Coefficiente sísmico Cs	Cortante Basal (T)
Tradicional	570.67	0.184	104.82
Muros Portantes	627.67	0.294	184.46

En la gráfica 25 se presentan las fuerzas laterales por cada nivel.

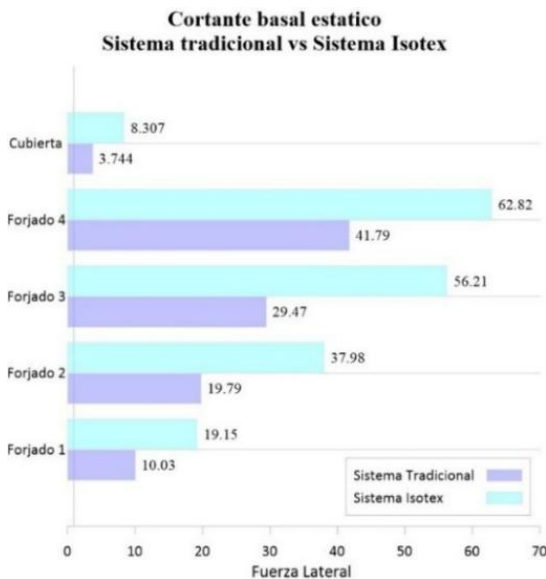


Figura 24. Cortante basal estática.

De igual manera se observa un incremento en el coeficiente sísmico, Cs, para el sistema de Isotex en comparación con el sistema tradicional. Este incremento corresponde al factor de reducción de respuesta sísmica R, establecido en la NEC-SE-DS

[15], dado que el Cs es inversamente proporcional a la ductilidad del sistema, donde se utilizó un factor de reducción sísmica R=8 para pórticos y un R=5 en muros portantes, por ende, Cs en muros portantes será mayor [15].

3.6. Comparación entre cortante basal estática y dinámica

Se compararon los resultados de la cortante basal obtenidos por el método estático equivalente y dinámico (obtenido en el modelo computacional CQC). Los valores de la comparación del cortante basal estática y dinámica se presentan en la tabla 9. Asimismo, se verificó que el cumplimiento del requisito específico para edificaciones irregulares establecido por la NEC-SE-DS [15], el cual exige que la cortante dinámica alcance al menos el 85% de la estática, que se considera para edificaciones irregulares.

Tabla 12. Comparación cortante estático y dinámico

Cortante Basal	Método Tradicional		Modelo Isotex	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
Estático Vs	104.84	104.84	184.49	184.49
Dinámico Vd	94.53	94.91	176.25	177.66
Factor de corrección	NP	NP	NP	NP
Dinámico Corregido Vd	94.53	94.91	176.25	177.66

3.7. Comparación entre derivas máximas inelásticas.

Se puede determinar que el sistema tradicional indica un comportamiento más dúctil, esto quiere decir que está diseñado para disipar energía mediante las deformaciones inelásticas, por lo que su deriva máxima de 1.18% se aproxima al límite normativo del 2% según la NEC-SE-DS [15].

En la gráfica 26, se presenta el análisis comparativo de derivas máximas inelásticas, donde para el sistema tradicional los simplificamos como “ST” y al sistema Isotex como “SI”.

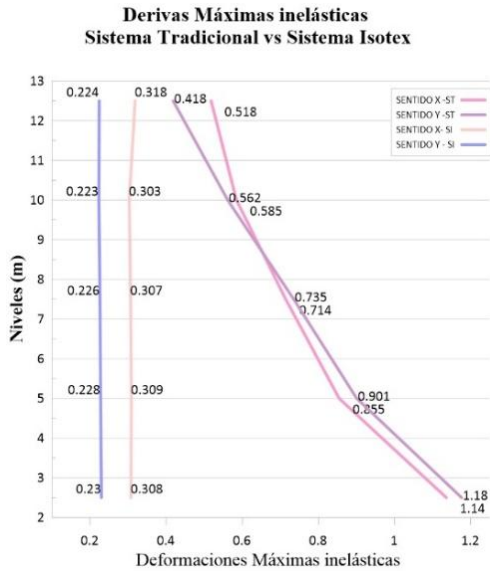


Figura 25. Derivas máximas inelásticas

El sistema Isotex de muros portantes prioriza la rigidez y el control de sus deformaciones, donde su deriva máxima es de 0.31%, muy por debajo del límite normativo de 2% que indica la NEC-SE-DS [15].

Al estar basado en muros portantes continuos, tiene una respuesta predominantemente elástica y una ductilidad reducida. Su alto nivel de rigidez y resistencia busca mantener el edificio cerca del rango elástico, por lo que ductilidad es baja; esto no quiere decir que no tenga ductilidad, sino que su estrategia de diseño es limitar las deformaciones.

3.8. Análisis combinado de periodo fundamental y masa estructural.

El análisis comparativo mediante el método CQC es un método de combinación modal usado en el análisis modal-espectral para unir las respuestas máximas obtenidas en cada modo de vibración [16]. Los resultados del análisis modal se presentan en las gráficas 27 y 28.

Periodo de vibración y participación de la masa Sistema tradicional

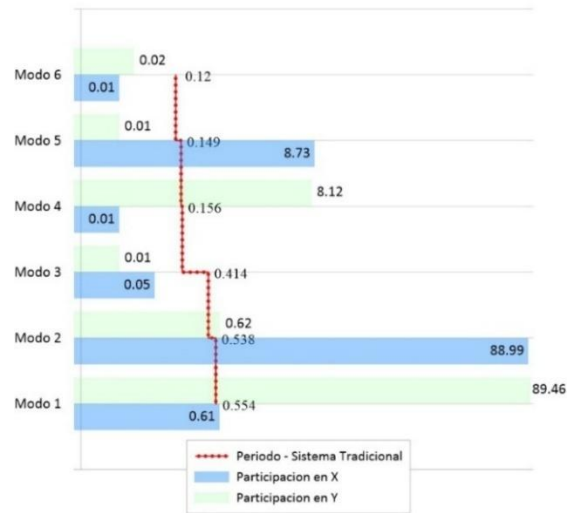


Figura 26. Periodo de vibración y participación Sistema Tradicional

Periodo de vibración y participación de la masa Sistema Isotex

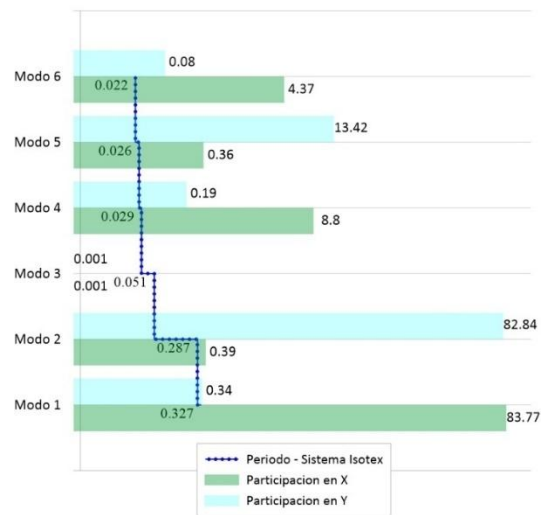


Figura 27. Periodo de vibración y participación Sistema Isotex

Los resultados de los periodos fundamentales y la distribución de la masa participativa se obtuvieron a través de 15 modos de vibración en ambos modelos, consiguiendo más del 85% de la masa acumula en los primeros modos de vibración.

El sistema Tradicional muestra un periodo fundamental de 0.554 s, confirmando su mayor flexibilidad, con una participación modal del 90% de masa en sus primeros modos. Mientras tanto, el sistema Isotex tiene un periodo de 0.327 s,

evidenciando su alta rigidez aportada por los muros portantes, manteniendo una participación modal superior al 99%. Esta diferencia en periodos fundamentales explica los resultados de las derivas máximas, confirmando que a mayor periodo se produce un mayor desplazamiento lateral.

3.9. Evaluación técnica constructiva de los sistemas constructivos.

El análisis de cuantificación de materiales elementales (acero y hormigón), determinados con la misma resistencia especificada en la etapa de diseño. Se midió la cantidad de volumen de hormigón y el peso del acero estructural de cada edificación, estableciendo que el sistema tradicional ocupa 192.79 m³ de hormigón y 51115.88 kg de acero estructural a comparación que el sistema Isotex dispone de 247.09 m³ de hormigón y 25427.27 kg de acero estructural. En la tabla 13, presentamos el resumen de la cuantificación de ambos sistemas.

Tabla 13. Cuantía de obras

Elementos	Sistema Tradicional		Sistema Isotex	
	H.A f'c=240 (m3)	Acero 4200 (kg)	H.A f'c=240 (m3)	Acero 4200 (kg)
Muros	-	-	134.74	11842.44
Losa Sistema Isotex	-	-	81.86	9189.54
Viga de Cimentación	-	-	30.49	4395.29
Columnas	37.58	18065.71	-	-
Vigas	54.5	11302.04	-	-
Losa Sistema Tradicional	69.58	18248.16	-	-
Zapatas	31.13	3499.97	-	-
Total	192.79	51115.88	247.09	25427.27

3.10. Análisis de la distribución del cortante sísmico y la fuerza equivalente por planta.

Los resultados que se presenta en las figuras 29, 30, 33 y 34 del “Sismo en X” y las figuras 31, 32, 35 y 36 en el sentido “Sismo en Y” para cada sistema estructural, los resultados se obtuvieron mediante el software el cual calcula los cortantes siguiendo los criterios del análisis modal espectral.

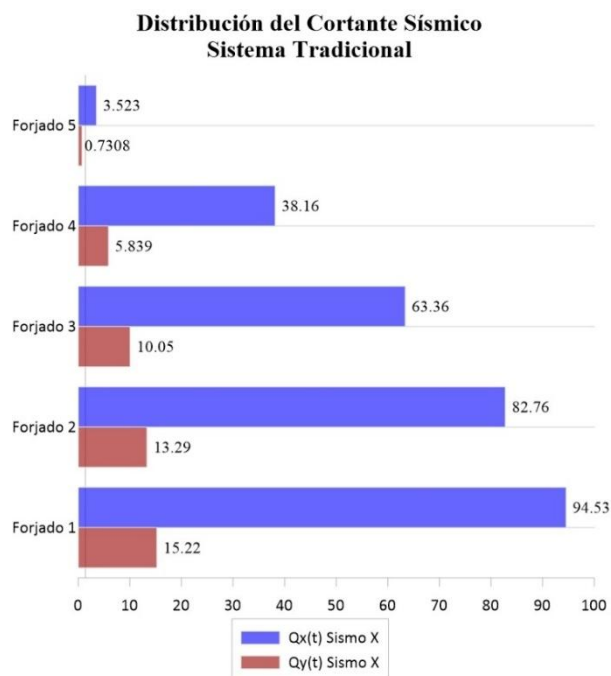


Figura 29. Distribución del Cortante Sísmico -Sismo en X Sistema Tradicional

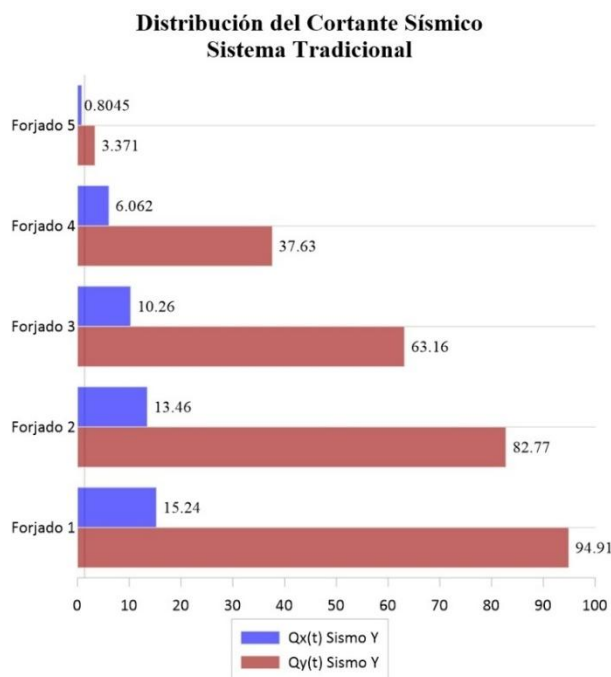


Figura 30. Distribución del Cortante Sísmico -Sismo en Y Sistema Tradicional

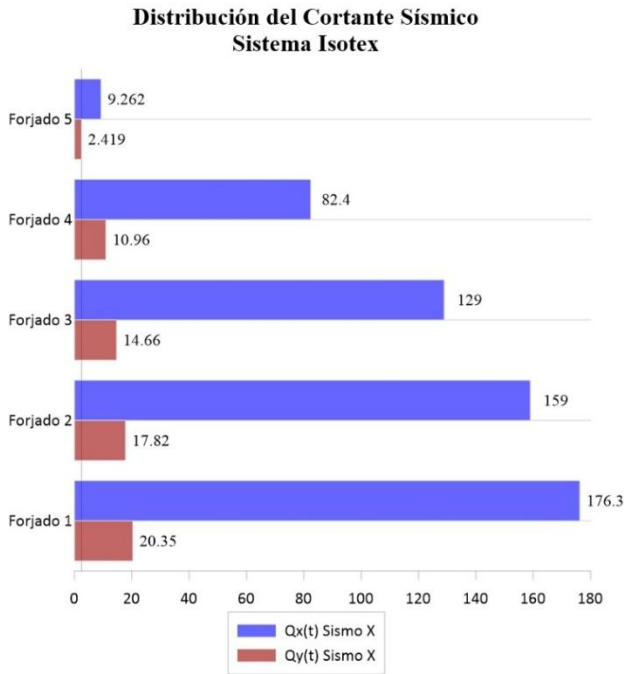


Figura 31. Distribución del Cortante Sísmico -Sismo en X Sistema Isotex

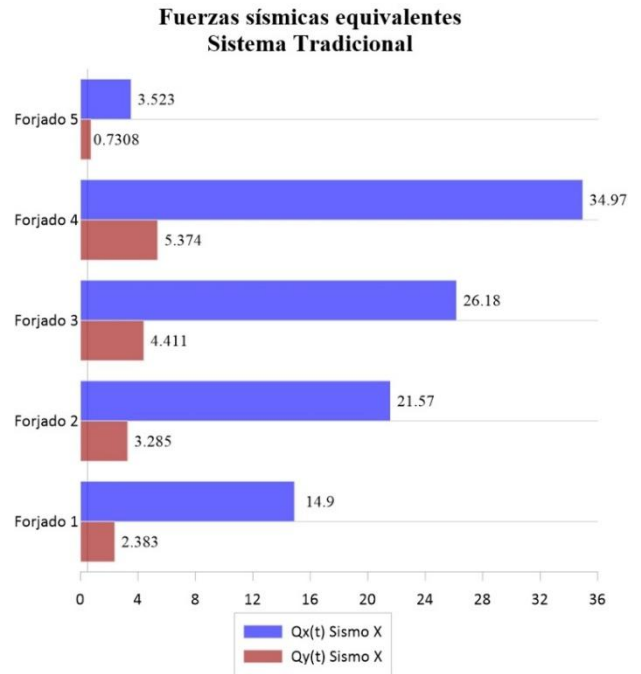


Figura 33. Fuerzas sísmicas equivalentes - Sismo en X Sistema Tradicional

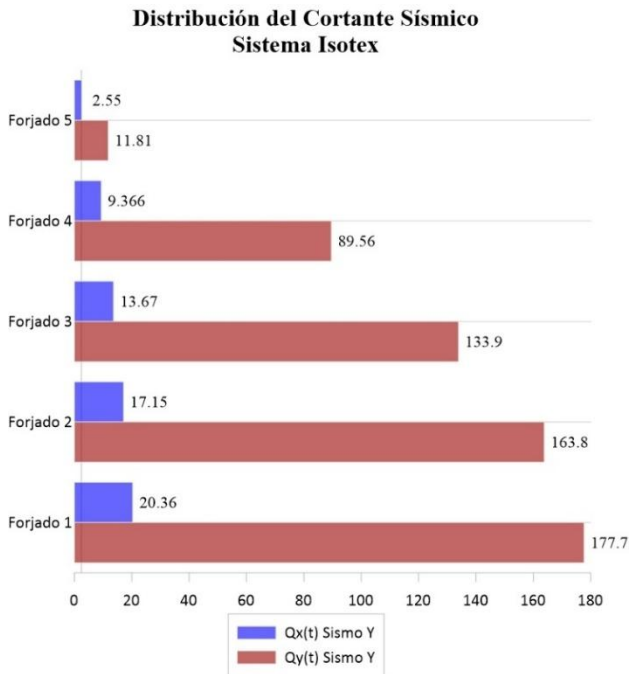


Figura 32. Distribución del Cortante Sísmico -Sismo en Y Sistema Isotex

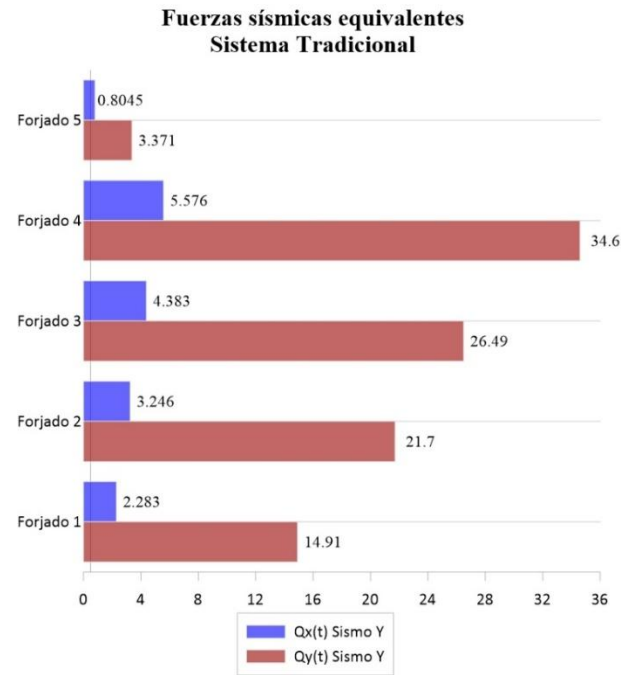


Figura 34. Fuerzas sísmicas equivalentes - Sismo en Y Sistema Tradicional

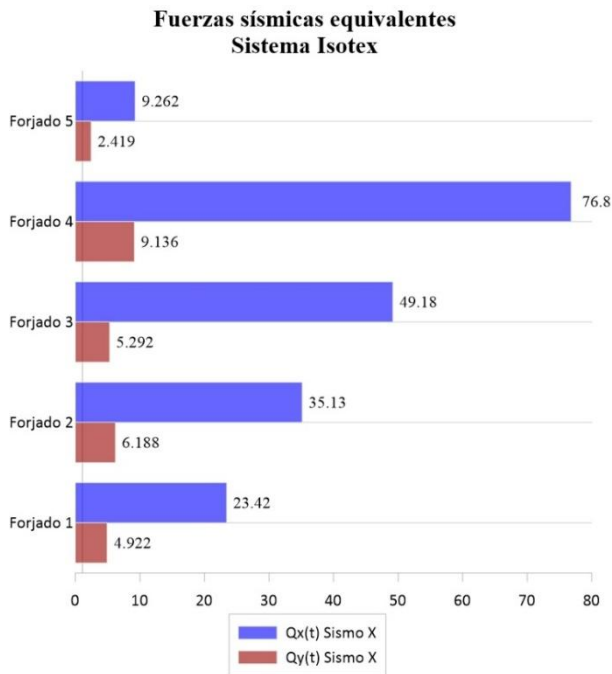


Figura 35. Fuerzas sísmicas equivalentes - Sismo en X Sistema Isotex

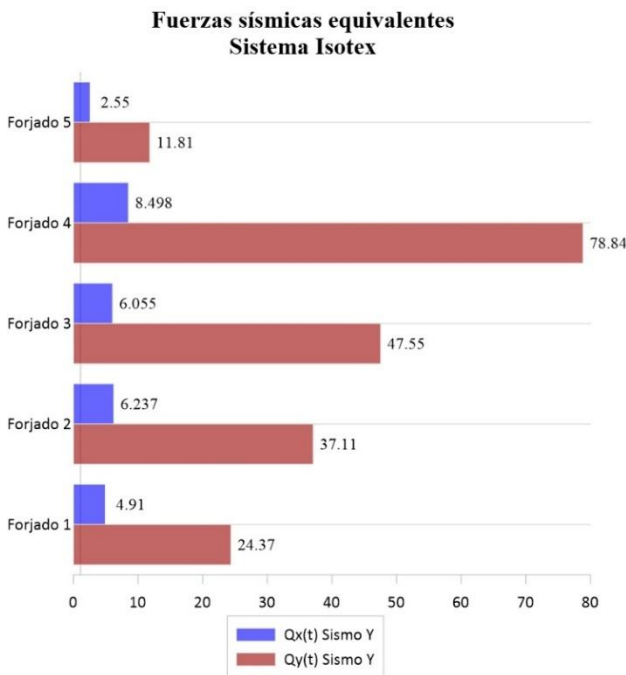


Figura 36. Fuerzas sísmicas equivalentes - Sismo en Y Sistema Isotex

4. Conclusiones

El sistema tradicional depende de la deformación controlada para disipar energía, en cambio, el sistema Isotex prioriza el control de los desplazamientos, el registro de derivas máximas inelásticas del sistema Isotex alcanzó el 0.31% muy por debajo del límite normativo del 2% y el sistema tradicional mostró un comportamiento flexible alcanzando el 1.18%. Por ende, se concluye que el sistema Isotex ofrece una rigidez lateral superior a la del sistema tradicional. De igual forma, se estableció que el sistema Isotex es más pesado, debido a la incorporación del muro continuo, además, el cortante basal del sistema Isotex (184.46 T) superó al del sistema tradicional (104.82 T), esto en consecuencia al factor de reducción sísmica de muros ($R=5$) comparada con los pórticos ($R=8$), donde R representa la capacidad del sistema para disipar energía mediante un comportamiento inelástico.

El análisis modal ratificó la diferencia entre el sistema tradicional donde se presentó un periodo de 0.554 s, y el sistema Isotex se redujo a 0.327 s. Esta reducción del periodo confirma la alta rigidez aportada por los muros portantes al sistema Isotex, lo que explica la reducción de los desplazamientos laterales.

A través de modelos computacionales se estableció que el bloque Isotex por sí solo es insuficiente para resistir los desplazamientos laterales, donde mediante el análisis estructural se obtuvo el 1.15% de derivas máximas, siendo indispensable el uso del núcleo de hormigón, sin embargo, el bloque Isotex al funcionar como un encofrado permanente protege al núcleo de hormigón al contacto directo con el medio ambiente, adicional a ello, contribuye con una rigidez parcial y absorción de ruido.

El sistema Isotex es altamente eficiente para minimizar el peso del acero estructural en obra, en un 50% respecto al sistema tradicional, en consecuencia, a esto se requiere una mayor cantidad de hormigón en un 28%, respecto al sistema tradicional.

Adicional a ello se puede deducir que el sistema Isotex reduce costos y tiempo en obra, por el uso de un mismo diámetro de acero estructural en el muro, donde la mampostería bloque tipo Isotex confina al muro y funciona como encofrado perdido, a diferencia del tradicional que ocupa varios armados, para alcanzar las solicitaciones de diseño. En el sistema tradicional el colocado de la mampostería es después de que se alcance la resistencia requerida de los elementos estructurales, en base a este análisis el sistema Isotex es viable, reduciendo el precio de los materiales utilizados y el tiempo de ejecución de la obra.

Para el correcto modelado del sistema Isotex, se optó por realizar la interacción suelo estructura, ya que, al momento de discretizarlo como una base fija “empotramiento” se obtuvo valores desproporcionados de los periodos de vibración. Con la interacción suelo estructura se determinó la importancia de modelar el comportamiento real del suelo bajo las edificaciones ante eventos sísmicos, por ende, se realizó la interacción suelo estructura para ambos modelos analizados, considerando la capacidad admisible del suelo conforme al estudio geotécnico realizado en la ciudad de Quito.

Se concluyó, que ambos modelos estructurales se ajustan a la normativa de construcción ecuatoriana, adicional a ello, cabe resaltar que el sistema Isotex es sostenible en la construcción evitando el uso de encofrados tradicionales (madera), mitigando el uso desmedido de este material.

Referencias

- [1] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC,” MIDUVI, 2023. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- [2] Geotecnia Fácil, “Geología de Quito: Fallas y sismicidad,” 2023. Disponible en: <https://geotecniafacil.com/geologia-fallas-quito/>
- [3] C. Celi, J. Pantoja, D. Sosa y C. Ayala, “Capacity Curves of Structural Typologies of Quito–Ecuador, Project GEM–SARA,” 2016. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Carlos-Celi/publication/305654264_Capacity_Curves_of_Structural_Typologies_of_Quito_-_Ecuador_Project_GEM_-_SARA/links/57980b9e08ae33e89faede91/Capacity-Curves-of-Structural-Typologies-of-Quito-Ecuador-Project-GEM-SARA.pdf
- [4] ISOTEX Srl, “Sistema constructivo Isotex: Bloques y forjados en madera-cemento,” ISOTEX España. Disponible en: <https://es.blocchiisotex.com>
- [5] Isotex S.p.A., “Catálogo de productos Isotex – Sistema constructivo con bloques de encofrado en madera-cemento,” Isotex, Italia, 2025. Disponible en: <https://es.blocchiisotex.com/wp-content/uploads/2025/03/Catalogo-Prodotti-SPAGNOLO.pdf>
- [6] A. K. Bharti, V. Garg, and S. Chandrawanshi, “A critical review of seismic soil-structure interaction analysis,” Structures, vol. 72, p. 108221, 2025. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Anuj-Bharti-3/publication/388218058_A_critical_review_of_seismic_soil-structure_interaction_analysis/links/678f6a0f1ec9f9589f54794f/A-critical-review-of-seismic-soil-structure-interaction-analysis.pdf
- [7] American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M 19), Farmington Hills, MI, USA, 2019. Disponible en: https://www.academia.edu/105387396/ACI_318M_19
- [8] NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Hormigón Armado, Quito, Ecuador: MIDUVI, 2015. Disponible en:

- <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- [9] ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Disponible en: https://www.academia.edu/77051812/ASCE_7_16_Minimum_Design_Loads_for_Buildings
- [10] NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Hormigón Armado, Quito, Ecuador: MIDUVI, 2015. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/8.-NEC-SE-HM-Hormigon-Armado.pdf>
- [11] Calavera, Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4.^a ed. [Madrid]: INTEMAC, 2000. Disponible en: <https://www.slideshare.net/slideshow/calavera-calculo-de-estructuras-de-cimentacionpdf/267534886>
- [12] I. A. Najjar et al., "Advancing soil-structure interaction (SSI): a comprehensive review of current practices, challenges, and future directions," J. Infrastruct. Preserv. Resil., vol. 6, art. no. 5, 2025, Disponible en: <https://link.springer.com/article/10.1186/s43065-025-00118-2>
- [13] C. M. Sánchez Albarracín, "Diseño experimental y elaboración de bloques de conglomerado madera - cemento", Tesis de Maestría, Fac. de Ciencias Químicas, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador, 2009. Disponible en: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/f1c14265-8566-4733-a760-979d3c100395>
- [14] CYPE Ingenieros, "Muros de edificación – Discretización realizada en muros," CYPE, Disponible en: <https://info.cype.com/es/tema/muros-de-edificacion/>
- [15] NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción: Hormigón Armado, Quito, Ecuador: MIDUVI, 2015. Disponible en: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/8.-NEC-SE-HM-Hormigon-Armado.pdf>
- [16] YABAR Ingenieros, Manual de Diseño Estructural según ACI 318-19: Curso Taller de Análisis y Diseño Estructural con Python, ETABS y SAFE según ASCE 7-22 y ACI 318-19, Disponible en: <https://studylib.es/doc/9496431/manual-de-dise%C3%B1o-estructural-segun-aci-318-19--yabar>